THE UNIVERSITY
OF ILLINOIS
LIBRARY

620.5
BA
v. 7

LIBRARY

DER
BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins
Organ der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen
Organ des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes
und des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland
mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG, Mitteilungen des N D I

Herausgegeben von

Dr.-Ing. e. h. M. Foerster
Geh. Hofrat, ord. Professor an d. Techn. Hochschule Dresden

Dr.-Ing. W. Gehler
ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden

Dr.-Ing. E. Probst
ord. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe

Dipl.-Ing. W. Rein
Deutscher Eisenbau-Verband, Berlin

Dr.-Ing. W. Petry
Reg.-Baumeister, Direktor d. Deutschen Beton-Vereins, Obercassel (Siegkreis)

Siebenter Jahrgang
1926

BERLIN
VERLAG VON JULIUS SPRINGER
1926

620.5
BA
v.7

[redacted] Library

INHALT.

* bedeutet Abbildungen im Text.

VERFASSERVERZEICHNIS.

Seite

Agatz, Dr.-Ing., Baurat, Bremen. Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen 659* 691* 716*

Ahrens, Baurat und Hammacher, Direktor, Berlin. Ein neuer großer Verkehrshof der Allgemeinen Berliner Omnibus-A.-G. 959*

Baer, Dipl.-Ing., Berlin. Hermann Weihe zum Gedächtnis 765*

Bernhard, Karl, Baurat, Dr.-Ing. e. h., Berlin. Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster 313* 360*
Berichtigung hierzu 429

Bernhard, Rudolf, Regierungsbaumeister a. D., Dr.-Ing., Berlin. Eine neue Doppeldeckstraße in Chicago . 631*

Bleichert, Leipzig. Der Bau der Zugspitzbahn 597*

Bonn, Kurt, Dipl.-Ing., Gelsenkirchen. Die neuen Eisenbetonbestimmungen . 937

Buer, Nils, Oberbaurat, Hamburg. Neue amerikanische Methoden zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Korngrößenverhältnisse auf die Betonfestigkeit 129
— Der Entwurf zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen 273*
— Hetch-Hetchy, die neue Wasserversorgungsanlage und das elektrische Kraftwerk der Stadt San Francisco . . . 510*
— Böschungsrutschungen bei Eisenbahnen 802*
— Neue Brücke über den Hudsonfluß in New York 850*
— Ent- und Belüftungsanlage des im Bau befindlichen Hudsontunnels (The Holland-tunnel) in New York . . . 870*

Burghardt, A., Dipl.-Ing., Berlin. Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau 224
Zuschrift hierzu 813
Erwiderung auf diese 813

Busch, Ministerialrat, Berlin. Die wissenschaftliche Baufachtagung auf der Kölner Herbstmesse 89

Butzer, Heinrich, Dortmund. Kohlentürme aus Eisenbeton 195*

Cajar, Magistratsbaurat, Berlin. Abbruch der Auslegerbrücke über die Niagaraschlucht 472
— Stahlhäuser 582*
— Nutzbare Tragfähigkeit von Eisenkonstruktionsgliedern 778
—, R., Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin. Beitrag zur Bunkerfrage. Zuschrift zum Aufsatz Schönburg auf Seite 803 985

Seite

Craemer, Hermann, Dr.-Ing., Vorstand des Technischen Büros der Dywidag, Düsseldorf. Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von Winkelstützmauern 376*
— Die Beanspruchungen biegungsfester Schornsteinfundamente 512*
— Die Beanspruchung von Pilzdecken in der Nähe des Stützenkopfes . . . 534*

Czech, Franz, Essen. Der Funkturm in Berlin 695*

Dantscher, Oberbaudirektor Professor, München. Die Kachletstufe an der bayrischen Donau 561*

Daub, Regierungsbaurat, Düsseldorf. Die Verbreiterung der Rheinbrücke in Düsseldorf. 822*

David, Luz, Dr.-Ing., Magistratsbaurat, Berlin. Amerikanische Versuche mit Nietverbindungen bei Anwendung von Versenknieten und erhabenen Nietköpfen 257

Diethelm, Hans, Dr.-Ing., Geschäftsführer der Firma Robert Grastorf G. m. b. H., Hannover. Eisenbetonbalkenbrücke für eine Anschlußbahn mit elektrischem Zahnradbetrieb . . 433*

Dischinger, Franz, Obering. und Finsterwalder, Ulrich, Dipl.-Ing. der Firma Dyckerhoff & Widmann. Die Dywidag-Halle auf der Gesolei. . . 929*

Dywidag, Niederlassung Nürnberg. Instandsetzung und Umbau der Wehranlage der A.-G. Papierfabrik Hegge in Kinsau am Lech 478*

Eggers, W., Dipl.-Ing., Obering. der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis. Die Betriebseinrichtung bei der Schleuse Flaesheim. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin 541*

Ehnert, Günther, Dr.-Ing., Regierungsbaumeister, Dresden. Die 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 4. bis 6. März 1926 in Berlin 302*

Emperger, Fritz v., Dr. techn. e. h., Dr., Oberbaurat, Wien. Die Entwicklung des Bogenbrückenbaues für größere Spannweiten und die Traunfallbrücke Gmunden 293* 322*

Engler, Werner, Dr.-Ing., Bergedorf bei Hamburg. Eine neue Methode zur Untersuchung der Knickfestigkeit und des Einspannungsgrades 343*

Seite

Enzweiler, Dr.-Ing., Siemens-Bauunion, Berlin. Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 in Berlin 727*

Faust, Wilhelm, Oberingenieur, Niesky, O.-L. Ein Verfahren zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des ω-Verfahrens 53*

Feller, A., Ingenieur, Zürich-Wollishofen. Über die Ursachen der Bergschläge, Beitrag zu ihrer Erklärung . 895*

Finsterwalder, Ulrich, Dipl.-Ing. i. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich. Die Innenkuppel des Planetariums in Düsseldorf 714*
— und Dischinger, Franz, Obering. Die Dywidag-Halle auf der Gesolei . 929*

Foerster, M. Geheimer Hofrat, Professor Dr.-Ing. e. h., Dresden. Ernst Dyckerhoff † 805
— Die 22. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbauverbandes 913
— Zum 50jährigen Bestehen der Eisenkonstruktionswerkstätten und Brückenbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg, Schlesien 925*
— Zum 80. Geburtstage des Geheimen Baurates Friedrich Lenz 970

Frey, Karl, Dr.-Ing., Hannover. Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen Theorie der trägerlosen (Pilz)decken 21*

Fries, Franz, Ingenieur des Ruhrverbandes, Essen. Die Kläranlage des Ruhrverbandes in Essen-Rellinghausen 945*

Gärtner, Rudolf, Dr.-Ing., Köln-Düsseldorf. Über Rechenproben bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme 257*
Zuschrift hierzu 686
Erwiderung auf diese. 686

Gebauer, W., Direktor der Patentverwertungs-Gesellschaft Kraftbau, Berlin. Spritzbeton im Naßverfahren 204*
Berichtigung hierzu 252

Gehler, W., Professor Dr.-Ing., Dresden. Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahngesellschaft 64*

Geißler, Beigeordneter und Oberbaurat a. D., Professor, Dresden. Probleme des Straßenbaues 626

624152

Seite

Genzmer, Geheimer Hofrat, Professor Dr.-Ing. e. h., Dresden. Die Tagungen in Danzig 903

de Ginder, H., Ing. bei der Firma Buchheim u. Heister A.-G., u. Koch, R., Regbmstr. a. D. Anforderungen an die Berechnung eingespannter Gewölbe . 750*

Gleibe, Stadtbaudirektor, Dresden. Versuche zur Schaffung geeigneter Straßendecken für den derzeitigen Verkehr in Dresden 642

Grabig, Hans, Regierungsbaumeister, Dipl.-Ing., Niesky, O.-L. Hölzerne Vollwandbinder für die Schauhalle der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in Berlin-Lankwitz 531*

— Hölzerne Bogenbinder für das Bahnsteigdach auf dem Haltepunkt Zwickau-Pölbitz 785*

Graf, Otto, Professor, Stuttgart. Druckversuche mit Profileisen 277*

— Über die Kornzusammensetzung des Betons 398*

Gregor, Alfred, Oberingenieur, Berlin. Bemerkenswerte Eisenkonstruktionen für Geschoßbauten 846*

Grohnert, Regierungsbaurat a. D., Reichsbahnrat, Frankfurt a. Oder. Eine Konstruktion zur Übertragung von Bremskräften auf die Hauptträger von Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn. 715*

Gruenewald, v., Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Einfaches Verfahren zur Bestimmung der Speicherarbeit 11*

Grün, Richard, Dr.-Ing., Direktor am Forschungsinstitut für Hüttenzementindustrie, Düsseldorf. Der Zeitraffer im Zementlaboratorium 107*

— Die Zerstörung frischen Betons durch salzhaltiges Wasser 191*

Grün und Kunze, Günther, Dr.-Ing., Direktor, Düsseldorf. Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit bei Zementbeton. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie 866*

Grunow, H., Ingenieur, Berlin-Lichterfelde. Gewinnung von 500 000 t Granit durch flüssige Luft 981*

Guttmann, A., Dr. phil., Düsseldorf. Untersuchungen an Schallisolierplatten 262*

Habicht, Rollomann, Dipl.-Ing., Potsdam. Einsturz der Oderbrücke bei Gartz a. d. Oder 918*

Hammacher, Direktor und Ahrens, Baurat, Berlin. Ein neuer großer Verkehrshof der Allgemeinen Berliner Omnibus-A.-G. 959*

Hauer, Robert, Dr.-Ing., Zivilingenieur, Charlottenburg. Zur Frage der zulässigen Eisenbeanspruchung in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton 109

Hausen, Otto, Dipl.-Ing., Wiesbaden. Beiderseits eingespannte Eisenbetonplatte 385*

Heilmann, Dr.-Ing., Stadtbaurat, Professor, Halle a. Saale. Siedlung und Technik 395

Heiser, Heinrich, Professor, Dresden. Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel 1926 . . . . 665* 677

Helbing, Baudirektor Dr.-Ing. e. h., Essen. Versuche über das Haften von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel 514

Herzka, Leopold, Ingenieur, Hofrat, Wien. Grundlagen für die Berechnung von Rahmen bei ungleichmäßiger Durchwärmung 474* 498*

Hoepfner, K., Professor, Karlsruhe i. B. Entwicklung, Stand und Wert des deutschen Teerstraßenbaues 613

Seite

Horstmann, E., Heidelberg. Neue Soliditit-Betonstraßen in Deutschland 29*

Huber, M. T., Professor Dr., Lemberg. Vereinfachte strenge Lösung der Biegungsaufgabe einer rechteckigen Eisenbetonplatte bei geradliniger freier Stützung aller Ränder . . 121* 152* 170

Jacki, Robert, Regierungsbaumeister, Erfurt. Fluchtentafel für das Entwerfen von Eisenbetonplatten . . . 244*

Junge, Alfred, Dipl.-Ing., Elmshorn. Studien über Konstruktion und Berechnung durch Windkabel versteifter Funktürme 233* 260*

Kammüller, Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes 165*

Nachtrag hierzu 447

— Sind Blockeinlagen in Gußbeton vorteilhaft? 588*

— Die Saugschwelle in der unteren Wasserschloßkammer und der durch sie erzielbare Raumgewinn 909*

Kaumanns, Regierungs- und Baurat, Potsdam. Die Baustelleneinrichtung der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg/Oder. Nach dem Vortrag anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin 469*

Kersten, C., Obering., Berlin. Neuere Ausführungen freitragender Holzbauten 48*

Kiehne, Siegfried, Dipl.-Ing., Kiel. Bogengleisweichen mit Spurkranzauflauf. 902*

— Bewegungen einer Ufermauer auf der Werft Kiel der Deutsche Werke A.-G., Kiel 952*

— Resonanzerscheinungen an Bauwerken 968*

Kirchner, Professor, Berlin-Steglitz. Die Standsicherheit von Funktürmen 711*

Kleinlogel, A., Professor Dr.-Ing., Darmstadt. Ausbau von Förderstrecken und Schächten mittels Torkret . . . 223*

— Versuche mit Plattenträgern Patent Schäfer 554*

Klose, Georg, Dr.-Ing., Magistratsbaurat, Bezirksamt Berlin-Tiergarten. Staubfreie Straßen 639*

Knapp, Walter, Ministerialrat, Professor, Darmstadt. Einsturz einer Rabitzdecke 570*

Köbler, Karl, Regierungsbaumeister a. D., Wertheim (Baden). Vergleichende Beckenbewertung und Wasserverluste bei Talsperren. Ein Beitrag zur Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken 734*

Koch, R., Regierungsbaumeister a. D. und de Ginder, H., Ingenieur bei der Firma Buchheim und Heister A.-G., Frankfurt a. M. Anforderungen an die Berechnung eingespannter Gewölbe 750*

Koehler, G., Reichsbahnoberrat, Stettin. Die Erneuerung der Landebrücken in Stralsund-Hafen und Altefähr 837*

Kögler, Professor Dr.-Ing., Freiberg i. Sa. Über die Festigkeit von Holz quer zur Faser 61*

— Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern 101*

Zuschrift hierzu und Erwiderung . . 501*

— Förderturm „Vereinigt Feld" in Hohndorf, Erzgeb. 453*

— Stoßweise wirkende Kräfte und die Standsicherheit von Bauwerken . . . 766*

Koppenberg, Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa. Eindrücke aus der amerikanischen Eisen- und Stahlindustrie. Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925 . . 141*

Kriwoschein, G. G., Ingenieur, Professor, Petrograd, z. Z. Prag. Eine Kritik zum Wettbewerb um den Bau der Hafenbrücke in Sydney. 747*

Seite

Künkler, Dipl.-Ing., Studienrat, Köln-Lindenthal. Das ω-Verfahren zur Berechnung gedrückter Stäbe in graphischer Darstellung 69*

Kunze, Walther, Professor Dr.-Ing., Dresden. Die Unterteilung von beliebigen Flächen in Streifen gleichen Flächeninhalts 297*

— Zur Konstruktion von Staudämmen 776*

— Gefahren bei der Anordnung von Wälzgelenken 808

Kunze, Günther, Dr.-Ing. und Grün, Richard, Dr.-Ing. Direktor. Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit bei Zementbeton. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie 866*

Lange, H., Dr.-Ing., Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln. Hebung einer Villa . . 774*

Lautenbach, H., Dr.-Ing., Berlin-Pankow. Die Kleinstabmessungen von Winkelstützmauern 962*

Lehr, G. J., Dr.-Ing., Neustadt a. H. Ein Beitrag zur Berechnung des Kolkes 110*

Leipold, Dipl.-Ing., Magistratsbaurat, Berlin. Die Erneuerung des Deckwerkes am Brandenburger Ufer in Berlin. 236*

Lewe, Dr.-Ing., Dr., Privatdozent und Zivilingenieur, Berlin. Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$-facher Endsteifigkeit 529*

Zuschrift hierzu 816

— Der Einfluß einer Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung bei Pilzdecken und anderen Eisenbetonplatten 898*

Leybold, P., Dipl.-Ing., Geißlingen St. Württemberg. Fluchtlinientafeln und ihre Anwendung auf die Bemessungsverfahren des Eisenbetonbaues . . . 970*

Link, Stephan, Dipl.-Ing., Aachen. Näherungsformeln für die Eckmomente in einem System rechteckiger Silozellen 439*

Ludin, Professor Dr.-Ing., Charlottenburg. Hydraulische Vorlesungs-Versuchsrinne 916*

Marcus, H., Dr.-Ing., Breslau. Die Grundlagen der Querschnittsbemessung kreuzweise bewehrter Platten . 577* 600*

Marquardt, Dr.-Ing., Stadtbaurat, München. Die Sickerungserscheinungen an der Brüxer Talsperre und ihre Aufdeckung mit Hilfe der Wünschelrute . 995*

Mast, Otto, Regierungsbaumeister a. D., Berlin. Versuch der Entwicklung von Grundsätzen für die Planung von Hochseefischereihäfen 26

Mayer, Rudolf, Dr.-Ing., Privatdozent, Karlsruhe i. B. Hermann Sternberg, ein Gedenkblatt zu seinem 100. Geburtstage 664*

—, Max, Dr.-Ing., ber. Ing. und Lehrer a. d. Staatl. Bau-Hochschule in Weimar. Die Berechnung der Schubsicherung . 1006*

Merkle, Dipl.-Ing., Karlsruhe i. B. Versuche mit hochwertigem Beton. Zuschrift zum Aufsatz Skall 1925, S. 971. 169

Zuschrift hierzu 483

Erwiderung auf diese Zuschrift 484 871

Miesel, Kurt, Dipl.-Ing., Lübeck. Näherungslösung für die mittelstarke, eingespannte Rechteckplatte unter gleichmäßigem Flüssigkeitsdruck . . 567*

Mörike, Oberbaurat, Professor a. D., Stuttgart. Das „abgekürzte Verfahren" für die Berechnung flußstählerner Druckstäbe 799*

Muy, O., Direktor und techn. Filialleiter der Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung München. Die neue Dillinger Donaubrücke 181*

Seite

Nebel, F., Dipl.-Ing., Magdeburg. Betriebsbahnhof der Magdeburger Straßen-Eisenbahn-Gesellschaft . . . 863*

Neumann, E., Dr.-Ing., Professor, Stuttgart. Das Straßenversuchswesen . . 620*

Palen, Dr.-Ing., Obering. der Firma Robert Berndt Söhne, Dresden. Die Kosten der Schalung von Eisenbetondecken 41*
Zuschrift hierzu 462

Parénski, Alexander, Ingenieur, Dr., Lemberg. Bestimmung der Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer 81*
— Zur Berechnung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Flußbetten 805*

Paul, Th., Dipl.-Ing., Wien. Näherungsformeln für die Berechnung eines unterspannten Trägers, belastet mit zwei beweglichen Einzellasten in gleichbleibendem Abstand 986*

Petermann, Professor Dr.-Ing., Charlottenburg. Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben . . .979* 1009*

Petry, W., Dr.-Ing., Regierungsbaumeister, Obercassel. Ernst Dyckerhoff † 901*

Plehwe, Georg, Bauingenieur, Berlin. Verlegung eines schmiedeeisernen Dükers in der Spree zwischen dem Plänterwald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg 891*

Probst, E., Professor Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Gußbeton. Eine Besprechung 87
— Hochwertige Portlandzemente . 333* 355*
— Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. (Eindrücke von einer Studienreise.) 193 219* 238* 253* 280* 299* 317* 338* 379* 403* 413* 440* 458
— Die Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau 936
— Zur Berechnung der Schubbewehrung 1004*

Rausch, E., Dr.-Ing., Berlin. Maschinenfundamente 859* 877*
— Zur Frage der Schubsicherung von Eisenbetonbalken 1007*
Rein, W., Dipl.-Ing., Berlin. Untersuchung einfacher Trägeranschlüsse . 214*
— Siliziumstahl als Baustahl 426
— Bericht des Deutschen Eisenbau-Verbandes über das Geschäftsjahr 1925/26 819
— Ludwig Freytag † 885
Reisinger, Erich, Dr.-Ing., Dresden. Berechnung eines Kühlturmunterbaues als räumliches Stabwerk 550*
Rieckhof, Chr., Direktor der A.-G. für Baubedarf, Darmstadt. Das Arbeiten mit dem „Nupubest"-Gerät 73*
Rüth, G., Professor, Dipl.-Ing., Technische Hochschule Darmstadt. Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin 489* 505*

Seite

Saliger, R., Dr.-Ing., Professor, Wien. Druckrohre aus Eisenbeton, Ausführung und Versuche. 755*
Saller, Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat, Regensburg. Über das Wesen der dynamischen Wertziffer 393*
Schachenmeier, W., Professor, Dr.-Ing., München. Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken . 842*
Schäffer, Emil, Dipl.-Ing., Berlin. Die Schiebefalltoranlage an den großen Flugzeughallen am Zentralflughafen Berlin. 911*
Schleicher, Ferdinand, Privatdozent, Dr.-Ing., Karlsruhe i. B. Zur Theorie des Baugrundes 931* 949*
Schmieder, Ludwig, Oberbaurat, Dr.-Ing., Heidelberg. Der Wettbewerb für die Gestaltung der Staustufe Heidelberg 161*
Schmidt, Regierungsbaumeister, Obercassel-Siegkreis. Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much 420* 442*
Schönburg, A., Architekt, Berlin. Kohlenbunker in Kesselhäusern für Großkraftwerke 803*
Zuschrift hierzu 985
Seitz, Hugo, Regierungsbaumeister, Dr.-Ing., Stuttgart. Shedhallen in moderner Holzbauweise 127*
Seytter, Karl, Dipl.-Ing., München. Ein einfacher Satz über die Bestimmung der Fixpunktabstände und seine Anwendung bei der Rahmenberechnung 698*
Berichtigung hierzu 818
Sitte, F., Dr.-Ing., Brünn. Praktische Näherungsformeln für den Höchstschwall in Schachtwasserschlössern . 457*
Skall, Otto, Dr.-Ing., Obering. der Bauunternehmung Rudolf Wolle, Leipzig. Über Shedbauten aus Eisenbeton . . 373*
Söllner, Dr.-Ing., Dresden. 3. wissenschaftliche Jahrestagung der Vereinigung von Höheren Technischen Reichsbahnbeamten am 16.—19. September 1926 in Dresden 883
Sommer, Hans, Ingenieur, Rom. Die Ausnützung der Wasserkräfte des mittleren Apennins 525*
Sorger, Ministerialrat, Dresden. Reichswasserstraßenverwaltung 336
Späth, Karl, Dr.-Ing., Dr. rer. pol., Baurat, Stuttgart. Ein Beitrag zur Frage der Donauversinkung 875*
Speck, Dr.-Ing., Ministerialrat, Dresden. Die neuen Aufgaben der Straßenbauverwaltungen 618*
Stark, Wilhelm, Dr.-Ing., Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle der Rhenus A.-G. am Rheinhafen in Kehl 353*
Steinke, Landesbaurat z. D., Hannover. Das moderne Straßenproblem . . . 637
— Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der Pflasterstein- und Schotterindustrie E. V., sowie des Verbandes der Deutschen Granitsteinindustrie E. V. in Breslau 629

Seite

Steuding, H., Dr.-Ing., Breslau. Zur Praxis der Statik im Eisenbetonbau. . 102*
Stöhr, Karl, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München. Aussichts- und Leuchtturm auf der Verkehrsausstellung München 1925 . . . . . 515*
Streck, Alfred, Dipl.-Ing., Hannover. Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes 1* 32*

Thiele, Reichsbahnbauführer, Dresden. Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes 681*
Troche, A., Dr.-Ing., Technische Hochschule Darmstadt. Die Berechnung und Bewehrung einfacher und umschnürter Eisenbetonsäulen 3*
Trüb, J., Dipl.-Ing. i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken. Der Einfluß der Biegesteifigkeit der Balkenanschlußkonstruktionen auf den Einspannungsgrad 84*

Uhlfelder, H., Baurat, Frankfurt a. M. Erfahrungen mit eisernen Spundwänden 9*
Unold, G., Professor Dr.-Ing., Chemnitz. Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen preußischen Hochbaubestimmungen vom Jahre 1925 . 15*
— Ein Nomogramm zu den neuen Berechnungsvorschriften 71*
— Kritik zur Bezeichnungsweise des Elastizitätsmoduls 738

Vieser, W., Dipl.-Ing., Dr., Wien. Eisdruck bei Talsperren 788

Werkmeister, P., Dr.-Ing., Professor, Dresden. Bemerkungen zur Bezeichnung, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum Gebrauch von graphischen Rechentafeln. 162
— Achtsemestriger Studienplan für Vermessungsingenieure 733
Wernekke, Geheimer Regierungsrat, Potsdam. Patentbericht 19 39 58 79 98 119 137 159 180 211 231 251 271 290 311 332 351 371 391 410 431 451 466 487 504 523 540 575 595 610 657 675 689 709 725 745 763 783 797 816 858 873 888 907 923 943 958 975 992 1018
Wingerter, Dipl.-Ing., Cassel. Die wichtigsten Maschinen beim neuzeitlichen Straßenbau 645*

Zebe, Max, Ingenieur, Charlottenburg. Ankerzüge und Mauerpressungen für freistehende, nicht abgespannte runde Trommeln (Blechschornsteine, Kühler usw.) 493*
Zerns, Dr.-Ing., Regierungsbaumeister, München. Die Schubsicherung nach den neuesten Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 418*
Zimmermann, Hermann, Dr.-Ing. e. h., Wirkl. Geheimer Oberbaurat, Berlin. Nachruf für Anton v. Rieppel 213*
Zuck, Hermann, Dr.-Ing., Hannover. Nomographie im Eisenbetonbau . . . 790*

SACHVERZEICHNIS.

Abbruch der Auslegerbrücke über die Niagaraschlucht. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 472

Abflußmengen, Bestimmung der Schätzungswerte für — der Hochwässer. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg 81*

Abgekürzte, Das „— Verfahren" für die Berechnung flußstählerner Druckstäbe. Von Oberbaurat Professor a. D. Mörike, Stuttgart 799*

Achtsemestriger Studienplan für Vermessungsingenieure. Von Professor Dr.-Ing. Paul Werkmeister, Dresden 733

Altefähr, Die Erneuerung der Landebrücken in Stralsund-Hafen und —. Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin 837*

Amerikanische, Neue — Methoden zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Korngrößenverhältnisse auf die Betonfestigkeit. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 129

Amerikanische Versuche mit Nietverbindungen bei Anwendung von Versenknieten und erhabenen Nietköpfen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin 257

Amerikanischen, Eindrücke aus der — Eisen- und Stahlindustrie. Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Von Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G. Koppenberg, Riesa 141*

Seite

Anfangsdruckfestigkeit, Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der — bei Zementbeton. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie. Von Direktor Dr.-Ing. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze 866*

Anforderungen an die Berechnung eingespannter Gewölbe. Von Regierungsbaumeister a. D. R. Koch und Ingenieur bei der Firma Buchheim und Heister A.-G. H. de Ginder, Frankfurt a. M. 750*

Ankerzüge und Mauerpressungen für freistehende, nicht abgespannte runde Trommeln. (Blechschornsteine, Kühler usw.) Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg 493*

Anordnung, Gefahren bei der — von Wälzgelenken. Von Regierungsbaurat Professor Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 808

Anschlußbahn, Eisenbeton - Balkenbrücke für eine — mit elektrischem Zahnradbetrieb. Von Geschäftsführer der Firma Robert Grastorf G. m. b. H. Dr.-Ing. Hans Diethelm, Hannover 433*

Apennins, Die Ausnützung der Wasserkräfte des Mittleren —. Von Ingenieur Hans Sommer, Rom 525*

Arbeiten, Das — mit dem „Nupubest"-Gerät. Von Direktor der A.-G. für Baubedarf Chr. Rieckhof, Darmstadt 73*

Aufdeckung, Die Sickerungserscheinungen an der Brüxer Talsperre und ihre — mit Hilfe der Wünschelrute. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Marquardt, München 995*

Aufgaben, Die neuen — der Straßenbauverwaltungen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden 618*

Ausbau von Förderstrecken und Schächten mittels Torkret. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt . . 223*

Ausführung, Druckrohre aus Eisenbeton, — und Versuche. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien 755*

Ausführungen, Neuere — freitragender Holzbauten. Von Oberingenieur C. Kersten, Berlin. 48*

Auslegerbrücke, Abbruch der — über die Niagaraschlucht. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 472

Ausnützung, Die — der Wasserkräfte des Mittleren Apennins. Von Ingenieur Hans Sommer, Rom 525*

Ausschusses, Die Schubsicherung nach den neuesten Bestimmungen des Deutschen — für Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Zenns, München 418*

Aussichts- und Leuchtturm auf der Verkehrsausstellung München 1925. Von Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München 515*

Ausstellung, Die internationale — für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel 1926. Von Professor Heinrich Heiser, Dresden . . 665* 677

Automobilstraßenbau, Die Hauptversammlung der Studiengesellschaft für —. Von Professor Dr.-Ing. A. Probst, Karlsruhe i. B. 936

Bahnsteigdach, Hölzerne Bogenbinder für das — auf dem Haltepunkt Zwickau-Pölbitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 785*

Balkenanschlußkonstruktionen, Der Einfluß der Biegesteifigkeit der — auf den Einspannungsgrad. Von Dipl.-Ing. J. Trüb, i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken 84*

Basel, Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in — 1926. Von Professor Heinrich Heiser, Dresden . . 665* 677

Seite

Bau, Mitteilungen über den — einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much. Von Regierungsbaumeister Schmidt, Obercassel-Siegkreis 420* 442*

—, Der — der Zugspitzbahn. Von Bleichert, Leipzig 597*

—, Eine Kritik zum Wettbewerb um den — der Hafenbrücke in Sydney. Von Professor Ingenieur G. C. Kriwoschein, Petrograd, z. Z. Prag . . . 747*

Baufachtagung, Die wissenschaftliche — auf der Kölner Herbstmesse. Von Ministerialrat Busch, Berlin 89

Baugrundes, Zur Theorie des —. Von Privatdozent Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Karlsruhe i. B. . . 931* 949*

Baustahl, Siliziumstahl als —. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin 426

Baustelleneinrichtung, Die — der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg/Oder. Nach dem Vortrag anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam. 469*

Bauwerken, Stoßweise wirkende Kräfte und die Standsicherheit von —. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 766*

— Resonanzerscheinungen an —. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel . . 968*

Beanspruchungen, Die — biegungsfester Schornsteinfundamente. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 512*

Beanspruchung, Die — von Pilzdecken in der Nähe des Stützenkopfes. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 534*

Beckenbewertung, Vergleichende — und Wasserverluste bei Talsperren. Ein Beitrag zur Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken. Von Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Wertheim (Baden) 734*

Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover 1* 32*

—, Ein — zur Berechnung des Kolkes. Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H. 110*

—, Ein — zur Frage der Donauversinkung. Von Baurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl Späth, Stuttgart . . 875*

— zur Bunkerfrage. Zuschrift zum Aufsatz Schönburg auf Seite 803. Von R. Cajar, Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin 985

Belüftungsanlage, Ent- und — des im Bau befindlichen Hudsontunnels (The Holland-tunnel) in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 870*

Bemerkungen zur Bezeichnung, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum Gebrauch von graphischen Rechentafeln. Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden 162

Bemessung, Hilfsmittel zur wirtschaftlichen — von Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. Hermann Craemer, Vorstand des Technischen Büros der Dywidag, Düsseldorf 376*

Bemessungsverfahren, Fluchtlinientafeln und ihre Anwendung auf die — des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. P. Leybold, Geißlingen St. Württemberg 970*

Berechnung, Die — und Bewehrung einfacher und umschnürter Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt . . . 3*

—, Das ω-Verfahren zur — gedrückter Stäbe in graphischer Darstellung. Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lindenthal 69*

Seite

Berechnung, Ein Beitrag zur — des Kolkes. Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H. 110*

—, Konstruktion und — eines größeren Staudammes. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. 165*

Nachtrag hierzu 447

—, Studien über Konstruktion und — durch Windkabel versteifter Funktürme. Von Dipl.-Ing. Alfred Junge, Elmshorn 233* 260*

—, Über Rechenproben bei der — statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Köln-Düsseldorf . 257*

Zuschrift hierzu 686

Erwiderung auf dieselbe 686

—, Grundlagen für die — von Rahmen bei ungleichmäßiger Durchwärmung. Von Hofrat Ing. Leopold Herzka, Wien 474* 498*

— eines Kühlturmunterbaues als räumliches Stabwerk. Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden 550*

—, Anforderungen an die — eingespannter Gewölbe. Von Regierungsbaumeister a. D. R. Koch und Ingenieur bei der Firma Buchheim und Heister A.-G. H. de Ginder, Frankfurt a. M. . . 750*

—, Das „abgekürzte Verfahren" für die — flußstählerner Druckstäbe. Von Oberbaurat Professor a. D. Mörike, Stuttgart 799*

—, Zur — der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Flußbetten. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg 805*

—, Näherungsformeln für die — eines unterspannten Trägers, belastet mit zwei beweglichen Einzellasten in gleichbleibendem Abstand. Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien 986*

—, Zur — der Schubbewehrung. Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe 1004*

—, Zur — der Schubsicherung. Von Dr.-Ing. Max Mayer, ber. Ing. und Lehrer a. d. Staatl. Bauhochschule in Weimar 1006*

Berechnungsvorschriften, Ein Nomogramm zu den neuen —. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 71*

Bergschläge, Über die Ursachen der —, Beitrag zu ihrer Erklärung. Von Ingenieur A. Feller, Zürich-Wollishofen 895*

Bericht des Deutschen Eisenbau-Verbandes über das Geschäftsjahr 1925/26. Von Dipl.-Ing. Rein, Berlin 819

Berlin, Die Erneuerung des Deckwerkes am Brandenburger Ufer in —. Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Leipold, Berlin 236*

—, Die 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 4. bis 6. März 1926 in —. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Günther Ehnert, Dresden 302*

—, Der Funkturm in —. Von Franz Czech, Essen 695*

—, Die Schiebefalltoranlage an den großen Flugzeughallen am Zentralflughafen —. Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin 911*

Berliner, Ein neuer großer Verkehrshof der Allgemeinen — Omnibus-A.-G. Von Baurat Ahrens und Direktor Hammacher, Berlin 959*

Berlin-Lankwitz, Hölzerne Vollwandbinder für die Schauhalle der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in —. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 531*

Bestimmung, Einfaches Verfahren zur — der Speicherarbeit. Von Dr.-Ing. v. Gruenewald, Karlsruhe i. B. . . 11*

— der Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg . 81*

—, Ein einfacher Satz über die — der Fixpunktabstände und seine Anwendung bei der Rahmenberechnung. Von Dipl.-Ing. Karl Seytter, München . 698*

Berichtigung hierzu 818

Seite

Bestimmungen, Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen preußischen Hochbau— vom Jahre 1925. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 15*
—, Die Schubsicherung nach den neuesten — des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Zenns, München 418*
—, Die neuen Eisenbeton —. Von Dipl.-Ing. Kurt Bonn, Gelsenkirchen. . . 937
Beton, Versuche mit hochwertigem —. Von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe i. B. 169
Zuschrift hierzu 483
Erwiderung auf dieselbe 484 871
—, Die Entwicklung des — und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. (Eindrücke von einer Studienreise). Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 193 219* 238* 253* 280* 299* 317* 338* 379* 403* 413* 440* 458
Betonfestigkeit, Neue amerikanische Methoden zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Korngrößenverhältnisse auf die —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 129
Betons, Die Zerstörung frischen — durch salzhaltiges Wasser. Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf . . 191*
—, Über die Kornzusammensetzung des —. Von Professor Otto Graf, Stuttgart 398*
Betonstraßen, Neue Soliditit— in Deutschland. Von E. Horstmann, Heidelberg 29*
Betrachtungen, Untersuchungen und — über Hängebrücken. Von Professor Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München 842*
Betriebsbahnhof der Magdeburger Straßen-Eisenbahn-Gesellschaft. Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg . . 863*
Betriebseinrichtung, Die — bei der Schleuse Flaesheim. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Oberingenieur der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis . . 541*
Beuchelt & Co., Zum 50jährigen Bestehen der Eisenkonstruktionswerkstätten und Brückenbauanstalt —, Grünberg, Schlesien. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 925*
Bewegungen einer Ufermauer auf der Werft Kiel der Deutsche Werke A.-G., Kiel. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel 952*
Bewehrung, Die Berechnung und — einfacher und umschnürter Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt . 3*
Bezeichnung, Bemerkungen zur —, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum Gebrauch von graphischen Rechentafeln. Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden 162
Bezeichnungsweise, Kritik zur — des Elastizitätsmoduls. Von Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 738
Biegesteifigkeit, Der Einfluß der — der Balkenanschlußkonstruktionen auf den Einspannungsgrad. Von Dipl.-Ing. J. Trüb, i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken 84*
Biegungsaufgabe, Vereinfachte strenge Lösung der — einer rechteckigen Eisenbetonplatte bei geradliniger freier Stützung aller Ränder. Von Professor Dr. M. T. Huber, Lemberg 121* 152* 170
Biegungsfester, Die Beanspruchungen — Schornsteinfundamente. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. . . . 512*

Seite

Binnenschiffahrt, Die internationale Ausstellung für — und Wasserkraftnutzung Basel 1926. Von Professor Heinrich Heiser, Dresden . . 665* 677
Blechschornsteine, Ankerzüge und Mauerpressungen für freistehende, nicht abgespannte runde Trommeln. (—, Kühler usw.) Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg 493*
Blockeinlagen, Sind — in Gußbeton vorteilhaft? Von Dr. - Ing. Kammüller, Karlsruhe 588*
Bodendruckes, Über die Verteilung des — unter Gründungskörpern. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 101*
Zuschrift und Erwiderung 501
Bogenbinder, Hölzerne — für das Bahnsteigdach auf dem Haltepunkt Zwickau-Pölbitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 785*
Bogenbrückenbaues, Die Entwicklung des — für größere Spannweiten und die Traunfallbrücke Gmunden. Von Oberbaurat Dr. techn. e. h. Dr. Fritz v. Emperger, Wien . . . 293* 322*
Bogengleisweichen mit Spurkranzauflauf. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel 902*
Böschungsrutschungen bei Eisenbahnen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 802*
Brandenburger Ufer, Die Erneuerung des Deckwerkes am — — in Berlin. Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Leipold, Berlin 236*
Bremen, Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in —. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen 659* 691* 716*
Bremskräften, Eine Konstruktion zur Übertragung von — auf die Hauptträger von Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn. Von Reichsbahnrat Regierungsbaurat a. D. Grohnert, Frankfurt a. Oder 715*
Breslau, Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der Pflasterstein- und Schotterindustrie E. V., sowie des Verbandes der Deutschen Granitsteinindustrie E. V. in —. 629
Brücke, Die neue Dillinger Donau —. Von O. Muy, Direktor und techn. Filialleiter der Wayss & Freitag A.-G., Zweigniederlassung München 181*
—, Der Entwurf zu einer festen — in Drammen, Norwegen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 273*
—, Mitteilungen über den Bau einer Stampfbeton — von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much. Von Regierungsbaumeister Schmidt, Obercassel-Siegkreis . . . 420* 442*
—, Eisenbeton-Balken — für eine Anschlußbahn mit elektrischem Zahnradbetrieb. Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Geschäftsführer der Firma Robert Grastorf G. m. b. H., Hannover . . 433*
—, Abbruch der Ausleger — über die Niagaraschlucht. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 472
—, Neue — über den Hudsonfluß in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 850*
Brüxer, Die Sickerungserscheinungen an der — Talsperre und ihre Aufdeckung mit Hilfe der Wünschelrute. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Marquardt, München 995*
Bunkerfrage, Beitrag zur —. Zuschrift zum Aufsatz Schönburg auf Seite 803. Von R. Cajar, Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin 985

Chicago, Eine neue Doppeldeckstraße in —. Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, Berlin . . 631*

Seite

Danzig, Die Tagungen in —. Von Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. Genzmer, Dresden 903
Deckwerkes, Die Erneuerung des — am Brandenburger Ufer in Berlin. Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Leipold, Berlin 236*
Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin . . 313* 360*
Berichtigung hierzu 429
Deutschen Beton-Vereins, Die 29. Hauptversammlung des — — vom 4. bis 6. März 1926 in Berlin. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Günther Ehnert, Dresden 302*
Deutschen, Bericht des — Eisenbau-Verbandes über das Geschäftsjahr 1925/26. Von Dipl.-Ing. Rein, Berlin 819
—, Die 22. Hauptversammlung des — Eisenbauverbandes. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 913
Deutschland, Neue Soliditit-Betonstraßen in —. Von E. Horstmann, Heidelberg 29*
Dillinger, Die neue — Donaubrücke. Von O. Muy, Direktor und techn. Filialleiter der Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung München 181*
Donau, Die Kachletstufe an der bayrischen —. Von Oberbaudirektor Professor Dantscher, München 561*
Donaubrücke, Die neue Dillinger —. Von O. Muy, Direktor und techn. Filialleiter der Wayss & Freytag A.-G., Zweigniederlassung München 181*
Donauversinkung, Ein Beitrag zur Frage der —. Von Baurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Karl Späth, Stuttgart . . 875*
Doppeldeckstraße, Eine neue — in Chicago. Von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, Berlin 631*
Drammen, Der Entwurf zu einer festen Brücke in —, Norwegen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 273*
Dresden, Versuche zur Schaffung geeigneter Straßendecken für den derzeitigen Verkehr in —. Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden 642
Druckkräfte, Ein Verfahren zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen — mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des ω-Verfahrens. Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L. . . . 53*
Druckrohre aus Eisenbeton, Ausführung und Versuche. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien 755*
Druckstäbe, Kritik der auf die gegliederten — bezüglichen preußischen Hochbaubestimmungen vom Jahre 1925. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 15*
—, Das „abgekürzte Verfahren" für die Berechnung flußstählerner —. Von Oberbaurat Professor a. D. Mörike, Stuttgart 799*
Druckversuche mit Profileisen. Von Professor Otto Graf, Stuttgart . . 277*
Dükers, Verlegung eines schmiedeeisernen — in der Spree zwischen dem Plänterwald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg. Von Bauingenieur Georg Plehwe, Berlin . . 891*
Durchwärmung, Grundlagen für die Berechnung von Rahmen bei ungleichmäßiger —. Von Hofrat Ingenieur Leopold Herzka, Wien . . . 474*, 498*
Düsseldorf, Die Innenkuppel des Planetariums in —. Von Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich . . 714*
—, Die Verbreiterung der Rheinbrücke in —. Von Regierungsbaurat Daub, Düsseldorf 822*

Seite

Dynamischen, Über das Wesen der — Wertziffer. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg 3

Dywidag-Halle, Die — auf der Gesolei. Von Oberingenieur Franz Dischinger und Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann, Biebrich 929*

Eckmomente, Näherungsformeln für die — in einem System rechteckiger Silozellen. Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen 439*

Eindrücke aus der amerikanischen Eisen- und Stahlindustrie. Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Von Koppenberg, Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa 141*

Einfacher, Untersuchung — Träger-anschlüsse. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin. 214*

Einfluß, Der — der Biegesteifigkeit der Balkenanschlußkonstruktionen auf den Einspannungsgrad. Von Dipl.-Ing. J. Trüb, i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken 84*

— Der — einer Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung bei Pilzdecken und anderen Eisenbetonplatten. Von Privatdozent Dr.-Ing. Lewe, Berlin. 898*

Eingespannte, Beiderseits — Eisenbetonplatte. Von Dipl.-Ing. Otto Hausen, Wiesbaden 385*

Einspannungsgrad, Der Einfluß der Biegesteifigkeit der Balkenanschlußkonstruktionen auf den —. Von Dipl.-Ing. J. Trüb, i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken. 84*

Einspannungsgrades, Eine neue Methode zur Untersuchung der Knickfestigkeit und des —. Von Dr.-Ing. Werner Engler, Bergedorf bei Hamburg 343*

Einsturz einer Rabitzdecke. Von Ministerialrat Professor Walter Knapp, Darmstadt 570*

— der Oderbrücke bei Gartz a. d. Oder. Von Dipl.-Ing. Rollomann Habicht, Potsdam 918*

Einzellasten, Näherungsformeln für die Berechnung eines unterspannten Trägers, belastet mit zwei beweglichen — in gleichbleibendem Abstand. Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien 986*

Eisdruck bei Talsperren. Von Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser, Wien 788

Eisenbahnbrücken, Zur Frage der zulässigen Eisenbeanspruchung in — aus Eisenbeton. Von Ziviling. Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg . . 109

Eisenbahnbrückenpfeilers, Veränderung der Gründung eines — infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden 681*

Eisenbahnen, Böschungsrutschungen bei —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 802*

Eisenbau-Verbandes, Bericht des Deutschen — über das Geschäftsjahr 1925/26. Von Dipl.-Ing. Rein, Berlin 819

—, Die 22. Hauptversammlung des Deutschen —. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 913

Eisenbauwerke, Die neuen Vorschriften für — der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden 64*

Eisenbeanspruchung, Zur Frage der zulässigen — in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Zivilingenieur Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg . . . 109

Seite

Eisenbeton, Kohlentürme aus —. Von Heinrich Butzer, Dortmund 195*

—, Über Shedbauten aus —. Von Dr.-Ing. Otto Skall, Oberingenieur der Bauunternehmung Rudolf Wolle, Leipzig 373*

—, Die Schubsicherung nach den neuesten Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für —. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Zenns, München . 418*

—, Druckrohre aus —, Ausführung und Versuche. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien 755*

Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle der Rhenus-A.-G. am Rheinhafen in Kehl. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. 353*

Eisenbetonbalken, Zur Frage der Schubsicherung von —. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin. 1007*

Eisenbeton-Balkenbrücke für eine Anschlußbahn mit elektrischem Zahnradbetrieb. Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Geschäftsführer der Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., Hannover 433*

Eisenbetonbau, Zur Praxis der Statik im —. Von Dr.-Ing. H. Steuding, Breslau 102*

—, Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den —. Von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin 224

Zuschrift hierzu 813

Erwiderung auf diese 813

—, Nomographie im —. Von Dr.-Ing. Hermann Zuck, Hannover 790*

Eisenbetonbaues, Die Entwicklung des Beton- und — in den Vereinigten Staaten. (Eindrücke von einer Studienreise.) Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 193 219 *238* 253* 280* 299* 317* 338* 379* 403* 413* 440* 458

—, Fluchtlinientafeln und ihre Anwendung auf die Bemessungsverfahren des —. Von Dipl.-Ing. P. Leybold, Geißlingen St. Württemberg 970*

Eisenbetonbestimmungen, Die neuen —. Von Dipl.-Ing. Kurt Bonn, Gelsenkirchen 937

Eisenbetondecken, Die Kosten der Schalung von —. Von Dr.-Ing. Palen, Oberingenieur der Firma Robert Berndt Söhne, Dresden 41*

Zuschrift hierzu 462

Eisenbetondruckrohr, Das — der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 in Berlin. Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion, Berlin . . 727*

Eisenbetonplatte, Vereinfachte strenge Lösung der Biegungsaufgabe einer rechteckigen — bei geradliniger freier Stützung aller Ränder. Von Professor Dr. M. T. Huber, Lemberg 121* 152* 170*

—, Beiderseits eingespannte —. Von Dipl.-Ing. Otto Hausen, Wiesbaden 385*

Eisenbetonplatten, Fluchtentafel für das Entwerfen von —. Von Regierungsbaumeister Robert Jacki, Erfurt . . 244*

Eisenbetonsäulen, Die Berechnung und Bewehrung einfacher und umschnürter —. Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt . 3*

Eisen-, Eindrücke aus der amerikanischen — und Stahlindustrie. Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Von Koppenberg, Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa 141*

Eisenkonstruktionen, Bemerkenswerte — für Geschoßbauten. Von Oberingenieur Alfred Gregor, Berlin . . 846*

Seite

Eisenkonstruktionsgliedern, Nutzbare Tragfähigkeit von —. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 778

Eisenkonstruktionswerkstätten, Zum 50jährigen Bestehen der — und Brückenbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg, Schlesien. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 925*

Eisens, Schweißarbeit und Schweißen des — für den Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin . . 224

Zuschrift hierzu 813

Erwiderung darauf 813

Eisernen, Erfahrungen mit — Spundwänden. Von Baurat H. Uhlfelder, Frankfurt a. M. 9*

Elastizitätsmoduls, Kritik zur Bezeichnungsweise des —. Von Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 738

Enddruckfestigkeit, Die Vorausberechnung der — aus der Anfangsdruckfestigkeit bei Zementbeton. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie. Von Direktor Dr.-Ing. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze 866*

Endsteifigkeit, Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$-facher —. Von Privatdozent und Zivilingenieur Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 529*

Zuschrift hierzu 816

Ent- und Belüftungsanlage des im Bau befindlichen Hudsontunnels (The Holland-tunnel) in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 870*

Entwerfen, Fluchtentafel für das — von Eisenbetonplatten. Von Regierungsbaumeister Robert Jacki, Erfurt 244*

Entwicklung, Versuch der — von Grundsätzen für die Planung von Hochseefischereihäfen. Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Mast, Berlin. 26

—, Die — des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. (Eindrücke von einer Studienreise.) Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 193* 219* 238* 253* 280* 299* 317* 338* 379* 403* 413* 440* 458

—, Die — des Bogenbrückenbaues für größere Spannweiten und die Traunfallbrücke Gmunden. Von Oberbaurat Dr. techn. e. h. Dr. Fritz v. Emperger, Wien 293* 322*

—, Stand und Wert des deutschen Teerstraßenbaues. Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 613

Entwurf, Der — zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 273*

Erddruckes, Beitrag zur Frage des passiven —. Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover. 1* 32*

Erfahrungen mit eisernen Spundwänden. Von Baurat H. Uhlfelder, Frankfurt a. M. 9*

— mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen . 659* 691* 716*

Erhaltung, Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur — des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt 489* 505*

Seite

Erneuerung, Die — des Deckwerkes am Brandenburger Ufer in Berlin. Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Leipold, Berlin 236*
—, Die — der Landebrücken in Stralsund-Hafen und Altefähr. Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin 837*
Essen-Rellinghausen, Die Kläranlage des Ruhrverbandes in —. Von Franz Fries, Ingenieur des Ruhrverbandes, Essen 945*

Fachwerkbrücken, Eine Konstruktion zur Übertragung von Bremskräften auf die Hauptträger von — mit obenliegender Fahrbahn. Von Reichsbahnrat Regierungsbaurat a. D. Grohnert, Frankfurt a. Oder 715*
Faser, Über die Festigkeit von Holz quer zur —. Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa. 61*
Festen, Der Entwurf zu einer — Brücke in Drammen, Norwegen. Von Oberbaurat Nils Ruer, Hamburg 273*
Festigkeit, Über die — von Holz quer zur Faser. Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa. 61*
Fixpunktabstände, Ein einfacher Satz über die Bestimmung der — und seine Anwendung bei der Rahmenberechnung. Von Dipl.-Ing. Karl Seytter, München 698*
Berichtigung hierzu 818
Flächen, Die Unterteilung von beliebigen — in Streifen gleichen Flächeninhalts. Von Regierungsbaurat Prof. Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden . 297*
Flaesheim, Die Betriebseinrichtung bei der Schleuse —. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Oberingenieur der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis 541*
Fluchtentafel für das Entwerfen von Eisenbetonplatten. Von Regierungsbaumeister Robert Jacki, Erfurt . . 244*
Fluchtlinientafeln und ihre Anwendung auf die Bemessungsverfahren des Eisenbetonbaues. Von Dipl.-Ing. P. Leybold, Geißlingen St. Württemberg 970*
Flugzeughallen, Die Schiebefalltoranlage an den großen — am Zentralflughafen Berlin. Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin 911*
Flußbetten, Zur Berechnung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen —. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg . . . 805*
Flüssige, Gewinnung von 500 000 t Granit durch — Luft. Von Ingenieur H. Grunow, Berlin-Lichterfelde . . 981*
Flüssigkeitsdruck, Näherungslösung für die mittelstarke, eingespannte Rechteckplatte unter gleichmäßigem —. Von Dipl.-Ing. Karl Miesel, Lübeck 567*
Flußstählerner, Das „abgekürzte Verfahren" für die Berechnung — Druckstäbe. Von Oberbaurat Professor a. D. Mörike, Stuttgart. 799*
Förderstrecken, Ausbau von — und Schächten mittels Torkret. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt 223*
Förderturm in Eisenbeton auf „Vereinigt Feld" in Hohndorf, Erzgeb. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa. 453*
Formel, Die gleiche — für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$-facher Endsteifigkeit. Von Privatdozent und Zivilingenieur Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 529*
Zuschrift hierzu 816

Seite

Frage, Zur — der zulässigen Eisenbeanspruchung in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Zivilingenieur Dr.-Ing. Robert Hauer, Charlottenburg . . . 109
—, Zur — der Schubsicherung von Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin 1007*
Freitragender, Neuere Ausführungen — Holzbauten. Von Oberingenieur C. Kersten, Berlin 48*
Fundamente, Die Beanspruchungen biegungsfester Schornstein- —. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 512*
50jährigen, Zum — Bestehen der Eisenkonstruktionswerkstätten und Brückenbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg, Schlesien. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 925*
Funkturm, Der — in Berlin. Von Franz Czech, Essen 695*
Funktürme, Studien über Konstruktion und Berechnung durch Windkabel versteifter —. Von Dipl.-Ing. Alfred Junge, Elmshorn 233* 260*
Funktürmen, Die Standsicherheit von —. Von Professor Kirchner, Berlin-Steglitz 711*
Fürstenberg/Oder, Die Baustelleneinrichtung der Zwillingsschachtschleuse in —. Nach dem Vortrag anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam 469*

Gartz, Einsturz der Oderbrücke bei — a. d. Oder. Von Dipl.-Ing. Rollomann Habicht, Potsdam 918*
Gebrauch, Bemerkungen zur Bezeichnung, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum — von graphischen Rechentafeln. Von Dr.-Ing. Professor P. Werkmeister, Dresden 162
Gefahren bei der Anordnung von Wälzgelenken. Von Regierungsbaurat Professor Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden . 808
Gerade, Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte — der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen Theorie der trägerlosen (Pilz)decken. Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover . 21*
Geschoßbauten, Bemerkenswerte Eisenkonstruktionen für —. Von Oberingenieur Alfred Gregor, Berlin 846*
Gesolei, Die Dywidag-Halle auf der —. Von Oberingenieur Franz Dischinger und Dipl.-Ing. der Firma Dyckerhoff & Widmann Ulrich Finsterwalder 929*
Gestaltung, Der Wettbewerb für die — der Staustufe Heidelberg. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Ludwig Schmieder, Heidelberg 161*
Getreidespeicher, Eisenbetonarbeiten für einen — mit angebauter Werfthalle der Rhenus A.-G. am Rheinhafen in Kehl. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. 353*
Gewinnung von 500 000 t Granit durch flüssige Luft. Von Ingenieur H. Grunow, Berlin-Lichterfelde 981*
Gewölbe, Anforderungen an die Berechnung eingespannter —. Von Regierungsbaumeister a. D. R. Koch und Ingenieur H. de Ginder, i. Fa. Buchheim und Heister A.-G., Frankfurt a. M. 750*
Gmunden, Die Entwicklung des Bogenbrückenbaues für größere Spannweiten und die Traunfallbrücke —. Von Oberbaurat Dr. techn. e. h. Dr. Fritz v. Emperger, Wien 293* 322*
Granit, Gewinnung von 500 000 t — durch flüssige Luft. Von Ingenieur H. Grunow, Berlin-Lichterfelde 981*

Seite

Granitsteinindustrie, Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der Pflasterstein- und Schotterindustrie E. V., sowie des Verbandes der Deutschen — E. V. in Breslau 629
Graphischen, Bemerkungen zur Bezeichnung, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum Gebrauch von — Rechentafeln. Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden 162
Graphischer, Das ω-Verfahren zur Berechnung gedrückter Stäbe in — Darstellung. Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lindenthal 69*
Großkraftwerke, Kohlenbunker in Kesselhäusern für —. Von Architekt A. Schönburg, Berlin 803*
Zuschrift hierzu 985
Grundlagen für die Berechnung von Rahmen bei ungleichmäßiger Durchwärmung. Von Hofrat Ingenieur Leopold Herzka, Wien . . . 474* 498*
Grundlagen, Die — der Querschnittsbemessung kreuzweise bewehrter Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau 577* 600*
Grundsätzen, Versuch der Entwicklung von — für die Planung von Hochseefischereihäfen. Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Mast, Berlin . . . 26
Gründung, Veränderung der — eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden. . . 681*
Gründungskörpern, Über die Verteilung des Bodendruckes unter —. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 101*
Zuschrift und Erwiderung 501
Gußbeton. Eine Besprechung. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst. Karlsruhe i. B. 87
—, Sind Blockeinlagen in — vorteilhaft? Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe 588*
—, Erfahrungen mit — beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen 659* 691* 716*

Hafenbrücke, Eine Kritik zum Wettbewerb um den Bau der — in Sydney. Von Professor Ingenieur G. G. Kriwoschein, Petrograd, z. Z. Prag . . . 747*
Haften, Versuche über das — von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel. Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen 514
Halle, Die Dywidag— auf der Gesolei. Von Oberingenieur Franz Dischinger und Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann . . . 929*
Hängebrücken, Untersuchungen und Betrachtungen über —. Von Professor Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München 842*
Hauptversammlung, Die 29. — des Deutschen Beton-Vereins vom 4. bis 6. März 1926 in Berlin. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Günther Ehnert, Dresden 302*
—, Die 22. — des Deutschen Eisenbau-Verbandes. Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden 913
—, Die — der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 936
Hebung einer Villa. Von Dr.-Ing. H. Lange, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln 774*
Heidelberg, Der Wettbewerb für die Gestaltung der Staustufe —. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Ludwig Schmieder, Heidelberg 161

Seite

Herbstmesse, Die wissenschaftliche Baufachtagung auf der Kölner —. Von Ministerialrat Busch, Berlin 89

Hetch-Hetchy, die neue Wasserversorgungsanlage und das elektrische Kraftwerk der Stadt San Franzisco. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 510*

Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. Hermann Craemer, Vorstand des Technischen Büros der Dywidag, Düsseldorf. 376*

Hochbaubestimmungen, Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen preußischen — vom Jahre 1925. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 15*

Hochseefischereihäfen, Versuch der Entwicklung von Grundsätzen für die Planung von —. Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Mast, Berlin . . . 26

Höchstschwall, Praktische Näherungsformeln für den — in Schachtwasserschlössern. Von Dr.-Ing. F. Sitte, Brünn 457*

Hochwässer, Bestimmung der Schätzungswerte für Abflußmengen der —. Von Ingenieur Dr. Alexander Paránski, Lemberg 81*

Hochwertige Portlandzemente. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 333* 355*

Hochwertigem, Versuche mit — Beton. Von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe i. B. 169
Zuschrift hierzu 483
Erwiderung auf dieselbe 484 871

Hohlkörpereinlage, Der Einfluß einer — oder Kassettenausbildung bei Pilzdecken und anderen Eisenbetonplatten. Von Privatdozent Dr.-Ing. Lewe, Berlin. 898*

Hohndorf, Förderturm „Vereinigt Feld" in —, Erzgeb. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa. . 453*

Holz, Über die Festigkeit von — quer zur Faser. Von Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg, Sa. 61*

Holzbauten, Neuere Ausführungen freitragender —. Von Oberingenieur C. Kersten, Berlin. 48*

Holzbauweise, Shedhallen in moderner —. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hugo Seitz, Stuttgart 127*

Hölzerne Vollwandbinder für die Schauhalle der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in Berlin-Lankwitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 531*

— Bogenbinder für das Bahnsteigdach auf dem Haltepunkt Zwickau-Pölbitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 785*

Hudsonfluß, Neue Brücke über den — in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 850*

Hudsontunnels, Ent- und Belüftungsanlage des im Bau befindlichen — (The Holland-tunnel) in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 870*

Hydraulische Vorlesungs-Versuchsrinne. Von Professor Dr.-Ing. Ludin, Charlottenburg 916*

Ingenieurarbeit, Deutsche — im Straßburger Münster. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin 313* 360*
Berichtigung hierzu 429

Innenkuppel, Die — des Planetariums in Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich 714*

Instandsetzung und Umbau der Wehranlage der A.-G. Papierfabrik Hegge in Kinsau am Lech. Von Dywidag, Niederlassung Nürnberg. 478*

Seite

Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der Pflastersteine- und Schotterindustrie E. V., sowie des Verbandes der Deutschen Granitsteinindustrie E. V. in Breslau 629

Jahrestagung, 3. wissenschaftliche — der Vereinigung von Höheren Technischen Reichsbahnbeamten am 16. bis 19. September 1926 in Dresden. Von Dr.-Ing. Söllner, Dresden 883

Kachletstufe, Die — an der bayrischen Donau. Von Oberbaudirektor Professor Dantscher, München 561*

Kassettenausbildung, Der Einfluß einer Hohlkörpereinlage oder — bei Pilzdecken und anderen Eisenbetonplatten. Von Privatdozent Dr.-Ing. Lewe, Berlin 898*

Kehl, Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle der Rhenus A.-G. am Rheinhafen in —. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. 353*

Kesselhäusern, Kohlenbunker in — für Großkraftwerke. Von Architekt A. Schönburg, Berlin 803*
Zuschrift hierzu 985

Kiel, Bewegungen einer Ufermauer auf der Werft — der Deutsche Werke A.-G., Kiel. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel 952*

Kinsau, Instandsetzung und Umbau der Wehranlage der A.-G. Papierfabrik Hegge in — am Lech. Von Dywidag, Niederlassung Nürnberg 478*

Kläranlage, Die — des Ruhrverbandes in Essen-Rellinghausen. Von Franz Fries, Ingenieur des Ruhrverbandes, Essen 945*

Kleinstabmessungen, Die — von Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. H. Lautenbach, Berlin-Pankow . . . 962*

Knickfestigkeit, Eine neue Methode zur Untersuchung der — und des Einspannungsgrades. Von Dr.-Ing. Werner Engler, Bergedorf bei Hamburg . . 343*

Knickversuche, Müller-Breslaus — mit Rahmenstäben. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg . 979* 1009*

Kohlenbunker in Kesselhäusern für Großkraftwerke. Von Architekt A. Schönburg, Berlin 803*
Zuschrift hierzu 985

Kohlentürme aus Eisenbeton. Von Heinrich Butzer, Dortmund 195*

Kolkes, Ein Beitrag zur Berechnung des —. Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H. 110*

Kölner, Die wissenschaftliche Baufachtagung auf der — Herbstmesse. Von Ministerialrat Busch, Berlin 89

Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. . . . 165*
Nachtrag hierzu 447

—, Studien über — und Berechnung durch Windkabel versteifter Funktürme. Von Dipl.-Ing. Alfred Junge, Elmshorn 233* 260*

—, Eine — zur Übertragung von Bremskräften auf die Hauptträger von Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn. Von Regierungsbaurat a. D. Reichsbahnrat Grohnert, Frankfurt a. Oder 715*

—, Zur — von Staudämmen. Von Baurat Professor Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. 776*

Korngrößenverhältnisse, Neue amerikanische Methoden zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der — auf die Betonfestigkeit. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 129

Seite

Kornzusammensetzung, Über die — des Betons. Von Professor Otto Graf, Stuttgart 398*

Kosten, Die — der Schalung von Eisenbetondecken. Von Dr.-Ing. Palen, Oberingenieur der Firma Robert Berndt Söhne, Dresden 41*
Zuschrift hierzu 462

Kräfte, Stoßweise wirkende — und die Standsicherheit von Bauwerken. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 766*

Kraftwerk, Hetch-Hetchy, die neue Wasserversorgungsanlage und das elektrische — der Stadt San Franzisco. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 510*

Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen preußischen Hochbaubestimmungen vom Jahre 1925. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 15*

— zur Bezeichnungsweise des Elastizitätsmoduls. Von Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 738

—, Eine — zum Wettbewerb um den Bau der Hafenbrücke in Sydney. Von Professor Ingenieur G. G. Kriwoschein, Petrograd, z. Z. Prag . . . 747*

Kühlturm, Berechnung eines — -unterbaues als räumliches Stabwerk. Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden . 550*

Landebrücken, Die Erneuerung der — in Stralsund-Hafen und Altefähr. Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin 837*

Leuchtturm, Aussichts- und — auf der Verkehrsausstellung München 1925. Von Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München 515*

Lösung, Vereinfachte strenge — der Biegungsaufgabe einer rechteckigen Eisenbetonplatte bei geradliniger freier Stützung aller Ränder. Von Professor Dr. M. T. Huber, Lemberg 121* 152* 170

Luft, Gewinnung von 500 000 t Granit durch flüssige —. Von Ingenieur H. Grunow, Berlin-Lichterfelde 881*

Magdeburger, Betriebsbahnhof der — Straßen-Eisenbahn-Gesellschaft. Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg . . 863*

Mainzer, Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am — Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt 489* 505*

Maschinen, Die wichtigsten — beim neuzeitlichen Straßenbau. Von Dipl.-Ing. Wingerter, Cassel 645*

Maschinenfundamente. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin 859* 877*

Mauerpressungen, Ankerzüge und — für freistehende, nicht abgespannte runde Trommeln. (Blechschornsteine, Kühler usw.) Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg 493*

Methode, Eine neue — zur Untersuchung der Knickfestigkeit und des Einspannungsgrades. Von Dr.-Ing. Werner Engler, Bergedorf bei Hamburg 343*

Methoden, Neue amerikanische — zur Bestimmung des Einflusses des Wasserzusatzes und der Korngrößenverhältnisse auf die Betonfestigkeit. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 129

Moderne, Das — Straßenproblem. Von Landesbaurat z. D. Steinke, Hannover 637

Seite

Moderner, Shedhallen in — Holzbauweise. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hugo Seitz, Stuttgart 127*
Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Von Professor Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg . 979* 1009*
München, Aussichts- und Leuchtturm auf der Verkehrsausstellung — 1925. Von Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München 515*
Münster, Deutsche Ingenieurarbeit am Straßburger —. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin . 313* 360*
Berichtigung hierzu 429

Näherungsformeln für die Eckmomente in einem System rechteckiger Silozellen. Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen 439*
—, Praktische — für den Höchstschwall in Schachtwasserschlössern. Von Dr.-Ing. F. Sitte, Brünn 457*
— für die Berechnung eines unterspannten Trägers, belastet mit zwei beweglichen Einzellasten in gleichbleibendem Abstand. Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien 986*
Näherungslösung für die mittelstarke, eingespannte Rechteckplatte unter gleichmäßigem Flüssigkeitsdruck. Von Dipl.-Ing. Kurt Miesel, Lübeck . . 567*
Naßverfahren, Spritzbeton im —. Von W. Gebauer, Direktor der Patentverwertungs-Gesellschaft Kraftbau Berlin. 204*
Berichtigung hierzu 252
Neuen, Die — Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden 64*
Neuzeitlichen, Die wichtigsten Maschinen beim — Straßenbau. Von Dipl.-Ing. Wingerter, Cassel 645*
New York, Neue Brücke über den Hudsonfluß in —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 850*
—, Ent- und Belüftungsanlage des im Bau befindlichen Hudsontunnels (The Holland-tunnel) in —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. 870*
Niagaraschlucht, Abbruch der Auslegerbrücke über die —. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 472
Nietköpfen, Amerikanische Versuche mit Nietverbindungen bei Anwendung von Versenknieten und erhabenen —. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin. 257
Nomogramm, Ein — zu den neuen Berechnungsvorschriften. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz . . . 71*
Nomographie im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. Hermann Zuck, Hannover 790*
Nordkaje, Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der — des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen 659* 691* 716*
Nupubest, Das Arbeiten mit dem „—"-Gerät. Von Chr. Rieckhof, Direktor der A.-G. für Baubedarf, Darmstadt 73*
Nutzbare Tragfähigkeit von Eisenkonstruktionsgliedern. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 778

Oderbrücke, Einsturz der — bei Gartz a. d. Oder. Von Dipl.-Ing. Rollomann Habicht, Potsdam 918*
ω-Verfahrens, Ein Verfahren zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des —. Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L. . . . 53*
—, Das — zur Berechnung gedrückter Stäbe in graphischer Darstellung. Von Dipl.-Ing. Studienrat Künkler, Köln-Lindenthal 69*

Seite

Omnibus-A.-G., Ein neuer großer Verkehrshof der Allgemeinen Berliner —. Von Baurat Ahrens und Direktor Hammacher, Berlin 959*

Passiven, Beitrag zur Frage des — Erddruckes. Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover. 1* 32*
Patentbericht 19 39 58 79 98 119 137 159 180 211 231 251 271 290 311 332 351 371 391 410 431 451 466 487 504 523 540 575 595 610 657 675 689 709 725 745 763 783 797 816 858 873 888 907 923 943 958 975 993 1017
Pflasterstein-, Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der — und Schotterindustrie E. V., sowie des Verbandes der Deutschen Granitsteinindustrie E. V. in Breslau 629
(Pilz)decken, Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen Theorie der trägerlosen —. Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover. . 21*
Pilzdecken, Die Beanspruchung von — in der Nähe des Stützenkopfes. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 534*
—, Der Einfluß einer Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung bei — und anderen Eisenbetonplatten. Von Privatdozent Dr.-Ing. Lewe, Berlin . . . 898*
Planetariums, Die Innenkuppel des — in Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder, i. Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich 714*
Planung, Versuch der Entwicklung von Grundsätzen für die — von Hochseefischereihäfen. Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Mast, Berlin . . 26
Platte, Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen — und deren Anwendung in der strengen Theorie der trägerlosen (Pilz)decken. Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover . 21*
—, Beiderseits eingespannte Eisenbeton—. Von Dipl.-Ing. Otto Hausen, Wiesbaden 385*
Platten, Untersuchungen an Schallisolier—. Von Dr. phil. A. Guttmann, Düsseldorf. 262*
—, Die Grundlagen der Querschnittsbemessung kreuzweise bewehrter —. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau 577* 600*
Plattenträgern, Versuche mit — Patent Schäfer. Von Professor Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt 554*
Portlandzemente, Hochwertige —. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 333* 355*
Portlandzementmörtel, Versuche über das Haften von Tonerdezementmörtel auf —. Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen 514
Praktische Näherungsformeln für den Höchstschwall in Schachtwasserschlössern. Von Dr.-Ing. F. Sitte, Brünn 457*
Praxis, Zur — der Statik im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. H. Steuding, Breslau 102*
Preußischen, Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen — Hochbaubestimmungen vom Jahre 1925. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz 15*
Probleme des Straßenbaues. Von Beigeordneter und Oberbaurat a. D. Professor Geißler, Dresden 626
Profileisen, Druckversuche mit —. Von Professor Otto Graf, Stuttgart 277*

Seite

Querkräfte, Ein Verfahren zur Ermittlung der — und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des ω-Verfahrens. Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L. 53*
Querschnittsbemessung, Die Grundlagen der — kreuzweise bewehrter Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau 577* 600*
Querschnittsgeschwindigkeit, Zur Berechnung der mittleren — in natürlichen Flußbetten. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg . . . 805*

Rabitzdecke, Einsturz einer —. Von Ministerialrat Professor Walter Knapp, Darmstadt 570*
Radaunewerk, Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage — bei Danzig. Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 in Berlin. Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion, Berlin. . 727*
Rahmen, Grundlagen für die Berechnung von — bei ungleichmäßiger Durchwärmung. Von Hofrat Ingenieur Leopold Herzka, Wien . . . 474* 498*
Rahmenberechnung, Ein einfacher Satz über die Bestimmung der Fixpunktabstände und seine Anwendung bei der —. Von Dipl.-Ing. Karl Seytter, München 698*
Berichtigung hierzu 818
Rahmenstäben, Müller - Breslaus Knickversuche mit —. Von Professor Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg 979* 1009*
Raumgewinn, Die Saugschwelle in der unteren Wasserschloßkammer und der durch sie erzielbare —. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B.. . . . 909*
Räumliches, Berechnung eines Kühlturmunterbaues als — Stabwerk. Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden 550*
Rechenproben, Über — bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Köln-Düsseldorf 257*
Zuschrift hierzu 686
Erwiderung auf diese. 686
Rechentafeln, Bemerkungen zur Bezeichnung, zur zeichnerischen Ausgestaltung und zum Gebrauch von graphischen —. Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden 162
Rechteckiger, Näherungsformeln für die Eckmomente in einem System — Silozellen. Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen. 439*
Rechteckplatte, Näherungslösung für die mittelstarke eingespannte — unter gleichmäßigem Flüssigkeitsdruck. Von Dipl.-Ing. Kurt Miesel, Lübeck . . 567*
Reichsbahnbeamten, 3. wissenschaftliche Jahrestagung der Vereinigung von Höheren Technischen — am 16. bis 19. September 1926 in Dresden. Von Dr.-Ing. Söllner, Dresden 883
Reichsbahn-Gesellschaft, Die neuen Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen —. Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden 64*
Reichswasserstraßenverwaltung. Von Ministerialrat Sorger, Dresden . 336
Resonanzerscheinungen an Bauwerken. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel 968*
Rheinbrücke, Die Verbreiterung der — in Düsseldorf. Von Regierungsbaurat Daub, Düsseldorf. 822*
Rheinhafen, Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle der Rhenus-A.-G. am — in Kehl. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. . 353*

Seite

Ruhrverbandes, Die Kläranlage des — in Essen-Rellinghausen. Von Franz Fries, Ingenieur des Ruhrverbandes, Essen 945*

Salzhaltiges, Die Zerstörung frischen Betons durch — Wasser. Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf 191*

San Franzisco, Hetch-Hetchy, die neue Wasserversorgungsanlage und das elektrische Kraftwerk der Stadt —. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg . . 510*

Saugschwelle, Die — in der unteren Wasserschloßkammer und der durch sie erzielbare Raumgewinn. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. 909*

Schächten, Ausbau von Förderstrecken und — mittels Torkret. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt . 223*

Schachtwasserschlössern, Praktische Näherungsformeln für den Höchstschwall in —. Von Dr.-Ing. F. Sitte, Brünn 457*

Schäden, Bautechnische und statische Ursachen der — am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt 489* 505*

Schäfer, Versuche mit Plattenträgern Patent —. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt 554*

Schalung, Die Kosten der — von Eisenbetondecken. Von Dr.-Ing. Palen, Oberingenieur der Firma Robert Berndt Söhne, Dresden 41*
Zuschrift hierzu 462

Schallisolierplatten, Untersuchungen an —. Von Dr. phil. A. Guttmann, Düsseldorf 262*

Schätzungswerte, Bestimmung der — für Abflußmengen der Hochwässer. Von Ingenieur Dr. Alexander Parénski, Lemberg 81*

Schauhalle, Hölzerne Vollwandbinder für die — der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in Berlin - Lankwitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 531*

Schiebefalltoranlage, Die — an den großen Flugzeughallen am Zentralflughafen Berlin. Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin 911*

Schleuse, Die Betriebseinrichtung bei der — Flaesheim. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Oberingenieur der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis . . 541*

Schmiedeeisernen, Verlegung eines — Dükers in der Spree zwischen dem Plänterwald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg. Von Bauingenieur Georg Plehwe. Berlin. . . 891*

Schornsteinfundamente, Die Beanspruchungen biegungsfester —. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 512*

Schotterindustrie, Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes der Pflasterstein- und — E. V., sowie des Verbandes der Deutschen Granitsteinindustrie E. V. in Breslau 629

Schubbewehrung, Zur Berechnung der —. Von Prof. Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe 1004*

Schubsicherung, Die — nach den neuesten Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Zenns, München 418*

—, Zur Berechnung der — . Von Dr.-Ing. Max Mayer, Weimar 1006*

—, Zur Frage der — bei Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin 1007*

Seite

Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin . . 224
Zuschrift hierzu 813
Erwiderung darauf 813

Shedbauten, Über — aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Otto Skall, Oberingenieur der Bauunternehmung Rudolf Wolle, Leipzig 373*

Shedhallen in moderner Holzbauweise. Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Hugo Seitz, Stuttgart 127*

Sicherungsarbeiten, Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die — zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt 489* 505*

Sickerungserscheinungen, Die — an der Brüxer Talsperre und ihre Aufdeckung mit Hilfe der Wünschelrute. Von Dr.-Ing. Marquardt, Stadtbaurat, München 995*

Siedlung und Technik. Von Stadtbaurat Professor Dr.-Ing. Heilmann, Halle a. Saale 395

Siegburg, Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von — nach Much. Von Regierungsbaumeister Schmidt, Obercassel-Siegkreis 420* 442*

Siliziumstahl als Baustahl. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin 426

Silozellen, Näherungsformeln für die Eckmomente in einem System rechteckiger —. Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen 439*

Soliditit, Neue —-Betonstraßen in Deutschland. Von E. Horstmann, Heidelberg 29*

Spannweiten, Die Entwicklung des Bogenbrückenbaues für größere — und die Traunfallbrücke Gmunden. Von Oberbaurat Dr. techn. e. h. Dr. Fritz v. Emperger, Wien 293* 322*

Speicherarbeit, Einfaches Verfahren zur Bestimmung der —. Von Dr.-Ing. v. Gruenewald, Karlsruhe i. B. . . 11*

Spree, Verlegung eines schmiedeeisernen Dükers in der — zwischen dem Plänterwald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg. Von Bauingenieur Georg Plehwe, Berlin . . 891*

Spritzbeton im Naßverfahren. Von W. Gebauer, Direktor der Patentverwertungs - Gesellschaft Kraftbau Berlin. 204*
Berichtigung hierzu 252

Spundwänden, Erfahrungen mit eisernen —. Von Baurat H. Uhlfelder, Frankfurt am Main 9*

Spurkranzauflauf, Bogengleisweichen mit —. Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel 902*

Stäbe, Ein Verfahren zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger — durch Benutzung des ω-Verfahrens. Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L. . . . 53*

—, Das ω-Verfahren zur Berechnung gedrückter — in graphischer Darstellung. Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lindenthal 69*

Stabwerk, Berechnung eines Kühlturmunterbaues als räumliches —. Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden . 550*

Stahlhäuser. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 582*

Stahlindustrie, Eindrücke aus der amerikanischen Eisen- und —. Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Von Koppenberg, Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa 141*

Seite

Stampfbetonbrücke, Mitteilungen über den Bau einer — von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much. Von Regierungsbaumeister Schmidt, Obercassel-Siegkreis 420* 442*

Stand, Entwicklung, — und Wert des deutschen Teerstraßenbaues. Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. . 613

Standsicherheit, Die — von Funktürmen. Von Professor Kirchner, Berlin-Steglitz 711*

—, Stoßweise wirkende Kräfte und die — von Bauwerken. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. . . 766*

Statik, Zur Praxis der — im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. H. Steuding, Breslau 102*

Staubfreie Straßen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Georg Klose, Bezirksamt Berlin-Tiergarten 639*

Staudämmen, Zur Konstruktion von —. Von Baurat Professor Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 776*

Staudammes, Konstruktion und Berechnung eines größeren —. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. 165*
Nachtrag hierzu 447

Staustufe, Der Wettbewerb für die Gestaltung der — Heidelberg. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Ludwig Schmieder, Heidelberg 161*

Stralsund-Hafen, Die Erneuerung der Landebrücken in — und Altefähr. Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin 837*

Straßburger, Deutsche Ingenieurarbeit im —Münster. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin . . . 313* 360*
Berichtigung hierzu 429

Straßen, Staubfreie —. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Georg Klose, Bezirksamt Berlin-Tiergarten 639*

Straßenbau, Die wichtigsten Maschinen beim neuzeitlichen —. Von Dipl.-Ing. Wingerter, Cassel 645*

Straßenbaues, Probleme des —. Von Beigeordneter und Oberbaurat a. D. Professor Geißler, Dresden 626

Straßendecken, Versuche zur Schaffung geeigneter — für den derzeitigen Verkehr in Dresden. Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden 642

Straßenbauverwaltungen, Die neuen Aufgaben der —. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden 618*

Straßen-Eisenbahn-Gesellschaft, Betriebsbahnhof der Magdeburger —. Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg 863*

Straßenproblem, Das moderne —. Von Landesbaurat z. D. Steinke, Hannover 637

Straßenversuchswesen, Das —. Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart 620*

Streifen, Die Unterteilung von beliebigen Flächen in — gleichen Flächeninhalts. Von Professor Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden 297*

Studien über Konstruktion und Berechnung durch Windkabel versteifter Funktürme. Von Dipl.-Ing. Alfred Junge, Elmshorn 233* 260*

Studiengesellschaft, Die Hauptversammlung der — für Automobilstraßenbau. Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 936

Studienplan, Achtsemestriger — für Vermessungsingenieure. Von Professor Dr.-Ing. Paul Werkmeister, Dresden 733

Stützenkopfes, Die Beanspruchung von Pilzdecken in der Nähe des —. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf . . 534*

Stützung, Vereinfachte strenge Lösung der Biegungsaufgabe einer rechteckigen Eisenbetonplatte bei geradliniger freier — aller Ränder. Von Professor Dr. M. T. Huber, Lemberg . 121* 152* 170

Seite

Sydney, Eine Kritik zum Wettbewerb um den Bau der Hafenbrücke in —. Von Ingenieur Professor G. G. Kriwoschein, Petrograd, z. Z. Prag . 747*

Systeme, Über Rechenproben bei der Berechnung statisch unbestimmter —. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Köln-Düsseldorf 257*
Zuschrift hierzu 686
Erwiderung auf dieselbe 686

Tagungen, Die — in Danzig. Von Geheimer Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. Genzmer, Dresden 903

Talsperre, Die Sickerungserscheinungen an der Brüxer — und ihre Aufdeckung mit Hilfe der Wünschelrute. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Marquardt, München 995*

Talsperren, Vergleichende Beckenbewertung und Wasserverluste bei —. Ein Beitrag zur Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken. Von Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Wertheim (Baden) 734*

—, Eisdruck bei —. Von Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser, Wien 788

Technik, Siedlung und —. Von Stadtbaurat Professor Dr.-Ing. Heilmann, Halle a. Saale 395

Teerstraßenbaues, Entwicklung, Stand und Wert des deutschen —. Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 613

Theorie, Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen — der trägerlosen (Pilz)decken. Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover. . . 21*

— Zur — des Baugrundes. Von Privatdozent Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Karlsruhe i. B. 931* 949*

Tieferlegung, Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge — der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden . . . 681*

Tonerdezementmörtel, Versuche über das Haften von — auf Portlandzementmörtel. Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen 514

Torkret, Ausbau von Förderstrecken und Schächten mittels —. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt . 223*

Träger, Die gleiche Formel für alle durchlaufenden — über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$ facher Endsteifigkeit. Von Privatdozent und Zivilingenieur Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin 529*
Zuschrift hierzu. 816

Trägeranschlüsse, Untersuchung einfacher —. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin. 214*

Tragfähigkeit, Nutzbare — von Eisenkonstruktionsgliedern. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin 778

Trägerlosen, Die gleichförmig belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen Theorie der — (Pilz)decken. Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover 21*

Trägers, Näherungsformeln für die Berechnung eines unterspannten —, belastet mit zwei beweglichen Einzellasten in gleichbleibendem Abstand. Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien 986*

Traunfallbrücke, Die Entwicklung des Bogenbrückenbaues für größere Spannweite und die — Gmunden. Von Oberbaurat Dr. techn. e. h. Dr. Fritz v. Emperger, Wien 293* 322*

Seite

Trommeln, Ankerzüge und Mauerpressungen für freistehende, nicht abgespannte runde —. (Blechschornsteine, Kühler usw.) Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg. 493*

Übertragung, Eine Konstruktion zur — von Bremskräften auf die Hauptträger von Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn. Von Regierungsbaurat a. D. Reichsbahnrat Grohnert, Frankfurt a. Oder 715*

Ufermauer, Bewegungen einer — auf der Werft Kiel der Deutsche Werke A.-G., Kiel 952*

Umbau, Instandsetzung und — der Wehranlage der A.-G. Papierfabrik Hegge in Kinsau am Lech. Von Dywidag, Niederlassung Nürnberg . 478*

Umschnürter, Die Berechnung und Bewehrung einfacher und — Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt . . 3*

Unbestimmter, Über Rechenproben bei der Berechnung statisch — Systeme. Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Köln-Düsseldorf 257*

Untersuchung einfacher Träger-Anschlüsse. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin. 214*

Untersuchungen an Schallisolierplatten. Von Dr. phil. A. Guttmann, Düsseldorf. 262*

— und Betrachtungen über Hängebrücken. Von Professor Dr.-Ing. Schachenmeier, München 842*

Unterteilung, Die — von beliebigen Flächen in Streifen gleichen Flächeninhalts. Von Professor Dr.-Ing. Walther Kunze, Dresden 297*

Ursachen, Bautechnische und statische — der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach dem Vortrag auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Professor Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt 489* 505*

—. Über die — der Bergschläge, Beitrag zu ihrer Erklärung. Von Ingenieur A. Feller, Zürich-Wollishofen 895*

Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden 681*

Verbreiterung, Die — der Rheinbrücke in Düsseldorf. Von Regierungsbaurat Daub, Düsseldorf 822*

Vereinfachte strenge Lösung der Biegungsaufgabe einer rechteckigen Eisenbetonplatte bei geradliniger freier Stützung aller Ränder. Von Professor Dr. M. T. Huber, Lemberg . . 121* 152* 170

Vereinigten Staaten, Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den — —. (Eindrücke von einer Studienreise.) Von Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. 193 219* 238* 253* 280* 299* 317* 338* 379* 403* 413* 440* 458

„Vereinigt Feld", Förderturm in Eisenbeton auf — in Hohndorf, Erzgebirge. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa. 453*

Verfahren, Einfaches — zur Bestimmung der Speicherarbeit. Von Dr.-Ing. v. Gruenewald, Karlsruhe i. B. . . 11*

—, Ein — zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des ω-Verfahrens. Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L. 53*

Seite

Verkehr, Versuche zur Schaffung geeigneter Straßendecken für den derzeitigen — in Dresden. Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden 642

Verkehrsausstellung, Aussichts- und Leuchtturm auf der — München 1925. Von Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München 515*

Verkehrshof, Ein neuer großer — der Allgemeinen Berliner Omnibus-A.-G. Von Baurat Ahrens und Direktor Hammacher, Berlin 959*

Verlegung eines schmiedeeisernen Dükers in der Spree zwischen dem Plänterwald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg. Von Bauingenieur Georg Plehwe, Berlin . . 891*

Vermessungsingenieure, Achtsemestriger Studienplan für —. Von Professor Dr.-Ing. Paul Werkmeister, Dresden 733

Versenknieten, Amerikanische Versuche mit Nietverbindungen bei Anwendung von — und erhabenen Nietköpfen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin 257

Versuch der Entwicklung von Grundsätzen für die Planung von Hochseefischereihäfen. Von Regierungsbaumeister a. D. Otto Mast, Berlin . . 26

Versuche mit hochwertigem Beton. Von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsrule i. B. . 169
Zuschrift hierzu 483
Erwiderung auf dieselbe 484 871

—, Amerikanische — mit Nietverbindungen bei Anwendung von Versenknieten und erhabenen Nietköpfen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin 257

— über das Haften von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel. Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen 514

— mit Plattenträgern Patent Schäfer. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt 554*

— zur Schaffung geeigneter Straßendecken für den derzeitigen Verkehr in Dresden. Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden 642

—, Druckrohre aus Eisenbeton, Ausführung und —. Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien 755*

Versuchsrinne, Hydraulische Vorlesungs—. Von Professor Dr.-Ing. Ludin, Charlottenburg. 916*

Verteilung, Über die — des Bodendruckes unter Gründungskörpern. Von Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. Sa. 101*
Zuschrift und Erwiderung 501

Villa, Hebung einer —. Von Dr.-Ing. H. Lange, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G. 774*

Vollwandbinder, Hölzerne — für die Schauhalle der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in Berlin-Lankwitz. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 531*

Vorausberechnung, Die — der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit bei Zementbeton. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie. Von Direktor Dr.-Ing. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze 866*

Vorlesungs, Hydraulische —Versuchsrinne. Von Professor Dr.-Ing. Ludin, Charlottenburg. 916*

Vorschriften, Die neuen — für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden. 64*

—, Ein Nomogramm zu den neuen Berechnungs —. Von Professor Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. 71*

Seite

Vortrag, Eindrücke aus der amerikanischen Eisen- und Stahlindustrie. — vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925. Von Koppenberg, Direktor der Linke-Hofmann-Lauchhammer A.-G., Riesa 141*

—, Die Faustelleneinrichtung der Zwillingsschachtschleuse in Fürstenberg/Oder. Nach dem — anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam 469*

—, Die Betriebseinrichtung bei der Schleuse Flaesheim. Nach dem — auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Oberingenieur der Firma Hüser & Co., Obercassel-Siegkreis 541*

—, Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Nach dem —, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 in Berlin. Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion, Berlin. 727*

Wasser, Die Zerstörung frischen Betons durch salzhaltiges —. Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf 191*

Wasserkraftanlage, Das Eisenbetondruckrohr der — Radaunewerk bei Danzig. Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 in Berlin. Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion, Berlin. . 727*

Wasserkräfte, Die Ausnützung der — des Mittleren Apennins. Von Ingenieur Hans Sommer, Rom 525*

Wasserkraftnutzung, Die internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und — in Basel 1926. Von Professor Heinrich Heiser, Dresden. . . 665* 677

Wasserschloßkammer, Die Saugschwelle in der unteren — und der durch sie erzielbare Raumgewinn. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe i. B. 909*

Seite

Wasserverluste, Vergleichende Beckenbewertung und — bei Talsperren. Ein Beitrag zur Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken. Von Regierungsbaumeister a. D. Karl Köbler, Wertheim (Baden) 734*

Wasserversorgungsanlage, Hetch-Hetchy, die neue — und das elektrische Kraftwerk der Stadt San Franzisco. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 510*

Wasserzusatzes, Neue amerikanische Methoden zur Bestimmung des Einflusses des — und der Korngrößenverhältnisse auf die Betonfestigkeit. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg 129

Wälzgelenken, Gefahren bei der Anordnung von —. Von Regierungsbaurat Professor Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden 808

Wehranlage, Instandsetzung und Umbau der — der A.-G. Papierfabrik Hegge in Kinsau am Lech. Von Dywidag, Niederlassung Nürnberg . 478*

Werfthalle, Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter — der Rhenus A.-G. am Rheinhafen in Kehl. Von Dr.-Ing. Wilhelm Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B. . . . 353*

Wert, Entwicklung, Stand und — des deutschen Teerstraßenbaues. Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B. 613

Wertziffer, Über das Wesen der dynamischen —. Von Dr.-Ing. Reichsbahnoberrat Saller, Regensburg . . 393*

Wettbewerb, Der — für die Gestaltung der Staustufe Heidelberg. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Ludwig Schmieder, Heidelberg 161*

—, Eine Kritik zum — um den Bau der Hafenbrücke in Sydney. Von Professor Ingenieur G. G. Kriwoschein, Petrograd, z. Z. Prag 747*

Windkabel, Studien über Konstruktion und Berechnung durch — versteifter Funktürme. Von Dipl.-Ing. Alfred Junge, Elmshorn 233* 260*

Winkelstützmauern, Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von —. Von Dr.-Ing. Hermann Craemer, Vorstand des Technischen Büros der Dywidag, Düsseldorf 376*

Seite

Winkelstützmauern, Die Kleinstabmessungen von —. Von Dr.-Ing. H. Lautenbach, Berlin-Pankow 962*

Wissenschaftliche, Die — Baufachtagung auf der Kölner Herbstmesse. Von Ministerialrat Busch, Berlin . . 89

Zahnradbetrieb, Eisenbeton-Balkenbrücke für eine Anschlußbahn mit elektrischem —. Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Geschäftsführer der Firma Robert Grastorf G. m. b. H., Hannover 433*

Zeitraffer, Der — im Zementlaboratorium. Von Dr.-Ing. Richard Grün, Direktor am Forschungsinstitut für Hütten-Zement-Industrie, Düsseldorf 107*

Zementbeton, Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit bei —. Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zement-Industrie. Von Direktor Dr.-Ing. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze 866*

Zementlaboratorium, Der Zeitraffer im —. Von Dr.-Ing. Richard Grün, Direktor am Forschungsinstitut für Hütten-Zement-Industrie, Düsseldorf . 107*

Zentralflughafen, Die Schiebefalltoranlage an den großen Flugzeughallen am — Berlin. Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin 911*

Zerstörung, Die — frischen Betons durch salzhaltiges Wasser. Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf . . . 191*

Zugspitzbahn, Der Bau der —. Von Bleichert, Leipzig 597*

Zwickau-Pölbitz, Hölzerne Bogenbinder für das Bahnsteigdach auf dem Haltepunkt —. Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L. 785*

Zwillingsschachtschleuse, Die Baustelleneinrichtung der — in Fürstenberg/Oder. Nach dem Vortrag anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 5. März 1926 in Berlin. Von Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam 469*

VERZEICHNIS DER KLEINEN MITTEILUNGEN.

Kurze technische Berichte.

Aachen, Ein neues Hochhaus in — . . 266*

Abbruch, Unfall beim — einer Luftschiffhalle 329

Ableitung, Vorrichtung zur — von Eis und Schwimmstoffen bei großen Niederdruck-Wasserkraftanlagen mit vertikalen Turbinen 91*

Absenkung, Die — des Sees von Antrona 955*

Absonderliche Bauweise eines Sprengwerkes in einem alten amerikanischen Bankgebäude 368*

Absturz eines 23 m hohen Holzgittermastes 793*

Abwasserkanal, Betongießwagen für einen großen — 705*

Abwasserleitungsdüker unter dem Hafen von Sydney 286*

Adelaide-Haus, Das — in London . 484*

Alleghenyfluß, Drei gleiche Hängebrücken über den — in Pittsburg . . 17*

Alouette-Talsperre, Eisenbetonauskleidung des Überlaufkanals der — . . . 972*

Amerika, Zulässige Spannungen in den Tragkonstruktionen von Hochbauten in — (Entwurf) 247

Amerikanische Betonbauweise bei strenger Kälte 285*

— Brückenverstärkung 720*

Amerikanischen, Von der Tagung der — Eisenbauangestellten 116

—, Absonderliche Bauweise eines Sprengwerkes in einem alten — Bankgebäude 368*

Anforderungen an Zement für neuzeitliche Betonstraßen 115

Anlagen, Bau von — zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen 245

Antrona, Die Absenkung des Sees von — 955*

Antwerpen, Die Erweiterung des Hafens von — 687*

Apennin, Wasserkraftanlage im ligurischen — für das Elektrizitätswerk in Genua 176* 368*

Appenzell, Die Rotbachbrücke zwischen Teufen und —. 671*

Arbeiterschutz auf Bauten 308

Architekten-, Entschließungen auf dem Deutschen — und Ingenieurtag . . . 816

Argentinien, Weinbehälter aus Beton in — 429*

Aermelkanals, Überquerung des — . 407*

Arstabrücke, Ein eigenartiger Vorschlag für die Anordnung der — in Stockholm. 740*

Asphalteinpressung, Dichtung von durchlässigem Felsbaugrund mittels — 920*

Ästhetischer, Berücksichtigung — Gesichtspunkte bei der Prüfung von Bauanträgen 245

Aufrechterhaltung, Umbau einer eisernen Gitterbrücke in eine gemauerte Bogenbrücke unter — des Zugverkehrs 721*

Aufteilung, Beispiele für eine genaue — der Kreisfläche 723*

Ausbesserung eines beschädigten Betondammes 228*

— an einer Kaianlage (Key-West) . . . 308*

Ausnutzung der Kraft der Meereswellen 462*

Ausrüstung, Elektrische — der Eisenbahn Paris—Orléans 593*

Ausschuß, Deutscher — für Eisenbeton: Unfallstatistik: Einsturz eines Eisenbetondaches 449

Ausschusses, Unfallstatistik des Deutschen — für Eisenbeton, 28. Bericht. Einsturz eines Eisenbetondaches . . . 686

—, Unfallstatistik des Deutschen — für Eisenbeton, 29. Bericht. Einsturz einer Eisenbetondecke 759

—, Heft 56 der Veröffentlichungen des Deutschen — für Eisenbeton 940*

Seite

Aussichten, Welche — bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten? 132 155
Australien, Beton-Eisen-Maste für Überlandleitungen in — 248*
Automobilstraßenbau, Der Betonstraßenfertiger zur zehnfachen Beschleunigung im — 286*
Avus, Die Betonstrecke auf der —, Berlin 811

Bahnsteigüberdachung, Erneuerung einer —. 368
Balken, Trapezbelastung beim — auf zwei Stützen 672*
Bau, Der — einer drei Streifen-Betonstraße. 115*
— von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen 245
— der New Hudson River Bridge . . . 285*
—, Eisenkonstruktionen beim — des Wolchowkraftwerkes 484*
—, Einspülen beim — eines Erdtalsperrendammes 607*
Bauanträgen, Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei der Prüfung von — 245
Bauart, Stütz- und Ufermauern ungewöhnlicher — 719*
—, Hauptverkehrsstraße schwerster — in Kalifornien 955*
Bauindustrie, Preßluftwerkzeuge in der — 989*
Baukontrolle, Vorträge über die — des Betons 92
Baustahl, Hochwertiger — St. 48 . . 117
—, Kennzeichnung von hochwertigem — St. 48 485
—, Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem — St. 48 538
—, Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem — 905
Baustoffe, Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger — für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten? 132 155
Bauten, Arbeiterschutz auf — 308
—, Hervorragende Ingenieur— des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten 537*
Bauverfahren, Ein neues Schnell— 287*
Bauvorgang, Wirtschaftlicher — für Eisenbetonbehälter 871*
Bauweise, Absonderliche — eines Sprengwerkes in einem alten amerikanischen Bankgebäude 368*
Bauwerken, Standfestigkeit von — in Erdbebengebieten 794
Beirat, Harzwasser— 955
Beispiele für eine genaue Aufteilung der Kreisfläche 723*
Belastungsprobe einer 13 Jahre alten Pilzdecke eines Warenhauses 809
Berechnung eiserner Brücken . . 249 537
—, Die — der Eisenbetonplatten und der § 14,7 der Bestimmungen 971*
Berlin als Hafenstadt 463*
—, Die Unfälle im Straßenverkehr in — im Jahre 1925. 634
—, Die Betonstrecke auf der Avus, — . 811
Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei der Prüfung von Bauanträgen 245
Beseitigung des Verschnittes bei Betonsteifen 208*
Beteiligung, Zur Frage der — Deutschlands am V. Internationalen Straßenbaukongreß in Mailand 56
Beton, Erhärten von — in trockenem Wetter 208 723
—, Untersuchung über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten auf die Festigkeit von — 386
—, Weinbehälter aus — in Argentinien 429*

Seite

Betonbauweise, Amerikanische — bei strenger Kälte 285*
Betonbereitung, Neue Methoden der— 207*
Betonblöcken, Bogenstützmauer aus— 938*
Betondammes, Ausbesserung eines beschädigten — 228*
Betondruckfestigkeit, Einfluß der Größe und Gestalt von Betonprobekörpern auf die —. 407
Beton-Eisen-Maste für Überlandleitungen in Australien 248*
Betonformsteingebäude mit Bewehrung 248*
Betongießwagen für einen großen Abwasserkanal 705*
Betonkonsistenz, Eine neue Prüfung der — 208*
Betonprobekörpern, Einfluß der Größe und Gestalt von — auf die Betondruckfestigkeit 407
Betons, Vorträge über die Baukontrolle des — 92
—, Würfelfestigkeit des — und Mindestmenge an Zement 720
Betonspritzen, Preßluftreinigung und Kompressorleistung für Sandstrahlgebläse und — 811*
Betonsteifen, Beseitigung des Verschnittes bei — 208*
Betonsteintreppenstufen, Neue Formen für — und -Kunst 592*
Zuschrift hierzu 742
Betonstraße, Der Bau einer drei Streifen- — 115*
Betonstraßen, Anforderungen an Zement für neuzeitliche — 115
—, Fugen in — 634*
—, Der Entwurf von — 813*
Betonstraßenbau, Neuerungen im Soliditit- — 759*
Betonstraßenfertiger, Der — zur zehnfachen Beschleunigung im Automobilstraßenbau 286*
Betonstrecke, Die — auf der Avus, Berlin. 811
Beton-Vereins, Tagesordnung für die 29. Hauptversammlung des Deutschen — am 4.—6. März 1926 in Berlin . 115
Betrieb und Eisenkonstruktionen der Kuppeln des Planetariums in Düsseldorf 703*
Betriebsstörung, Umbau von Walzwerkshallen ohne — 227*
Bewehrung, Betonformsteingebäude mit — 248*
—, Laufende Lehren für Eisenbeton— 781*
Bezirksweise Regelung des Straßenverkehrs 956*
Binnenschiffahrt, Vorträge auf der 57. Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche — 972
Bituminösem, Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen mit — Öl . . . 654
Bodenarten, Untersuchungen mit verschiedenen — (Terzaghi) 518*
Bogenbrücke, Umbau einer eisernen Gitterbrücke in eine gemauerte — unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs 721*
—, Errichtung einer stählernen — mit Hilfe einer Kabelbrücke 855*
Bogenstützmauer aus Betonblöcken 938*
Bremen, Hafenbauten in — 92*
Bridge, Bau der New Hudson River — 285*
British - Kolumbien, Eisenbetonschornstein von 122 m Höhe in —. . 866*
Brooklyn, Rohrtunnel für Gasleitungen unter einem Schiffahrtskanal in — . . 349*
Brücke, Erweiterung einer Straßen— in Omaha 227*
—, Wiederinstellungbringen einer eisernen — nach einer Erdrutschbewegung 264*
—, Eisenbeton— über den Trentfluß bei Newark (Nottinghamshire) 285*

Seite

Brücke, Eisenbeton— über die Rhone bei La Balme 387*
—, Hundertjähriges Bestehen der Menaihänge—. 288
—, Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen — in Drammen 428
—, Die neue — über den Piave bei Cesana (Belluno) 265* 447
—, Schwere Zwillingshub— über der Newarkbucht U.S.A. 606*
—, Die Rotbach— zwischen Teufen und Appenzell 671*
—, Neue — über den Raritanfluß (New Jersey) 704*
—, Die Stadt— in Graz 781 991
—, Douglas-Gedächtnis— in Kalifornien 792*
—, Die Eisenbahntal— von Recoumène 812*
—, Eröffnung der längsten Hänge— der Welt 855*
Brücken, Drei gleiche Hänge— über den Alleghenyfluß in Pittsburg . . . 17*
—, Berechnung eiserner — . . . 249 537
—, Die — großer Spannweiten 851*
Brückenbau bei San Franzisco . . . 536*
Brückenentwurf, Ein bedeutender — 348
Brückeningenieurs, Zum Tode des englischen — Sir Bradfort Leslie . . 904
Brückenverstärkung, Amerikanische — 720*
Bucht, Schwere Zwillingshubbrücke über der Newark— U.S.A. 606*
Bühnenhausmauer, Unterfangen einer — 793*

Californien, Die Versuchstalsperre am Stevenson-Creek in — 175*
Catskill, Die — -Wasserversorgung von New York 722*
Cesana, Die neue Brücke über den Piave bei — (Belluno) 265* 447
Constantine, Der Umbau des Hauptbogens d'El-Kantara in — 247*

Damm, Der Sennar— 328*
Dammes, Ausbesserung eines beschädigten Beton— 228*
Detroit, Ein 63 m hoher Luftschiffverankerungsmast (—) 792*
—, Fertig gegossene Eisenbeton-Stützrahmen für oberirdische Kabel der elektrischen Bahn (—) 810*
Deutschen, Preisausschreibens der — Reichsbahn-Gesellschaft. 56
—, Tagesordnung für die 29. Hauptversammlung des — Beton-Vereins am 4.—6. März 1926 in Berlin 115
—, Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der — Reichsbahn 956*
Deutschlands, Zur Frage der Beteiligung — am V. Internationalen Straßenbaukongreß in Mailand 56
Dichtung von durchlässigem Felsbaugrund mittels Asphalteinpressung . . 920*
Differdinger, Profilwerte von breit- und parallelflanschigen — Trägern . 556
Donauschiffahrt, Die Zukunft der — 815
Douglas-Gedächtnisbrücke in Kalifornien 792*
Drammen, Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in — 428
Durchbruch einer Erdtalsperre . . . 781
Durchmessers, Eisenbetonrohrleitungen großen — 738*
Düker, Abwasserleitungs— unter dem Hafen von Sydney 286*
Düsseldorf, Ein bemerkenswerter Holzbau auf der Gesolei — 446*

Einfluß der Größe und Gestalt von Betonprobekörpern auf die Betondruckfestigkeit 407
Einspülen beim Bau eines Erdtalsperrendammes. 607*

Seite

Einsturz, Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. — eines Eisenbetondaches 449
—, Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 28. Bericht. — eines Eisenbetondaches 686
— einer Eisenbetondecke. Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 759
Einstürzens, Die Ursachen des — von Hochbauten 904
Eisenbahn, Elektrische Ausrüstung der — Paris-Orléans 593*
Eisenbahnen, Elektrische — in Ostindien. 781*
Eisenbahngleislegungsmaschine . 387*
Eisenbahntalbrücke, Die — von Recoumène 812*
Eisenbahnwagenkipper mit Wiegeeinrichtung 794*
Eisenbauangestellten, Von der Tagung der amerikanischen — 116
Eisenbauwerke, Grundanstrich neuer — 989
Eisenbeton, Selbsttätige Pendelwehre aus — 447*
—, Deutscher Ausschuß für —: Unfallstatistik: Einsturz eines Eisenbetondaches 449
—, Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für —, 28. Bericht. Einsturz eines Eisenbetondaches 686
—, Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für —, 29. Bericht. Einsturz einer Eisenbetondecke 759
—, Heft 56 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für — 940*
Eisenbetonauskleidung des Überlaufkanales der Alouette-Talsperre . . 972*
Eisenbetonbehälter, Wirtschaftlicher Bauvorgang für — 871*
Eisenbetonbewehrung, Laufende Lehren für — 781*
Eisenbetonbrücke über den Trentfluß bei Newark (Nottinghamshire). . . . 285*
— über die Rhone bei La Balme . . . 387*
Eisenbetonplatten, Berechnung der — und der § 14,7 der Bestimmungen . 971*
Eisenbeton-Rohrbogen über den Rio Majaceite in Südspanien 446*
Eisenbetonrohrleitungen großen Durchmessers 738*
Eisenbetonschornstein von 122 m Höhe in British-Kolumbien 886*
Eisenbeton-Stützrahmen, Fertig gegossene — für oberirdische Kabel der elektrischen Bahn (Detroit) 810*
Eisenkonstruktionen beim Bau des Wolchowkraftwerkes 484*
—, Betrieb und — der Kuppeln des Planetariums in Düsseldorf 703*
Eiserner, Berechnung — Brücken . . 537*
Elektrische Ausrüstung der Eisenbahn Paris—Orléans 593*
— Eisenbahnen in Ostindien 781*
Elektrischer Kohlenverladekran in Queensland 740*
Elektrizitätswerk, Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin für das — in Genua 176* 368*
d'El-Kantara, Der Umbau des Hauptbogens — in Constantine 247*
Englischen, Zum Tode des — Brückeningenieurs Sir Bradfort Leslie . . . 904
Entschließungen auf dem Deutschen Architekten- und Ingenieurtag. . . . 816
Entwurf, Ein bedeutender Brücken— 348
—, Der — von Betonstraßen 813*
Entwürfe, Wettbewerb für — zu einer festen Brücke in Drammen 428
Erdbeben-, Gebäude in — und Tornadogebieten. 683
Erdbebengebieten, Standfestigkeit von Bauwerken in — 794

Seite

Erdrutschbewegung, Wiederinstellungbringen einer eisernen Brücke nach einer —. 264*
Erdtalsperre, Durchbruch einer — . 781
Erdtalsperrendammes, Einspülen beim Bau eines — 607*
Erhärten von Beton in trockenem Wetter 208 723
Erneuerung einer Bahnsteigüberdachung. 368
Eröffnung der längsten Hängebrücke der Welt 855*
Errichtung einer stählernen Bogenbrücke mit Hilfe einer Kabelbrücke. . 855*
Ersatz einer gußeisernen Säule unter zehn Stockwerken 815*
Erweiterung einer Straßenbrücke in Omaha 227*
— des Hafens von Marseille 229*
—, Die — des Hafens von Antwerpen . 687*

Fachwerkkonstruktion, Eine ungewöhnliche — 854*
Feinhammers, Die Verwendung des — im Straßenbau. 634*
Felsbaugrund, Dichtung von durchlässigem — mittels Asphalteinpressung 920*
Fertiger, Der Betonstraßen— zur zehnfachen Beschleunigung im Automobilstraßenbau 286*
Festigkeit, Untersuchung über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten auf die — von Beton. 386
Fließarbeit-Tagung auf der Kölner Herbstmesse 704
Florenz, Sternwartenturm bei — . . 428*
Flugzeughallen, Die — des Flugplatzes Villacoublay 206*
Flußbaulaboratoriums, Universalstaurohr des Karlsruher — 388*
Flußführung für das neue Wasserwerk von St. Louis 810*
Formänderungen, Die ersten bleibenden — weicher Stähle 855
Formen, Neue — für Beton- und Kunststeintreppenstufen 592*
Zuschrift hierzu 742
Forschungsarbeit, Vereinheitlichung der wissenschaftlichen — in Holland . 921
Fortbildungskursus, Großer Aus- und — für das Siedlungswesen . . . 740
San Francisco, Trennungspfeiler für die Wasserleitung von — 760*
Frankipfahl, Der — 760
Fugen in Betonstraßen 634*

Gardasee, Das große Wasserkraftwerk am Ponalefluß (—) 226*
Gasleitungen, Rohrtunnel für — unter einem Schiffahrtskanal in Brooklyn . 349*
Gebäude in Erdbeben- und Tornadogebieten. 683
Gegossene, Fertig — Eisenbeton-Stützrahmen für oberirdische Kabel der elektrischen Bahn (Detroit) 810*
Genua, Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin für das Elektrizitätswerk in — 176* 368*
Gesolei, Ein bemerkenswerter Holzbau auf der — Düsseldorf 446*
Gewölben, Untersuchungen mit schiefen — 571*
Gitterbrücke, Umbau einer eisernen — in eine gemauerte Bogenbrücke unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs . 721*
Gleislegungsmaschine, Eisenbahn— 387*
Graz, Die Stadtbrücke in — . . . 781 991
Größe, Einfluß der — und Gestalt von Betonprobekörpern auf die Betondruckfestigkeit 407
Grundanstrich neuer Eisenbauwerke 989

Seite

Gründung, Tragfähigkeitsuntersuchungen bei einer tiefen — mittels Senkkästen 905*
Gußeisernen, Ersatz einer — Säule unter zehn Stockwerken 815*

Hafenbauten in Bremen 92*
Hafens, Erweiterung des — von Marseille 229*
—, Die Erweiterung des — von Antwerpen 687*
Hafenstadt, Berlin als — 463*
Hallen, Die Flugzeug— des Flugplatzes Villacoublay 206*
Hallenbinders, Statische Untersuchung eines —. 263*
Hängebrücken, Drei gleiche — über den Alleghenyfluß in Pittsburg . . . 17*
Hängebrücke, Eröffnung der längsten — der Welt 855*
Harzwasserbeirat. 955
Hauptbahnhofes, Der Umbau des — in Stockholm 938*
Hauptbogens, Der Umbau des — d'El-Kantara in Constantine. 247*
Hauptverkehrsstraße schwerster Bauart in Kalifornien 955*
Hauptversammlung, Tagesordnung für die 29. — des Deutschen Beton-Vereins am 4.—6. März 1926 in Berlin 115
—, Vorträge auf der 57. — des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt 972
Heberüberfälle, Neuere selbsttätige — in Italien 387*
—, Neuere selbsttätige — in Deutschland und Italien. Zuschrift zu Heft 9 und Heft 19 . . . . . 387* 591*
Herbstmesse, Fließarbeit-Tagung auf der Kölner — 704
Hervorragende Ingenieurbauten des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten 537*
Hochbauten, Zulässige Spannungen in den Tragkonstruktionen von — in Amerika (Entwurf) 247
—, Die Ursachen des Einstürzens von — 904
Hochbrücke, Internationaler Wettbewerb — über den Hafen von Kopenhagen. 369
Hochhaus, Ein neues — in Aachen . . 266*
Hochwertiger Baustahl St. 48 . . . 117
Hochwertigem, Kennzeichnung von — Baustahl St. 48 485
—, Kennzeichnung der Niete aus — Baustahl St. 48 538
—, Kennzeichnung der Niete aus — Baustahl 905
Holland, Vereinheitlichung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit in — . 921
Holzbau, Ein bemerkenswerter — auf der Gesolei Düsseldorf 446*
Holzbauten, Neuere Ausführungen freitragender —. 48*
Holzgittermastes, Absturz eines 23 m hohen — 793*
Holzrohrleitung, Riesen— in Kalifornien. 606*
Hudson, Bau der New — River Bridge 285*
Hudsonfluß, Das Shermaninsel-Wehr im —. 685*
Hundertjähriges Bestehen der Menaihängebrücke 288

Inbetriebnahme, Die — des Wehres Walahar der Tjitaroem-Bewässerungswerke in Niederländisch-Indien . . . 482*
Ingenieurausbildung in Nordamerika 760
Ingenieurbauten, Hervorragende — des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten 537*
Ingenieurtag, Entschließungen auf dem Deutschen Architekten- und — . . . 816
Ingenieur-Tagungen, Die Züricher — 853
Internationalen, Tagung der — Gesellschaft für Photogrammetrie . . . 556

Seite

Internationaler Wettbewerb Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen 369
Italien, Neuere selbsttätige Heberüberfälle in —. 387*
Zuschrift hierzu 591

Kabel, Fertig gegossene Eisenbeton-Stützrahmen für oberirdische — der elektrischen Bahn (Detroit) 810*
Kabelbrücke, Errichtung einer stählernen Bogenbrücke mit Hilfe einer — 855*
Kaianlage, Ausbesserung an einer — (Key-West) 308*
Kalifornien Riesenholzrohrleitung in — 606*
—, Douglas-Gedächtnisbrücke in —. . 792*
—, Hauptverkehrsstraße schwerster Bauart in — 955*
Kälte, Amerikanische Betonbauweise bei strenger — 285*
Kanal, Der Welland-Schiffahrts— . . 538*
Kanalisierung der Maas in den Niederlanden 521*
Karlsruher, Universalstaurohr des — Flußbaulaboratoriums 388*
Kennzeichnung von hochwertigem Baustahl St. 48 485
— der Niete aus hochwertigem Baustahl St. 48 538
— der Niete aus hochwertigem Baustahl 905
Kipper, Eisenbahnwagen— mit Wiegeeinrichtung 794*
Kläranlagen, Maschinelle Schlammverladung für — 871*
Kohlenausladung mittels Wasserspülung 793*
Kohlenverladekran, Elektrischer — in Queensland 740*
Kölner, Fließarbeit-Tagung auf der — Herbstmesse 704
Kompressorleistung, Preßluftreinigung und — für Sandstrahlgebläse und Betonspritzen 811*
Kopenhagen, Internationaler Wettbewerb Hochbrücke über den Hafen von — 369
Kraft, Ausnutzung der — der Meereswellen. 462*
Kraftfahrzeugen, Bau von Anlagen zur Unterbringung von — 245
Kraftverkehrsstraße in Peru . . . 654
Kran, Ein neuer Rangierdampf— . . 116*
Kreisfläche, Beispiele für eine genaue Aufteilung der — 723*
Krümmungen, Verluste an Stauhöhe durch — und Abzweigungen in Wasserleitungen 177
Kunst, Neue Formen für Beton- und — steintreppenstufen 592*
Zuschrift hierzu 742
Kuppeln, Betrieb und Eisenkonstruktionen der — des Planetariums in Düsseldorf 703*
Kursus, Großer Aus- und Fortbildungs- — für das Siedlungswesen 740

La Balme, Eisenbetonbrücke über die Rhone bei —. 387*
Laternenständer für St. Louis . . . 369*
Lehren, Laufende — für Eisenbetonbewehrung. 781*
Leipziger, Neuzeitlicher Mischmaschinentyp auf der — Messe 672
Leslie, Zum Tode des englischen Brückeningenieurs Sir Bradfort — . 904
Linienverbesserung der Großen Nordbahn im Staate Washington 780*
London, Das Adelaide-Haus in — . . 484*
St. Louis, Laternenständer für — . . 369*
—, Flußführung für das neue Wasserwerk von — 810*
Luftschiffhalle, Unfall beim Abbruch einer —. 329
Luftschiffverankerungsmast, Ein 63 m hoher — (Detroit) 792*

Seite

Maas, Kanalisierung der — in den Niederlanden 521*
Mailand, Zur Frage der Beteiligung Deutschlands am V. Internationalen Straßenbaukongreß in — 56
Marnehochwassers, Umleitung des — um Paris 687
Marseille, Erweiterung des Hafens von — 229*
Maschinelle Schlammverladung für Kläranlagen 871*
Meereswellen, Ausnutzung der Kraft der — 462*
Menaihängebrücke, Hundertjähriges Bestehen der — 288
Messe, Neuzeitlicher Mischmaschinentyp auf der Leipziger — 672
Methoden, Neue — der Betonbereitung 207*
Mindestmenge, Würfelfestigkeit des Betons und — an Zement 720
Mischmaschinen 653*
Mischmaschinentyp, Neuzeitlicher auf der Leipziger Messe 672

Nachbehandlungsarten, Untersuchung über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. — auf die Festigkeit von Beton 386
Neue Methoden der Betonbereitung . . 207*
Neuerungen im Soliditit-Betonstraßenbau. 759*
Neuzeitlicher Mischmaschinentyp auf der Leipziger Messe 672
Newark, Eisenbetonbrücke über den Trentfluß bei — (Nottinghamshire) . 285*
New York, Die Catskill-Wasserversorgung von —. 722*
Niederdruck-Wasserkraftanlagen, Vorrichtung zur Ableitung von Eis und Schwimmstoffen bei großen — mit vertikalen Turbinen 91*
Niederlanden, Kanalisierung der Maas in den — 521*
Niete, Kennzeichnung der — aus hochwertigem Baustahl St. 48. 538
—, Kennzeichnung der — aus hochwertigem Baustahl 905
Nordamerika, Ingenieurausbildung in — 760
Nordbahn, Linienverbesserung der Großen — im Staate Washington . . 780*

Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen mit bituminösem Öl . . . 654
Omaha, Erweiterung einer Straßenbrücke in — 227*
Ostindien, Elektrische Eisenbahnen in — 781*
—, Verdoppelung der oberen Sonebrücke in — 920*

Paris, Umleitung des Marnehochwassers um — 687
Paris-Orléans, Elektrische Ausrüstung der Eisenbahn — 593*
Pariser, Die — Untergrundbahnen . . 307*
Pendelwehre, Selbsttätige — aus Eisenbeton 447*
Peru, Kraftverkehrsstraße in — . . . 654
Pfahl, Der Rüttelbeton— 719*
—, Der Franki— 760
Pflaster, Vulkanexstein— 654
Photogrammetrie, Tagung der Internationalen Gesellschaft für — 556
Piave, Die neue Brücke über den — bei Cesana (Belluno) 265* 447
Pilzdecke, Belastungsprobe einer 13 Jahre alten — eines Warenhauses. 809
Pittsburg, Drei gleiche Hängebrücken über den Alleghenyfluß in — 17*
Planetariums, Betrieb und Eisenkonstruktion der Kuppeln des — in Düsseldorf 703*
Ponalefluß, Das große Wasserkraftwerk am — (Gardasee) 226*

Seite

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 56 686
Preisausschreibens, Stand der Prüfung des — der Deutschen Reichsbahn 956*
Preßluftreinigung und Kompressorleistung für Sandstrahlgebläse und Betonspritzen 811*
Preßluftwerkzeuge in der Bauindustrie 989*
Profilwerte von breit- und parallelflanschigen Differdinger Trägern 556
Prüfung, Eine neue — der Betonkonsistenz 208*
—, Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei der — von Bauanträgen 245
—, Stand der — der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn 956*

Queensland, Elektrischer Kohlenverladekran in — 740*

Rammungen, Einiges über — . . . 791*
Rangierdampfkran, Ein neuer — . . 116*
Raritanfluß, Neue Brücke über den — (New Jersey) 704*
Recoumène, Die Eisenbahntalbrücke von — 812*
Regelung, Bezirksweise — des Straßenverkehrs 956*
Reichsbahn, Die größte Zweizylinder-Schnellzugslokomotive der Deutschen — 92*
—, Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der Deutschen — 956*
Reichsbahn-Gesellschaft, Preisausschreiben der Deutschen — 56
Rhone, Eisenbetonbrücke über die — bei La Balme 387*
Riesenholzrohrleitung in Kalifornien 606*
Rohrbogen, Eisenbeton- — über den Rio Majaceite in Südspanien 446*
Rohrleitungen, Eisenbeton— großen Durchmessers 738*
Rohrtunnel für Gasleitungen unter einem Schiffahrtskanal in Brooklyn . 349*
Rotbachbrücke, Die — zwischen Teufen und Appenzell 671*
Rüttelbetonpfahl, Der — 709*

Sandstrahlgebläse, Preßluftreinigung und Kompressorleistung für — und Betonspritzen 811*
San Francisco, Brückenbau bei — . 536*
Sardinien, Wasserwirtschaft in — . . 760
Säule, Ersatz einer gußeisernen — unter zehn Stockwerken 815*
Schiefen, Untersuchungen mit — Gewölben 571*
Schiffahrtskanal, Rohrtunnel für Gasleitungen unter einem — in Brooklyn 349*
—, Der Welland- — 538*
Schiffshebewerke 263*
Schlammverladung, Maschinelle — für Kläranlagen 871*
Schnellbauverfahren, Ein neues — 287*
Schnellzugslokomotive, Die größte Zweizylinder- — der Deutschen Reichsbahn 92*
Schornstein, Eisenbeton— von 122 m Höhe in British-Kolumbien 886*
Schotterstraßen, Oberflächenbehandlung von — mit bituminösem Öl . . . 654
Schutz, Arbeiter- — auf Bauten . . 308
Schwimmstoffen, Vorrichtung zur Ableitung von Eis und — bei großen Niederdruck-Wasserkraftanlagen mit vertikalen Turbinen 91*
Sees, Die Absenkung des — von Antrona 955*
Selbsttätige, Neuere — Heberüberfälle in Italien 387* 591*
— Pendelwehre aus Eisenbeton 447*

Seite

Senkkästen, Tragfähigkeitsuntersuchungen bei einer tiefen Gründung mittels — 905*
Sennardamm, Der — 328*
Shermaninsel, Das —-Wehr im Hudsonfluß 685*
Siedlungswesen, Großer Aus- und Fortbildungskursus für das — 740
Soliditit, Neuerungen im — -Betonstraßenbau 759*
Sonebrücke, Verdoppelung der oberen — in Ostindien 920*
Spannungen, Zulässige — in den Tragkonstruktionen von Hochbauten in Amerika (Entwurf) 247
Spannweiten, Die Brücken großer — 851*
Sprengwerkes, Absonderliche Bauweise eines — in einem alten amerikanischen Bankgebäude 368*
Stadtbrücke, Die — in Graz . . 781 991
Stähle, Die ersten bleibenden Formänderungen weicher — 855
Stählernen, Errichtung einer — Bogenbrücke mit Hilfe einer Kabelbrücke . 855*
Standfestigkeit von Bauwerken in Erdbebengebieten 794
Statische Untersuchung eines Hallenbinders 263*
Stauhöhe, Verluste an — durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen 177
Steinmehl, Kann Traß durch anderes — ersetzt werden? 248
Sternwartenturm bei Florenz . . . 428*
Stevenson-Creek, Die Versuchstalsperre am — in Californien 175*
Stockholm, Der Umbau des Hauptbahnhofes in — 938*
—, Ein eigenartiger Vorschlag für die Anordnung der Arstabrücke in — . . 740*
Straße, Kraftverkehrs— in Peru . . . 654
Straßenbau, Die Verwendung des Feinhammers im — 634*
Straßenbaukongreß, Zur Frage der Beteiligung Deutschlands am V. Internationalen — in Mailand 56
Straßenbrücke, Erweiterung einer — in Omaha 227*
Straßenverkehr, Die Unfälle im — in Berlin im Jahre 1925 634
Straßenverkehrs, Bezirksweise Regelung des — 956*
Streifen, Der Bau einer drei — -Betonstraße 115*
Stützen, Trapezbelastung beim Balken auf zwei — 672*
Stütz- und Ufermauern ungewöhnlicher Bauart 719*
Sturzbettausbildung 448*
Südspanien, Eisenbeton - Rohrbogen über den Rio Majaceite in — 446*
Sunderland, Trockendock in — . . . 990*
Sydney, Abwasserleitungsdüker unter dem Hafen von — 286*

Talsperre auf vulkanischem Boden . 428*
—, Eisenbetonauskleidung des Überlaufkanales der Alouette- — 972*
Tagesordnung für die 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 4. bis 6. März 1926 in Berlin 115
Tagung, Von der — der amerikanischen Eisenbauangestellten 116
— der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie 556
Terzaghi, Untersuchungen mit verschiedenen Bodenarten (—). 518*
Teufen, Die Rotbachbrücke zwischen — und Appenzell 671*
Tjitaroem-Bewässerungswerke, Die Inbetriebnahme des Wehres Walahar der — in Niederländisch-Indien . . . 482*
Tornadogebieten, Gebäude in Erdbeben- und — 683
Träger auf zwei festen Untergelenken . 779*
Trägern, Profilwerte von breit- und parallelflanschigen Differdinger — . . 556

Seite

Tragfähigkeitsuntersuchungen bei einer tiefen Gründung mittels Senkkästen 905*
Tragkonstruktionen, Zulässige Spannungen in den — von Hochbauten in Amerika (Entwurf) 247
Trapezbelastung beim Balken auf zwei Stützen 672*
Traß, Kann — durch anderes Steinmehl ersetzt werden? 248
Trennungspfeiler für die Wasserleitung von San Francisco 760*
Trentfluß, Eisenbetonbrücke über den — bei Newark (Nottinghamshire) . . 285*
Trockendock in Sunderland 990*

Überdachung, Erneuerung einer Bahnsteig— 368
Überlandleitungen, Beton-Eisenmaste für — in Australien 248*
Überlaufkanales, Eisenbetonauskleidung des — der Alouette-Talsperre . . 972*
Überquerung des Ärmelkanals . . . 407*
Ufermauern, Stütz- und — ungewöhnlicher Bauart 719*
Umbau von Walzwerkshallen ohne Betriebsstörung 227*
—, Der — des Hauptbogens d'El-Kantara in Constantine 247*
— einer eisernen Gitterbrücke in eine gemauerte Bogenbrücke unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs . . . 721*
—, Der — des Hauptbahnhofes in Stockholm 938*
Umleitung des Marnehochwassers um Paris 687
Unfall beim Abbruch einer Luftschiffhalle 329
Unfälle, Die — im Straßenverkehr in Berlin im Jahre 1925 634
Unfallstatistik: Deutscher Ausschuß für Eisenbeton: — Einsturz eines Eisenbetondaches 449
— des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 28. Bericht. Einsturz eines Eisenbetondaches 686
— des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, 29. Bericht. Einsturz einer Eisenbetondecke 759
Ungewöhnliche, Eine — Fachwerkkonstruktion 854*
Universalstaurohr des Karlsruher Flußbaulaboratoriums 388*
Unterbringung, Bau von Anlagen zur — von Kraftfahrzeugen 245
Unterfangen einer Bühnenhausmauer 793*
Untergelenken, Träger auf zwei festen — 779*
Untergrundbahnen, Die Pariser — . 307*
Untersuchung, Statische — eines Hallenbinders 263*
— über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten auf die Festigkeit von Beton 386
Untersuchungen mit verschiedenen Bodenarten (Terzaghi) 518*
— mit schiefen Gewölben 571*
Ursachen, Die — des Einstürzens von Hochbauten 904

Verdoppelung der oberen Sonebrücke in Ostindien 920*
Vereinheitlichung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit in Holland . 921
Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen 177
Veröffentlichungen, Heft 56 der — des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 940*
Verschnittes, Beseitigung des — bei Betonsteifen 208*
Verstärkung, Amerikanische Brücken— 720*

Seite

Versuchstalsperre, Die — am Stevenson-Creek in Californien 175*
Verwendung, Die — des Feinhammers im Straßenbau 634*
Villacoublay, Die Flugzeughallen des Flugplatzes — 206*
Vorrichtung zur Ableitung von Eis und Schwimmstoffen bei großen Niederdruck-Wasserkraftanlagen mit vertikalen Turbinen 91*
Vorschlag, Ein eigenartiger — für die Anordnung der Arstabrücke in Stockholm 740*
Vorträge über die Baukontrolle des Betons 52
— auf der 57. Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt 972
Vulkanexsteinpflaster 654
Vulkanischem, Talsperre auf — Boden 428*

Walzwerkshallen, Umbau von — ohne Betriebsstörung 227*
Warenhauses, Belastungsprobe einer 13 Jahre alten Pilzdecke eines — . . . 809
Washington, Linienverbesserung der Großen Nordbahn im Staate — . . . 780*
Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin für das Elektrizitätswerk in Genua 176* 368*
Wasserkraftwerk, Das große — am Ponalefluß (Gardasee) 226*
Wasserleitung, Trennungspfeiler für die — von San Francisco 760*
Wasserleitungen, Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in — 177
Wasserspülung, Kohlenausladung mittels — 793*
Wasserversorgung, Die Catskill- — von New York 722*
Wasserwerk, Flußführung für das neue — von St. Louis 810*
Wasserwirtschaft in Sardinien . . . 760
Wehr, Das Shermaninsel- — im Hudsonfluß 685*
Wehres, Die Inbetriebnahme des — Walahar der Tjitaroem-Bewässerungswerke in Niederländisch-Indien . . . 482*
Weinbehälter aus Beton in Argentinien 429*
Welland-, Der — Schiffahrtskanal . . 538*
Wettbewerb, Internationaler — Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen 369
— für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen 428
Wettbewerbsapparate, Stand der Prüfung der — des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn 956*
Wiederinstellungbringen einer eisernen Brücke nach einer Erdrutschbewegung 264*
Wiegeeinrichtung, Eisenbahnwagenkipper mit — 794*
Wirtschaftliche, Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die — Gestaltung unserer Bauten? 132 155
Wirtschaftlicher Bauvorgang für Eisenbetonbehälter 871*
Wolchowkraftwerkes, Eisenkonstruktionen beim Bau des — 484*
Wuchtförderer, Der 990*
Würfelfestigkeit des Betons und Mindestmenge an Zement 720

Zellenstützmauern 886*
Zement, Anforderungen an — für neuzeitliche Betonstraßen 115
— Würfelfestigkeit des Betons und Mindestmenge an — 720
Zentralvereins, Vorträge auf der 57. Hauptversammlung des — für deutsche Binnenschiffahrt 972

Seite

Zukunft, Die — der Donauschiffahrt . 815
Züricher, Die — Ingenieur-Tagungen . 853
Zweizylinder-, Die größte — Schnellzugslokomotive der Deutschen Reichsbahn 92*
Zwillingshubbrücke, Schwere — über der Newarkbucht U.S.A. 606*

Wirtschaftliche Mitteilungen.

Abschreibungssätze, Amtliche Richtzahlen für — 464
Achtstundentag, Stellungnahme des Reichsarbeitsministers zum — 956
Änderungen, Geplante — der Wege-, Wasser- und Beton-Ausnahmetarife im Reichsbahngütertarif 449
AGO-Ausschuß. Neufassung der Gebührenordnung für städtebauliche Leistungen 688
Akademische Auszeichnung 137
Aktiengesellschaften, Die baugewerblichen Aktiengesellschaften in der amtlichen Statistik über die Reichsmarkumstellung der — 78
Amerika, Bemühungen um Verbesserungen im Baugewerbe in — 57
Amerikanisches Straßenwesen und seine Finanzierung 159
Amtliche Richtzahlen für Abschreibungssätze. 464
Angestellte, Verlängerte Kündigungsfristen für ältere — 574
Anlieger, Schädigung der Kanal- und Wasserstraßen — durch Senkung des Grundwasserstandes 290
Ansprüche der Reichsbahndienststellen auf Preisnachlaß bei terminmäßiger Zahlung nach Fälligkeit 762
Anträge zum Ausbau der Erwerbslosenfürsorge 872
Anwendungsbedingungen, Neue — für den Wege- und Wasserbau-Ausnahmetarif 725
Arbeit, Verpflichtung unterstützter Erwerbsloser zur Aufnahme von — in „gesperrten" Betrieben 429
Arbeiten, Erlaß des Reichsarbeitsministers an die Sozialministerien der Länder betr. Vergebung öffentlicher — und Aufträge 941
Arbeiterstand, Baukontrolleure aus dem —. Musterverordnung zum Schutze der Arbeiter. 17
Arbeitsbeschaffungsprogrammes, Straßenbau im Rahmen des — . . . 743
Arbeitsgerichtsgesetz, Das — . . 1016
Arbeitsgerichtsgesetzes, Zum Entwurf eines —. 974
Arbeitslosigkeit, Die — in den letzten zwei Jahren 289
—, Das Problem der — im Lichte der Konjunkturbeobachtung 723
Arbeitsmarktlage 268 350 430 522 674 762 888 991
Arbeitszeitkonferenz, Internationale — in London 268
—, Ergebnis der Londoner — 330
Architekten, Zu den schwebenden Fragen der Bauwirtschaft. Beschlüsse der Tagung des Bundes Deutscher — . . 574
Asphaltose. 872
Aufgaben, Die — der Reichswasserstraßenverwaltung im Rechnungsjahr 1926 249
Aufnahme des Stahlhausbaues in Deutschland 608
Aufwertungsfrage, Zur — 429
Ausbau, Anträge zum — der Erwerbslosenfürsorge 872
Ausfuhr von Backsteinen nach England 230
Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 409

Seite

Auslandsgeschäften, Kreditversicherung von — mit Unterstützung des Reiches 429
Ausnahmetarife, Geplante Änderungen der Wege-, Wasser- und Betonbau- — im Reichsbahngütertarif 449
Ausnahmetarifs, Wegfall des — 5a für Steine 289
Ausschreibungsbedingungen, Eigenartige — 78
Aussperrungen, Streiks und — im Jahre 1925 761
—, Streiks und — im 1. Halbjahr 1926 . 974
Ausstellung, Internationale — für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel. 539
—, Die — auf dem Internationalen Wohnungs- und Städtebaukongreß in Wien 705
Ausstellungsausschusses, Gründung eines — der gesamten Bauwirtschaft im Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie . 119
Auszeichnung, Akademische — . . . 137
Automobilstraßenbau, Hauptversammlung der Studiengesellschaft für — 783

Backsteinen, Ausfuhr von — nach England. 230
Bau von Betonstraßen in der Tschechoslowakei. 290
— von Stahlhäusern in England . . . 872
Bauarbeiten, Produktive Erwerbslosenfürsorge durch Ausführung von — . . 593
Bauarbeiter und Erwerbslosenfürsorge 464
—, Erwerbslosenfürsorge für — 656
Bauarbeiterlöhne und Indexziffern vom Januar 1924 bis März 1926 . . . 210
—, Die Entwicklung der — seit September 1925 485
Bauarbeiterlohnes, Die Entwicklung des — in den letzten 25 Jahren . . . 521
Bauen ohne Genehmigung 486
Bauentwürfen, Entschädigung für die Bearbeitung von — 781 794
Bauerlaubnisse, Bautätigkeit und — im 3. Vierteljahr und im Oktober 1925 57
Baugeräten, Die Preislage auf dem Baumaschinenmarkt mit Preisangaben von — und -Materialien 706
„Baugerätschaften", Eine notwendige Erläuterung zur Tarifstelle — im Eisenbahngütertarif 309
—, Frachtberechnung für gebrauchte — 656
—, Tarifstelle „—, gebrauchte" 888
Baugewerbe, Lehrlingsausbildung im — 56
—, Bemühungen um Verbesserungen im — in Amerika. 57
—, Die Vereinbarung über ein zentrales Lohnschiedsgericht im — 210
—, Zentrale Lohnregelung im — 331, 485, 656
—, Kalkindustrie und — 410
—, Lohnbewegungen im — 522
—, Reichstarife im — 656
—, Lohnentwicklung im französischen — 906
Baugewerblichen, Die — Aktiengesellschaften in der amtlichen Statistik über die Reichsmarkumstellung der Aktiengesellschaften 78
Bauholzmarkt, Die Lage am — . . . 410
Bauindustrie, Stellungnahme der Fachgruppe — des Reichsverbandes der Deutschen Industrie zur Verdingungsordnung für Bauleistungen 656
Baukontrolleure aus dem Arbeiterstand. Musterverordnung zum Schutze der Arbeiter 17
Baukosten, Indexziffern zur Bewegung der Baustoffpreise und der — . . . 942
Bauleistungen, Einführung der Verdingungsordnung für — VOB für den Geschäftsbereich der Reichspost . . 857
—, Einführung der Verdingungsordnung für — 888

Seite

Baumaschinenmarkt, Die Preislage auf dem — mit Preisangaben von Baugeräten und -Materialien 706
Baunormung, Reichswohnungskredit und — 574
Baupolizeibeamten, Hauptversammlung der Höheren Technischen — Deutschlands in Danzig. 675
Bausparsystem, Das — der öffentlichen Sparkassen 464
Baustoffpreise, Indexziffern zur Bewegung der — und der Baukosten im I. Halbjahr 1926. 656
—, Indexziffern zur Bewegung der — und der Baukosten. 942
Bautätigkeit und Bauerlaubnisse im 3. Vierteljahr und im Oktober 1925 . 57
—, Die — im Deutschen Reiche 1919/1924 268
—, Staatliche Förderung der kommunalen — in Niederschlesien 391
—, Jahresstatistik für Kosten und — . . 465
—, Die Konjunktur in der — 558
— in den größeren Städten 674
— im Deutschen Reich 1925 und in den Vorjahren 957
—, Die — in den größeren Städten im 2. u. 3. Vierteljahr 1926 957
Bauten, Kostensteigerung auf dem Gebiete der — und Beschaffungen bei der Deutschen Reichsbahn 211
Bauunternehmungen, Berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit der von — gehaltenen Kraftfahrzeuge 78
—, Beiträge der — für die Pflichtfortbildungsschulen 179
—, Zweigniederlassungen von — gehören zur ortsansässigen Industrie 289
Bauweise, Vorschriften für die Beton- und Eisenbeton- — 370
Bauwirtschaft, Gründung eines Ausstellungsausschusses der gesamten — im Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie 119
—, Zu den schwebenden Fragen der —. Beschlüsse der Tagung des Bundes Deutscher Architekten 574
Bearbeitung, Entschädigung für die — von Bauentwürfen 781 794
Bedingungen, Eigenartige Ausschreibungs — 78
Beiträge der Bauunternehmungen für die Pflichtfortbildungsschule. 179
Belebung, Keine — der Ziegelindustrie 370
—, Die — in der Mauersteinindustrie . 559
Bemühungen um Verbesserungen im Baugewerbe in Amerika 57
Beratender, Mitgliederversammlung des Vereins — Ingenieure E. V. . . . 689
Beratungen im Reichsverband der deutschen Industrie über Wohnungspolitik 267
— über die Erwerbslosenfürsorge . . . 391
Berechnung, Zur — der Unkostenzuschläge bei Notstandsarbeiten . . . 330
Bereitstellung von staatlichen Krediten zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 309
Bericht, Vorläufiger — über das Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. . 610
Berlin, Gutachten der Industrie- und Handelskammer — . . . 159 290 609
Berufsausbildungsgesetzes, Zum Gesetzentwurf eines — 872
Berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit der von Bauunternehmungen gehaltenen Kraftfahrzeuge 78
Berufsschulpflicht und Deckung der Schulunterhaltungskosten 369
Beschaffungen, Kostensteigerung auf dem Gebiete der Bauten und — bei der deutschen Reichsbahn 211
Bescheinigung über den Entlassungsgrund 331

Seite

Beschlüsse der Ständigen Tarifkommission 594
Bestehen, 25jähriges — des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes 58
Besteuerung, Zur — der öffentlichen Betriebe. 310
— der Bezüge der Notstandsarbeiter. . 887
Beton-, Vorschriften für die — und Eisenbeton-Bauweise 370
Betonstraßen, Bau von — in der Tschechoslowakei. 290
Betonstraßenbau in Deutschland im Jahre 1925 370
Betriebe, Zur Besteuerung der öffentlichen — 310
Betriebskosten für die Lastkraftwagen 410
Bewegung, Indexziffern zur — der Baustoffpreise und der Baukosten im I. Halbjahr 1926. 656
—, Indexziffern zur — der Baustoffpreise und der Baukosten. 942
Bewertung der vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen Grundstücke zu den Einheitswertsteuern 330
Bezüge, Besteuerung der — der Notstandsarbeiter 887
Bildung, Die — der Gewerbe- und Grundwertausschüsse bei den Finanzämtern 268
Binnenschiffahrt, Internationale Ausstellung für — und Wasserkraftnutzung in Basel. 539
Brücke, Wettbewerb für eine — in Drammen 58
Brückenbautagung, Internationale — in der Schweiz 609
Bukarest, M.E.D. 9 — 873
Bulgarischen, Die deutschen Kapitalanlagen in der — Wirtschaft 409
Bundestagung des Reichsbundes Deutscher Technik 465

Danzig, Hauptversammlung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands in —. 675
Dauer, Verlängerung der Höchst — in der Erwerbslosenfürsorge 350
—, Höchst — in der Erwerbslosenfürsorge 656
Deckung, Berufsschulpflicht und — der Schulunterhaltungskosten 369
Denkschrift, Aus der Reichsanleihe — 1925 289
Deutsche, Subskription auf „Das — Krankenhaus 1925“ 745
Deutschen, Die Entwicklung der — Flußschiffahrt 465
—, Die — Kapitalanlagen in der bulgarischen Wirtschaft 409
Deutschen Reiche, Die Bautätigkeit im — 1919/1924 268
Deutschen Reich, Bautätigkeit im — 1925 und in den Vorjahren 957
Deutschland, Betonstraßenbau in — im Jahre 1925 370
—, Straßenbaupläne in — 486
—, Aufnahme des Stahlhausbaues in — 608
—, Die Entwicklung der Tariflöhne in — seit Januar 1924 887
Drammen, Wettbewerb für eine Brücke in — 58
Durchführung, Unzuträglichkeiten in der — der Erwerbslosenfürsorge . . . 308

Ehrenpromotionen 502
Eigenartige Ausschreibungsbedingungen 78
Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen VOB für den Geschäftsbereich der Reichspost 857
— der Verdingungsordnung für Bauleistungen 888
Einheitswertsteuern, Bewertung der vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen Grundstücke zu den — . . . 330

Seite

Einteilung, Neue Gruppen — der Patentklassen 97
Eisenbahngütertarif 268
—, Eine notwendige Erläuterung zur Tarifstelle „Baugerätschaften“ im — 309
Eisenbeton-, Vorschriften für die Beton- und —-Bauweise 370
England, Ausfuhr von Backsteinen nach — 230
—, Bau von Stahlhäusern in — 872
Entlassungsgrund, Bescheinigung über den — 331
Entschädigung für die Bearbeitung von Bauentwürfen 781 794
Entwicklung, Die — der deutschen Flußschiffahrt 465
—, Die — der Bauarbeiterlöhne seit September 1925 485
—, Die — des Bauarbeiterlohnes in den letzten 25 Jahren 521
—, Die — des Teerstraßenbaues . . . 559
—, Die — der Tariflöhne in Deutschland seit Januar 1924. 887
Entwurf, Der Gesetz— über die Wirtschaftsenquete 288
— eines Reichsgesetzes zur Errichtung von Architekten- und Ingenieurkammern 724
—, Zum — eines Arbeitsgerichtsgesetzes 974
Ergänzung, Die — der behördlichen Lieferbedingungen durch Bestimmungen über Ringbildung 574
Ergebnis der Londoner Arbeitszeitkonferenz 330
Erlaß des Reichsarbeitsministers an die Sozialministerien der Länder betr. Vergebung öffentlicher Arbeiten und Aufträge 941
Erlasse, Gesetze, Verordnungen, — 18 38 79 96 119 136 159 179 211 230 269 290 310 331 350 370 391 410 430 465 486 522 559 574 596 609 656 674 725 906 942 957 975 991 1016
Erläuterung, Eine notwendige — zur Tarifstelle „Baugerätschaften“ im Eisenbahngütertarif 309
Erleichterung öffentlicher Notstandsarbeiten. 724
Erstattung, Vereinfachung der Vorschriften über die — von Lohnabzugsbeträgen 229
Erwerbslosenfürsorge, Umfang der produktiven — in den letzten Jahren 229
—, Unzuträglichkeiten in der Durchführung der — 308
—, Verlängerung der Höchstdauer in der — 350
—, Beratungen über die —. 391
—, Bauarbeiter und —. 464
—, Die Reichsbahn und die produktive — 574
—, Produktive — durch Ausführung von Bauarbeiten 593
—, Höchstdauer in der — 656
— für Bauarbeiter 656
—, Anträge zum Ausbau der — . . . 872
Erwerbslosenunterstützung, Notstandsarbeiter erhalten keine — . . 974
Erwerbsloser, Verpflichtung unterstützter — zur Aufnahme von Arbeit in „gesperrten“ Betrieben. 429
Erwerbslosigkeit, Die — im letzten Halbjahr Oktober 1925 bis April 1926 464
Erzeugungs- und Absatzbedingungen, Das Gesetz zur Untersuchung der — der deutschen Wirtschaft 370

Finanzämtern, Die Bildung der Gewerbe- und Grundwertausschüsse bei den — 268
Finanzierung, Zur — des Wegebaues 157
—, Amerikanisches Straßenwesen und seine — 159
—, Die Schwierigkeiten der — der Straßenbaupläne 608

Seite

„Fließarbeit“, Die Sonderausstellung — auf der Kölner Messe 688
Flußschiffahrt, Die Entwicklung der deutschen — 465
Förderung des industriellen Nachwuchses 77
—, Regierungsmaßnahmen zur — des Wohnungsbaues 267
—, Bereitstellung von staatlichen Krediten zur — des Kleinwohnungsbaues 309
—, Die Verwendung des Kredits zur — des Kleinwohnungsbaues 350
—, Maßnahmen zur — des Kleinwohnungsbaues in der Schweiz 391
—, Staatliche — der kommunalen Bautätigkeit in Niederschlesien 391
—, Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur — des Kleinwohnungsbaues 409
—, Zweiter Tag zur — der Farbe im Stadtbild in Hannover 610
Form der Knicklinie. 745
Fortschritte und Rückschritte im Verdingungswesen 389 408
Frachtberechnung für gebrauchte Baugerätschaften 656
Frage, Zur — der Preisteuerung im Baugewerbe 607 635
Fragen, Zu den schwebenden — der Bauwirtschaft. Beschlüsse der Tagung des Bundes Deutscher Architekten . 574
Französischen, Lohnentwicklung im — Baugewerbe 906
Freien, Wohnungsbauprogramm der — Gewerkschaften 905
25jähriges Bestehen des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes 58

Gebrauchte, Frachtberechnung für — Baugerätschaften. 656
—, Tarifstelle „Baugerätschaften, —“ . 888
Gebühren, Neue Patentamts — . . . 796
Gebührenordnung, AGO-Ausschuß. Neufassung der — für städtebauliche Leistungen 688
Geburtstag, Jan Adriaans Leeghwaters, des berühmten Mühlenbauers Hollands, 350. — 522
Genehmigung, Bauen ohne — . . . 486
Generaltarifrevision, Verzögerung der — der Reichsbahn 608
Geringe Inanspruchnahme des Reichskredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 486
Geschäftsaufsichten, Konkurse und — 1925 230
—, Konkurse und — im I. Halbjahr 1926 656
—, Konkurse und —. 942
Geschäftslage, Die — der Pflasterstein- und Schotterindustrie 370
Gesellschaft, Hafenbautechnische —, Hamburg. Tagesordnung. 351
Gesetz, Das — zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft 370
Gesetze, Verordnungen, Erlasse. 18 38 79 96 119 136 159 179 211 230 269 290 310 331 350 370 391 410 430 465 486 522 559 574 595 609 656 674 725 906 942 957 975 991 1016
Gesetzentwurf, Der — über die Wirtschaftsenquete 288
—, Zum — eines Berufsausbildungs-Gesetzes 872
„Gesperrten“, Verpflichtung unterstützter Erwerbsloser zur Aufnahme von Arbeit in — Betrieben 429
Gesundung, Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur — des baugewerblichen Verdingungswesens 117 134
Berichtigung hierzu 331
Gewerbe-, Die Bildung der — und Grundwertausschüsse bei den Finanzämtern 268

Seite

Gewerbereform und Lohnsummensteuer in Preußen 178
Gewerbesteuer, Die Regelung der preußischen — für die Rechnungsjahre 1925 und 1926 310
Gewerblicher, Internationaler — Rechtsschutz 486 688 705
Gewerkschaften, Wohnungsbauprogramm der freien — 905
Großhandelsindex. 18 38 96 136 179 230 269 290 310 331 350 370 391 410 430 465 486 522 559 595 656 674 725 762 906 942 957 975 991 1016
Grundstücke, Bewertung der vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen — zu den Einheitswertsteuern 330
Gründung eines Ausstellungsausschusses der gesamten Bauwirtschaft im Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie . 119
Grundwasserstandes, Schädigung der Kanal- und Wasserstraßenanlieger durch Senkung des — 290
Gruppeneinteilung, Neue — der Patentklassen 97
Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin. 159 290 609
Gütertarif, Eisenbahn- — 268

Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. Tagesordnung 351
Haftpflicht, Vertragsbedingungen der Reichsbahn und — 209
Haftpflichtversicherung, Krankengeldzuschuß und Krankenhilfe nach der Reichsunfallversicherung und — . . . 674
Hamburg, Hafenbautechnische Gesellschaft, —. Tagesordnung 351
Handelskammer, Gutachten der Industrie- und — Berlin . . 159 290 609
Hannover, Zweiter Tag zur Förderung der Farbe im Stadtbild in — 610
Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik 97
— der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands in Danzig . . 675
— der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau 783
Herabsetzung, Die — der Zementpreise infolge der Umsatzsteuersenkung . . 349
Hinterlegung von Kundenwechseln als Sicherheit bei der Steuerstundung . . 289
Höchstdauer, Verlängerung der — in der Erwerbslosenfürsorge 350
— in der Erwerbslosenfürsorge 656

Inanspruchnahme, Geringe — des Reichskredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 486
Index, Lebenshaltungs—. 38 136 230 331 656 725
—, Großhandels—. 18 38 96 136 179 230 269 290 310 331 350 370 391 410 430 465 486 522 559 595 656 674 725 762 906 942 957 975 991 1016
Indexziffern, Bauarbeiterlöhne und — vom Januar 1924 bis März 1926 . 210
— zur Bewegung der Baustoffpreise und der Baukosten im I. Halbjahr 1926 . 656
— zur Bewegung der Baustoffpreise und der Baukosten 942
Industrie- und Handelskammer, Gutachten der — Berlin . . 159 290 609
Industrie, Beratungen im Reichsverband der deutschen — über Wohnungspolitik 267
—, Zweigniederlassungen von Bauunternehmungen gehören zur ortsansässigen — 289
—, Die Belebung in der Mauerstein— 559
—, Jahresversammlung des Normenausschusses der deutschen — 873
Industriellen, Förderung des — Nachwuchses 77

Seite

Ingenieure, Mitgliederversammlung des Vereins Beratender — E. V. . . . 689
Internationale Arbeitszeitkonferenz in London 268
— Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel. . . . 539
— Brückenbautagung in der Schweiz . 609
Internationalen, Die Ausstellung auf dem — Wohnungs- und Städtekongreß in Wien. 705
Internationaler gewerblicher Rechtsschutz 486 688 705

Jahresstatistik für Kosten und Bautätigkeit. 465
Jahresversammlung des Normenausschusses der Deutschen Industrie . . 873

Kalkindustrie und Baugewerbe . . . 410
Kammern, Entwurf eines Reichsgesetzes zur Errichtung von Architekten- und Ingenieur— 724
Kanal- und Wasserstraßenanlieger, Schädigung der — durch Senkung des Grundwasserstandes 290
Kanals, Weitere Mittel für die Vollendung des Mittelland— 573
—, Die Vollendung des Mittelland— 921 941
Kapitalanlagen, Die deutschen — in der bulgarischen Wirtschaft 409
Kleinwohnungsbaues, Bereitstellung von staatlichen Krediten zur Förderung des — 309
—, Die Verwendung des Kredits zur Förderung des — 350
—, Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des — 409
—, Maßnahmen zur Förderung des — in der Schweiz 391
—, Geringe Inanspruchnahme des Reichskredits zur Förderung des — 486
Knicklinie, Form der — 745
Kölner, Die Sonderausstellung „Fließarbeit" auf der — Messe 688
Kommission, Beschlüsse der Ständigen Tarif— 594
Kommunalen, Staatliche Förderung der — Bautätigkeit in Niederschlesien . . 391
Konjunktur, Die — in der Bautätigkeit 558 573
Konjunkturbeobachtung, Das Problem der Arbeitslosigkeit im Lichte der — 723
Konkurse und Geschäftsaufsichten 1925 230
— und Geschäftsaufsichten im I. Halbjahr 1926 656
— und Geschäftsaufsichten 942
Kosten, Jahresstatistik für — und Bautätigkeit. 465
Kostensteigerung auf dem Gebiet der Bauten und Beschaffungen bei der deutschen Reichsbahn 211
Kraftfahrzeuge, Berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit der von Bauunternehmungen gehaltenen — 78
Krankengeldzuschuß und Krankenhilfe nach der Reichsunfallversicherung und Haftpflichtversicherung 674
Krankenhaus, Subskription auf „Das Deutsche — 1925" 745
Krankenkasse, Strafzuschläge wegen Zahlungsverzug gegenüber der — . . 485
Kredit, Reichswohnungs— und Baunormung 574
Krediten, Bereitstellung von staatlichen — zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 309
Kredits, Die Verwendung des — zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 350
—, Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des — zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 409

Seite

Kreditversicherung von Auslandsgeschäften mit Unterstützung des Reiches 429
Kundenwechseln, Hinterlegung von — als Sicherheit bei der Steuerstundung 289
Kündigungsfristen, Verlängerte — für ältere Angestellte 574

Lage, Die — am Bauholzmarkt 410
Lastkraftwagen, Betriebskosten für die — 410
Lebenshaltungskostenindex 38 136 230 331 656 725
Leeghwaters, Jan Adriaans —, des berühmten Mühlenbauers Hollands, 350. Geburtstag 522
Lehrlingsausbildung im Baugewerbe 56
Leipziger, Von der — Messe 269
Leistungsverzeichnis, Preiszergliederungsliste und — als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens 117 134
Berichtigung hierzu 331
Lieferbedingungen, Die Ergänzung der behördlichen — durch Bestimmungen über Ringbildung 574
Lohnabzugsbeträgen, Vereinfachung der Vorschriften über die Erstattung von — 229
Lohnbewegungen im Baugewerbe . . 522
Löhne, Bauarbeiter— und Indexziffern vom Januar 1924 bis März 1926 . . . 210
—, Die Pfändbarkeit der Notstandsarbeiter— 330
—, Die Entwicklung der Bauarbeiter— seit September 1925 485
Lohnentwicklung im französischen Baugewerbe 906
Lohnes, Die Entwicklung des Bauarbeiter— in den letzten 25 Jahren 521
Lohnregelung, Zentrale — im Baugewerbe 331 485 656
Lohnschiedsgericht, Die Vereinbarung über ein zentrales — im Baugewerbe 210
Lohnsummensteuer, Gewerbereform und — in Preußen. 178
London, Internationale Arbeitszeitkonferenz in — 268
Londoner, Ergebnis der — Arbeitszeitkonferenz 330

Maßnahmen zur Förderung des Kleinwohnungsbaues in der Schweiz . . . 39
Materialprüfungen, Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die — der Technik 97
Mauersteinindustrie, Die Belebung in der — 559
M.E.D. 9 Bukarest. 873
Messe, Von der Leipziger — 269
Mißstände im Submissionswesen . . . 502
Mitgliederversammlung des Vereins Beratender Ingenieure E. V. 689
Mittel, Weitere — für die Vollendung des Mittellandkanals 573
Mittellandkanals, Die Vollendung des — 921 941
Mühlenbauers, Jan Adriaans Leeghwaters, des berühmten — Hollands, 350. Geburtstag 522
Musterverordnung, Baukontrolleure aus dem Arbeiterstand. — zum Schutze der Arbeiter 17

Nachwuchses, Förderung des industriellen — 77
Neufassung, AGO-Ausschuß. — der Gebührenordnung für städtebauliche Leistungen 688
Niederschlesien, Staatliche Förderung der kommunalen Bautätigkeit in — 391
Normenausschusses, Jahresversammlung des — der deutschen Industrie . 875

Seite

Notstandsarbeiten, Zur Berechnung der Unkostenzuschläge bei — . . . 330
—, Erleichterung öffentlicher — 724
Notstandsarbeiter, Besteuerung der Bezüge der — 887
— erhalten keine Erwerbslosenunterstützung 974
Notstandsarbeiterlöhne, Die Pfändbarkeit der — 330

Öffentlichen, Zur Besteuerung der — Betriebe. 310
Öffentlicher, Erleichterung — Notstandsarbeiten 724
Ortsansässigen, Zweigniederlassungen von Bauunternehmungen gehören zur — Industrie 289

Patentamtsgebühren, Neue — . . 796
Patentklassen, Neue Gruppeneinteilung der — 97
Pfändbarkeit, Die — der Notstandsarbeiterlöhne 330
Pflasterstein-, Die Geschäftslage der — und Schotterindustrie 370
Pflichtfortbildungsschulen, Beiträge der Bauunternehmungen für die — 179
Praktische Verdingungsfragen 557 655 673 856
Preisausschreiben über Schiffshebewerke. 575
Preisausschreibens, Vorläufiger Bericht über das Ergebnis des — der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 610
Preisgliederung, Wagnis oder —? . 93
Preislage, Die — auf dem Baumaschinenmarkt mit Preisangaben von Baugeräten und -Materialien 706
Preisnachlaß, Ansprüche der Reichsbahndienststellen auf — bei terminmäßiger Zahlung nach Fälligkeit . . 762
Preisteuerung, Auf Frage der — im Baugewerbe 607 635
Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens 117 134
Berichtigung hierzu 331
Preußen, Gewerbesteuerreform und Lohnsummensteuer in — 178
Preußischen, Die Regelung der — Gewerbesteuer für die Rechnungsjahre 1925 und 1926. 310
—, Die Vorbereitungen des neuen — Städtebaugesetzes 409
Problem, Das — der Arbeitslosigkeit im Lichte der Konjunkturbeobachtung . 723
Produktive, Die Reichsbahn und die — Erwerbslosenfürsorge 574
— Erwerbslosenfürsorge durch Ausführung von Bauarbeiten 593
Produktiven, Umfang der — Erwerbslosenfürsorge in den letzten Jahren . . 229

Rechtsschutz, Internationaler gewerblicher — 486 688 705
Rechtsprechung 19 58 159 231 269 331 351 370 430 465 594 608 744 762 783 942 957 975 991 1016
Regelung, Die — der preußischen Gewerbesteuer für die Rechnungsjahre 1925 und 1926. 310
Regierungsmaßnahmen zur Förderung des Wohnungsbaues 267
Reichsanleihedenkschrift, Aus der — 1925 289
Reichsarbeitsministers, Erlaß des — an die Sozialministerien der Länder betr. Vergebung öffentlicher Arbeiten und Aufträge 941
—, Stellungnahme des — zum Achtstundentag 956

Seite

Reichsbahn, Vertragsbedingungen der — und Haftpflicht. 209
—, Kostensteigerung auf dem Gebiete der Bauten und Beschaffungen bei der deutschen — 211
—, Die — und die produktive Erwerbslosenfürsorge. 574
—, Verzögerung der Generaltarifrevision der — 608
Reichsbahndienststellen, Ansprüche der — auf Preisnachlaß bei terminmäßiger Zahlung nach Fälligkeit . . 762
Reichsbahn - Gesellschaft, Vorläufiger Bericht über das Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen — 610
Reichsbahngütertarif, Geplante Änderungen der Wege-, Wasser- und Betonbau-Ausnahmetarife im — . . 449
Reichsbundes, Bundestagung des — Deutscher Technik 465
Reiches, Kreditversicherung von Auslandsgeschäften mit Unterstützung des — 429
Reichsgesetzes, Entwurf eines — zur Errichtung von Architekten- und Ingenieurkammern 724
Reichskredits, Geringe Inanspruchnahme des — zur Förderung des Kleinwohnungsbaues 486
Reichsmarkumstellung, Die baugewerblichen Aktiengesellschaften in der amtlichen Statistik über die — der Aktiengesellschaften 78
Reichsministerium für Technik und Verkehr 58
Reichspost, Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen VOB für den Geschäftsbereich der — . . . 857
Reichstarife im Baugewerbe 656
Reichsunfallversicherung, Krankengeldzuschuß und Krankenhilfe nach der — und Haftpflichtversicherung . . 674
Reichsverband, Beratungen im — der deutschen Industrie über Wohnungspolitik 267
Reichsverbandes, 25jähriges Bestehen des — des Deutschen Tiefbaugewerbes 58
—, Gründung eines Ausstellungsausschusses der gesamten Bauwirtschaft im Ausstellungs- und Messeamt des — der Deutschen Industrie 119
Reichsverdingungsausschuß, Der — 464
Reichswasserstraßenverwaltung, Die Aufgaben der — im Rechnungsjahr 1926 249
Reichswohnungskredit und Baunormung 574
Renten, Steigerung der Unfall— . . . 330
Richtzahlen, Amtliche — für Abschreibungssätze 464
Ringbildung, Die Ergänzung der behördlichen Lieferbedingungen durch Bestimmungen über — 574
Rückschritte, Fortschritte und — im Verdingungswesen 389 408

Schädigung der Kanal- und Wasserstraßenanlieger durch Senkung des Grundwasserstandes 290
Schiffshebewerke, Preisausschreiben über — 575
Schotterindustrie, Die Geschäftslage der Pflasterstein- und — 370
Schulunterhaltungskosten, Berufsschulpflicht und Deckung der — . . 369
Schweiz, Maßnahmen zur Förderung des Kleinwohnungsbaues in der — . . . 391
—, Internationale Brückenbautagung in der — 609
Schwierigkeiten, Die — der Finanzierung der Straßenbaupläne 608
Sonderausstellung, Die — „Fließarbeit" auf der Kölner Messe. 688

Seite

Sparkassen, Das Bausparsystem der öffentlichen — 464
Stadtbild, Zweiter Tag zur Förderung der Farbe im — in Hannover 610
Städtebaugesetzes, Die Vorbereitungen des neuen preußischen — 409
Städten, Bautätigkeit in den größeren — 674
—, Die Bautätigkeit in den größeren — im 2. und 3. Vierteljahr 1926. . . . 957
Stahlhausbaues, Aufnahme des — in Deutschland 608
Stahlhäusern, Bau von — in England 872
Statistik, Die baugewerblichen Aktiengesellschaften in der amtlichen — über die Reichsmarkumstellung der Aktiengesellschaften 78
—, Jahres— für Kosten und Bautätigkeit 465
Steigerung der Unfallrenten. 330
Steine, Wegfall des Ausnahmetarifs 5a für — 289
Stellungnahme der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie zur Verdingungsordnung für Bauleistungen. 656
— des Reichsarbeitsministers zum Achtstundentag 956
Steuerstundung, Hinterlegung von Kundenwechseln als Sicherheit bei der — 289
Strafzuschläge wegen Zahlungsverzug gegenüber der Krankenkasse 485
Straßenbau, Beton— in Deutschland im Jahre 1925. 370
— im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogrammes 743
Straßenbaues, Die Entwicklung des Teer— 559
Straßenbaupläne, Die Schwierigkeiten der Finanzierung der — 608
— in Deutschland 486
Straßenwesen, Amerikanisches — und seine Finanzierung 159
Streiks und Aussperrungen im Jahre 1925 761
— und Aussperrungen im 1. Halbjahr 1926 974
Studiengesellschaft, Hauptversammlung der — für Automobilstraßenbau 783
Submissionswesen, Mißstände im — 502
Subskription auf „Das Deutsche Krankenhaus 1925" 745
System, Das Bauspar— der öffentlichen Sparkassen 464

Tagesordnung. Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg. — 351
Tarif, Eisenbahn-Güter— 268
—, Neue Anwendungsbedingungen für den Wege- und Wasserbau-Ausnahme— 725
Tarifs, Wegfall des Ausnahme— 5a für Steine 289
Tarifkommission, Beschlüsse der Ständigen — 594
Tariflöhne, Die Entwicklung der — in Deutschland seit Januar 1924 887
Tarife, Reichs- — im Baugewerbe . . 656
Tarifstelle, Eine notwendige Erläuterung zur — „Baugerätschaften" im Eisenbahngütertarif 309
—, „Baugerätschaften, gebrauchte" . . 888
Technik, Reichsministerium für — und Verkehr 58
—, Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der — 97
—, Bundestagung des Reichsbundes Deutscher — 465
Teerstraßenbaues, Die Entwicklung des — 559
Tiefbauberufsgenossenschaft, Übersicht über die Unfallmeldungen bei der — und deren Zweiganstalt 1925/26 . 410

Seite

Tiefbaugewerbes, 25 jähriges Bestehen des Reichsverbandes des Deutschen — 58
Tschechoslowakei, Bau von Betonstraßen in der — 290

Übersicht über die Unfallmeldungen bei der Tiefbauberufsgenossenschaft und deren Zweiganstalt 1925/26 410
Umfang der produktiven Erwerbslosenfürsorge in den letzten Jahren . . . 229
Umsatzsteuersenkung, Die Herabsetzung der Zementpreise infolge der — 349
Unfallmeldungen, Übersicht über die — bei der Tiefbauberufsgenossenschaft und deren Zweiganstalt 1925/26 . . . 410
Unfallrenten, Steigerung der —. . . 330
Unkostenzuschläge, Zur Berechnung der — bei Notstandsarbeiten 330
Unterstützung, Kreditversicherung von Auslandsgeschäften mit — des Reiches 429
Untersuchung, Das Gesetz zur — der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft 370
Unzuträglichkeiten in der Durchführung der Erwerbslosenfürsorge . . 308

Verbandes, Hauptversammlung des Deutschen — für die Materialprüfungen der Technik 97
Verbandsmitteilungen 39 58 211 391 451
Verbesserungen, Bemühungen um — im Baugewerbe in Amerika. 57
Verdingungsausschuß, Der Reichs— 464
Verdingungsfragen, Praktische — . 557
Verdingungsordnung, Stellungnahme der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie zur — für Bauleistungen 656
—, Einführung der — für Bauleistungen VOB für den Geschäftsbereich der Reichspost 857
—, Einführung der — für Bauleistungen 888
Verdingungswesen, Fortschritte und Rückschritte im — 389 408
Verdingungswesens, Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen — 117 134
Berichtigung hierzu 331
Vereinbarung, Die — über ein zentrales Lohnschiedsgericht im Baugewerbe. . 210
Vereinfachung der Vorschriften über die Erstattung von Lohnabzugsbeträgen 229
Vergebung, Erlaß des Reichsarbeitsministers an die Sozialministerien der Länder betr. — öffentlicher Arbeiten und Aufträge 941
Verkehr, Reichsministerium für Technik und — 58
Verlängerte Kündigungsfristen für ältere Angestellte 574
Verlängerung der Höchstdauer in der Erwerbslosenfürsorge 350
Verordnungen, Gesetze, —, Erlasse 18 38 79 96 119 136 159 179 230 211 269 290 310 331 350 370 391 410 430 465 486 522 559 574 595 609 656 674 725 906 942 957 975 991 1016
Verpflichtung unterstützter Erwerbsloser zur Aufnahme von Arbeit in „gesperrten" Betrieben 429
Vertragsbedingungen der Reichsbahn und Haftpflicht 209
Verwendung, Die — des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues . 350
—, Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die — des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues . 409
Verzögerung der Generaltarifrevision der Reichsbahn 608
Vollendung, Weitere Mittel für die — des Mittellandkanals 573
—, Die — des Mittellandkanals . . 921 941

Seite

Vorausleistungen zum Wegebau . . 608
Vorbereitungen, Die — des neuen preußischen Städtebaugesetzes . . . 409
Vorjahren, Bautätigkeit im Deutschen Reich 1925 und in den — 957
Vorschriften, Vereinfachung der — über die Erstattung von Lohnabzugsbeträgen 229
— für die Beton- und Eisenbeton-Bauweise 370

Wagnis oder Preisgliederung 93
Wasserkraftnutzung, Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und — in Basel 539
Wege-, Neue Anwendungsbedingungen für den — und Wasserbau-Ausnahmetarif 725
Wege-, Wasser- und Betonbau-, Geplante Änderungen des — Ausnahmetarifs im Reichsbahngütertarif 449
Wegebau, Vorausleistungen zum — . . 608
Wegebaues, Zur Finanzierung des — 157
Wegfall des Ausnahmetarifs 5a für Steine. 289
Wettbewerb für eine Brücke in Dramm 58
Wirtschaft, Das Gesetz zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen — 370
—, Die deutschen Kapitalanlagen in der bulgarischen — 409
Wirtschaftsenquete, Der Gesetzentwurf über die — 288
Wohnungsbaues, Regierungsmaßnahmen zur Förderung des — 267
Wohnungs- und Städtebaukongreß, Die Ausstellung auf dem Internationalen — in Wien 705
Wohnungsbauprogramm der freien Gewerkschaften 905
Wohnungspolitik, Beratungen im Reichsverband der deutschen Industrie über — 267

Zahlungsverzug, Strafzuschläge wegen — gegenüber der Krankenkasse . . . 485
Zementpreise, Die Herabsetzung der — infolge der Umsatzsteuersenkung. . . 349
Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe 331 485 656
Zentrales, Die Vereinbarung über ein — Lohnschiedsgericht im Baugewerbe . 210
Ziegelindustrie, Keine Belebung der— 370
Zugehörigkeit, Berufsgenossenschaftliche — der von Bauunternehmungen gehaltenen Kraftfahrzeuge 78
Zweigniederlassungen von Bauunternehmungen gehören zur ortsansässigen Industrie 289

Bücherbesprechungen.

A.E.G. Das Kleinförderwesen bei Verwendung von Elektrokarren. Söllner. 312
Akadem. Verein „Hütte". „Hütte", des Ingenieurs Taschenbuch. M. Foerster 40
Alca-Schmelzzement. M. Foerster . 292
Arbeiten des russischen wissenschaftlich-technischen Komitees des russischen Volkskommissariats für Verkehrswege. Neminar 291

Bach. Mein Lebensweg und meine Tätigkeit. M. Foerster 858
—, Die neue Bauordnung für die Stadt Berlin 1925. Diestel 889
Bericht über die VIII. Tagung der Vereinigung Höherer technischer Baupolizeibeamten Deutschlands in Freiburg i. Br. M. Foerster 858

Seite

Bernhard. Die Statik der Brückenkrane. Rein 160
—, Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster. M. Foerster . . . 676
Bestimmungen für die Ausführung der Bauwerke aus Eisenbeton. Foerster 467
Bleich. Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Beyer . . 889
Blum, Jacobi, Risch. Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen. W. Müller . 180
Bramesfeld. Der Ingenieurberuf. Bloß 889
Broschat. Der Behälterbau. M. Foerster. 1018
Bücherverzeichnis aus allen Gebieten. M. Foerster 817

David. Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleiches auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen. Rein 452
Demag-Druckschrift 1084. M. Foerster 138
Dieckmann. Mathematische und technische Tabellen. Foerster 467
Dreyer. Elemente der Graphostatik. M. Foerster 271
Dürr. 25 Jahre Zeppelin-Luftschiffbau. Rein 231
Düsing. Die Elemente der Differential- und Integralrechnung. Israel . . . 452

Eisemann. Kalklöschen. Foerster . 467
Eisner. Tafel zur Bemessung der Druckstäbe für Stahl 37 und Stahl 48. Petermann 858
Esselborn. Lehrbuch des Tiefbaues: Kanal- und Flußbau. De Thierry . 503

Feuchtinger. Bericht über eine Studienreise in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Probst 467
Foerster, M. Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Bernhard 611

Gaye-Sturm. Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. M. Foerster 676
Gea-Karte. Ehnert 924
Gehler. Der Rahmen. Marcus . . . 488
—. Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. M. Foerster 908
Gerbel. Irrtum und Wahrheit über Wasserkraft und Kohle. Heiser . . 689
Gerlach. Fehlands Ingenieur-Kalender 1926. Ehnert 312
Gesteschi. Der Holzbau. Handbibliothek für Bauingenieure. M. Foerster . . 874
Giese, Blum, Risch. Linienführung. Prof. W. Müller 139
Granigg. Wasserkraftnutzung in Österreich und deren geographische Grundlagen. Heiser 138
Gruhn. Mathematische Formelsammlung. Werkmeister 139
Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. Müllenhoff 467
Grün. Thermische Untersuchungen an Hochofenschlacken. M. Foerster. . 411
Grüning. Die Statik des ebenen Tragwerkes. Beyer 797
Güterumschlag. (Sonderausgabe der Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. Busch 726

Haller. Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens. Probst 636
Helbing. 25 Jahre Emschergenossenschaft. Ehnert 908
Högg. Gesetz und Freiheit in der Kunst. M. Foerster 596
Höhn. Über die Festigkeit elektrisch geschweißter Hohlkörper. Rein 232
—, Nieten und Schweißen der Dampfkessel. Gehler 710

Seite

Honemeier. Die Ford-Motor-Company, ihre Organisation und ihre Methoden. Probst 689
Hotopp, Bewegliche Brücken. Rode 994

Ilkow. Material- und Zeitaufwand bei Bauarbeiten. Kunze 944
Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. M. Foerster 120
— der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1924. Engels. 523
Janssen. Technische Wirtschaftslehre. Ehnert. 139
Jantscher. Moderne Türen, Tore, Glasabschlüsse und Verwandtes. Schneegans 138
Jellinek. Teubners Handbuch der Staats- u. Wirtschaftskunde. 2. Bd., 2. Heft. Esche 976

Kalktaschenbuch 1926. M. Foerster 764
Karig. Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken. Beyer. . . . 488
Kelen. Die Staumauern. Kammüller 993
Kerkhof-Ilse. Asphalt- und Teerstraßen. Ehnert 332
Kersten. Freitragende Holzbauten. M. Foerster 976
Kleinlogel. Einflüsse auf Beton. M. Foerster 411
Knöll. Taschenbuch für Baugewerkschüler. M. Foerster 818
Koch. Private und gewerbliche Garagen. Söllner. 596
Kommerell. Ein Jahr hochwertiger Baustahl St. 48. M. Foerster . . . 140

Lerche. Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten. Probst 784
Levy, Volkscharakter und Wirtschaft. Gehrig 1018
Löser. Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. E. Probst 139
Lucas. Der Tunnel, Anlage u. Bau. W. Müller 977
Luckey. Einführung in die Nomographie Werkmeister. 431
Lüddecke. Das amerikanische Wirtschaftstempo als Bedrohung Europas. E. Probst 292
Luz-Perl. Zahlentafeln zur Bemessung der Schubbewehrung von einfachen und durchlaufenden Eisenbetonbalken. E. Probst 889

Mahr. Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebes. Engels 411
Marcus. Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Beyer 611
Matthies. Wie werden Automobilstraßen gebaut? Ehnert 636
Mayer. Betriebswissenschaft. E. Probst 924
— Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen. Kammüller 994
Melan. Der Brückenbau. Band 6 und 7. Kirchhoff 746
Meller. Elektrische Lichtbogenschweißung. Schwinning 138
Der Messehaus-Wettbewerb in Hamburg. M. Foerster 138
Möllering. Leitfaden für die Herstellung elektrischer Beleuchtungsanlagen mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnen. Wentzel. 764
Müller. Großstadt-Garagen. Ehnert . 710
Mumford. Vom Blockhaus zum Wolkenkratzer. Schneegans 746

Neumann. Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenbauwesens in U.S.A. Geißler 657

Seite

Niederschrift über die Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 20./21. Juli 1925 in München. M. Foerster 59

Ott. Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Engels 39

Peters. Die Determinanten. Ehnert 764
Der Portlandzement auf der Gesolei. M. Foerster 944

Quantz. Kreiselpumpen. Wentzel . 944

Riepert. Betonstraßen in Deutschland. M. Foerster 858
—, Zement-Kalender 1926. M. Foerster 292
— Von Sachsens Bauschaffen und Technischer Wirtschaft. M. Foerster . . 994

Samter. Die technische Mechanik. Foerster 431
Schaar. Die Beanspruchung der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Ehnert 817
Schacker. Die Aufstockung. Schneegans 889
Schau. Der Unterricht an Baugewerkschulen. M. Foerster 596
Schenk. Die Kraftwagenstraßen. W. Müller 392
Schimpf. Kalkbenennungen. M. Foerster 596
—, Handelsbezeichnungen für Kalk. M. Foerster 977
Schleicher. Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Kammüller 784
Schmeer. Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. M. Foerster 817
Schmidt. Teubners Handbuch der Staats- und Wirtschaftskunde. Esche 99
Schmies. Über Querprofile von Binnenschiffahrtskanälen. Engels. 391
Schueller-Philippi. Gesteinsbohrmaschinen. Söllner 352
Schueller. Die Baumaschinen. Söllner 784
Schultz-Dieckmann. Mathematische und technische Tabellen. M. Foerster 467
Schwengler. Die Berechnung einfacher Vollwand- und Fachwerksträger. Probst 576
Seipp. Baustofflehre. Foerster . . . 576
Sierp. Beseitigung des überschüssigen belebten Schlammes bei der Abwasserreinigung. Geißler 523
Die bayrischen Staatsstraßen. Neminar. 658
Stauch. Hütte, Taschenbuch für Stoffkunde. Foerster 467
Steiner-Fritz. Schnellkubierungstabelle für Bauholz. Löser. 139
Steinmann. A practical Treatise on suspension Bridges. Bergfelder . . . 487
Sternberg. Wasserkraft, Wassernutzungsrecht und Wasserkraftanlagen in der neuen Steuergesetzgebung. Heiser 291
Straßenbautagung anläßlich der Leipziger Frühjahrsmesse. Geißler . . . 658
Straßner. Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Beyer . . . 576
Südwestdeutschland, seine Wasserstraßen und Wasserkraft. Heiser . . 907

Terzaghi. Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Grengg . 764
Thiem. Kalender für das Gas- und Wasserfach. Ehnert 372

Weese. Eisenbetonzahlentafeln. Foerster 540
—, Eisenbetonzahlentafeln. M. Foerster 908
Wilser. Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Engels . . 160

Seite

Wissenschaftliche Tagungen während der Kölner Messe. M. Foerster . 138
Wulff. Jahrbuch für Eisenbahnwesen 1925/26. W. Müller 798

Zillich. Statik für Baugewerkschulen und Baugewerkmeister. M. Foerster 676
Zimmermann. Knickfestigkeit der Stabverbindungen. Beyer 352

Zuschriften, Berichtigungen.

Zu Jahrgang 1924:

Zu Seite 209 Aufsatz Zimmermann, Berichtigung 232

Zu Jahrgang 1925:

„ „ 260 Aufsatz Rieckhof, Erwiderung 723
„ „ 471 Zuschrift Escher, Erwiderung 288
„ „ 563 Rieckhof, Erwiderung . . 77
„ „ 937 Aufstaz Bernhard, Zuschrift Lorentz 93
Erwiderung auf diese 93
„ „ 951 Aufsatz Schroeter, Erwiderung Seidel 445
„ „ 971 Aufsatz Skall, Zuschrift Merkle 169
Erwiderung hierauf . . . 483
Entgegnung Merkle . . . 484
Erwiderung hierauf . . . 871
„ „ 1015 Aufsatz Clemens, Zuschrift 535

Zu Jahrgang 1926:

„ „ 35 Aufsatz Streck, Berichtigung 160
„ „ 60 Zeitschriften - Verzeichnis, Berichtigung 140
„ „ 81 Aufsatz Parénski, Berichtigung 232
„ „ 101 Aufsatz Kögler, Zuschrift und Erwiderung . . . 501
„ „ 117 Erlaß der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Berichtigung 232
Berichtigung hierzu . . . 312
„ „ 135 Aufsatz Meisenhelder, Berichtigung 331
„ „ 165 Aufsatz Kammüller, Nachtrag 447
Zuschrift 776
„ „ 204 Aufsatz Gebauer, Berichtigung 252
„ „ 224 Aufsatz Burghardt, Zuschrift 813
Erwiderung hierauf . . . 813
„ „ 257 Aufsatz Gärtner, Zuschrift 686
Erwiderung hierauf . . . 686
„ „ 273 Aufsatz Buer, Ergänzung 428
„ „ 284 Aufsatz Probst, Berichtigung 385
„ „ 316 Aufsatz Bernhard, Berichtigung 429
„ „ 387 u. 176/177 Aufsatz Neminar, Ergänzung 591
„ „ 447 Aufsatz Neminar, Ergänzung 760
„ „ 529 Aufsatz Lewe, Zuschrift . 816
Berichtigung 612
„ „ 592 Aufsatz Hoffmann, Erwiderung 742
„ „ 665 ff. Aufsatz Heiser, Berichtigung 955
„ „ 693, 696 Aufsatz Agatz, Berichtigung 818
„ „ 699 Aufsatz Seytter, Berichtigung 818
„ „ 781 Aufsatz Stadtbrücke Graz, Zuschrift des D. Beton-Vereins 991
„ „ 803 Aufsatz Schönburg. Zuschr. 985
„ „ 817 Buchbesprechung, Berichtigung 908

Personalnachrichten.

Seite

Ernennungen zu:

Doktor-Ingenieuren ehrenhalber:

Georg Ernst, Verlagsbuchhändler, Berlin 97
Staatsminister Dr. jur. et phil. Friedrich Schmidt-Ott, Berlin . . 177
Alfred von Scholtz, Breslau . . 232
Karl Arnstein, Akron, Ohio . . . 252
Heinrich Butzer, Dortmund . 449 538
Professor Dr. Melan, Prag 502
Gustav Lindenthal, Consulting Engineer, New York 502
Adolf Mast, Berlin 612
Heinrich Brenzinger, Freiburg i.Br. 675

Doktor techn. e. h.:

Professor Rohn, Zürich 252
Professor Ros, Zürich 252

Ehrensenatoren der Technischen Hochschule Darmstadt:

Dr. August Dyckerhoff, Amöneburg 177
Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff, Biebrich 177
Dipl.-Ing. Bernhard Fischer, Gustavsburg 177
Dipl.-Ing. Gerster, Mainz 177
Dr.-Ing. e. h. Hans Hermann, Gustavsburg 177
Jakob Nohl, Darmstadt 177
Dipl.-Ing. Stamm, Frankfurt a. M. . 177

Zum Präsidenten des Schweizerischen Schulrates:

Professor Dr.-Ing. e. h. Rohn, Zürich 391

Zum Rektor Magnificus der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B.:

Professor Dr.-Ing. E. Probst . . . 538

Verleihung der Engelsdenkmünze:

Wasserbaudirektor Ministerialrat Sorger, Dresden 137
Dipl.-Ing. Wilhelm Flügge, Dresden 137

Verleihung der Siegfried-Werner-Denkmünze:

Geh. Regierungsrat Professor Dr.-Ing. Rudeloff, Berlin 723

Widmungen:

Jan Adriaan Leeghwater zum 350. Geburtstage 522
Hermann Sternberg zum 100. Geburtstage 664*
Paul de Gruyter zum 60. Geburtstage 703
Zum 50 jährigen Bestehen der Eisenkonstruktionswerkstätten und Brükkenbauanstalt Beuchelt & Co., Grünberg in Schlesien 925*
Friedrich Lenz zum 80. Geburtstag 970

Nachrufe:

Anton von Rieppel 213*
Hermann Weihe 765*
Ernst Dyckerhoff 805 901*
Ludwig Freytag 885
Sir Bradford Leslie 904

Zur Literaturschau.

Um die Beschaffung gewünschter Einzelnummern der in der Literaturschau behandelten Zeitschriften sowie einen Verkehr mit den in Frage kommenden Schriftleitungen zu erleichtern, wird folgende Anschriftenübersicht gegeben:

Annales des Ponts et des Chaussées, A. Dumas, Editeur Gérant, Rue de la Chaussée d'Antin, Paris.
Annales des Travaux Publics de Belgique, Goemaere, Imprimeur du Roi, Bruxelles, rue de la Limite 21.
Archiv für Eisenbahnwesen, Verlag von Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Baumaterialienmarkt, Leipzig, Uferstr. 21.
Bautechnik, Ernst & Sohn, Berlin W 8, Wilhelmstr. 90.
Beton und Eisen, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, Wilhelmstr. 90.
Byggmästaren, Redaktion Birgerjarlsgatan 31, IV, Stockholm.

Concrete, Concrete Publishing Company, Chicago, Ill. U.S.A., North Clark Street 139.

De Ingenieur, s'Gravenshage, Paviljoensgracht 17 und 19.
Deutsche Bauzeitung, Berlin SW 48, Wilhelmstr. 8.
Deutsches Bauwesen, Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8, Mauerstr. 44.
Deutsche Wasserwirtschaft, ROM-Verlag, Charlottenburg 5.

Engineering, William H. Maw and Alexander Richardson, 35 and 36 Bedfort Street, Strand London WC 2.
Engineering News Record, Mc.Graw Hill Publishing Company Inc. Tenth Ave, at 36th St. New York, N.Y.

Gas- und Wasserfach, Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.
Gesundheitsingenieur, Verlag von R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8.
Glasers Annalen, Verlag der Firma F. C. Glaser, Berlin SW, Lindenstr. 80.

Hanomag-Nachrichten, Herausgegeben von der Hannoverschen Maschinenbau-A.-G. vorm. Georg Egestorff, Hannover-Linden.
H.D.I.-Mitteilungen des Deutschen Ingenieurvereins in Mähren, Brünn, Radwitgasse 2.

Il Cemento, Turin, Corso Vinzaglio 62.
Industriebau, Verlag Carl Scholze, Leipzig, Königstr. 3.
Industrielle Psychotechnik, Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Ingegneria, Ulrico Hoepli, Editore, Mailand.
Ingenioren, Dansk Ingeniorforenings, Kopenhagen, Amaliegade 38.

Le Ciment, Société anonyme de Publications Industrielles, 20 rue de Turgot, Paris.
Le Constructeur de Ciment Armé, 148, Bd. Magenta, Paris (X^e).
Le Génie Civil, M. Ch. Talansier, 6 Rue de la Chaussée, d'Antin, Paris 9.
L'Energia Elettrica, Carlo Bonomi, Direttore, Mailand.

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt, Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, C. W. Kreidls Verlag, München, Trogerstr. 56.

Proceedings of the American Society of Civil-Engineers, 33 West, 39. Street, New York City, U.S.A.

Revue Générale des Chemins de fer, Dunod Editeur, 47 und 48, Quai des Grands Augustins, Paris.
Rheinquellen, Verlag: Verein für die Schifffahrt auf dem Oberrhein in Basel. Kunstanstalt Frobenius A.-G., Basel.
Roadmaker, The British reinforced Engineering Co., Ltd., Dickinson Street, Manchester.

Schweizerische Bauzeitung, Verlag A. und C. Jegher, Zürich, Kommissions-Verlag Rascher und Co., Zürich und Leipzig.
Schweizerische Wasserwirtschaft, Kommissionsverlag Rascher und Co., Zürich und Leipzig.
Städtebau, Wasmuths Verlag, Berlin W 8, Markgrafenstr. 31.
Städtischer Tiefbau mit Brückenbau, Fachpresse-Verlag, Dr. F. Meißner, Heidelberg, Postfach 3.
Stahl und Eisen, Verlag Stahleisen m. b. H., Düsseldorf, Postfach 664.
Stellwerk, Verlag Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 59.
Süddeutsche Bauzeitung, vereinigt mit der Stuttgarter Bauzeitung, Regierungsbaumeister H. P. Eckart, Dipl.-Ing., Stuttgart, Sedanstr. 16.

Technique des Travaux, Edgard Frankignoul, 196 rue Grétry, Liège.
Teknisk Tidskrift, Stockholm Humlegardsgatan, 29.
Teknisk Ukeblad, Oslo, Akersgatan 7.
Tonindustriezeitung, Berlin NW 21, Dreysestr. 4.

Verkehrstechnik, Verlag Ullstein, Berlin und Wien, Berlin SW, Kochstr. 22—25.
Verkehrstechnische Woche, Verlag Guido Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstraße 34/35.

Wasserkraft, Richard Pflaum-Verlag, München II, Herrnstr. 10, I.
Werft, Reederei und Hafen, Verlag Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Werkstattstechnik, Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, Verlag der österreichischen Staatsdruckerei, Wien, Seilerstätte 24.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen, Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure, Verlag Berlin NW 7, Dorotheenstraße 40.
Zement, Zement-Verlag, G. m. b. H., Charlottenburg 2.
Zentralblatt der Bauverwaltung, Verlag Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin W 8, Wilhelmstr. 90.

DIE BAUNORMUNG.
VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DES NORMENAUSSCHUSSES DER DEUTSCHEN INDUSTRIE.

Seite

Vorstandsvorlagen

Schornsteinbau

DIN 1056 Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine . . . 1
DIN 1057 Ringziegel 24

Walzprofile

DIN 1028 Gleichschenklige L-Eisen, Abmessungen und statische Werte 10
DIN 1029 Ungleichschenklige Winkeleisen 30

Straßenbrücken

DIN 1072 Straßenbrücken, Belastungsannahmen, Erläuterungen, Beiblatt 11

Normblattentwürfe

Walzprofile

DIN E 1019 Schiffbau-Flachwulsteisen . 37
DIN E 1020 Schiffbau-Winkelwulsteisen 37
DIN E 1024 T-Eisen, Abmessungen und statische Werte. 4

Technische Vorschriften

DIN E 1086 Technische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen 5
DIN E 1987 Rechtliche und verwaltungstechnische Grundsätze für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen 33

Eisenbahnbaustoffe

DIN E 1634 Kleineisen, Liefervereinbarungen. 15
DIN E 1636 Unbearbeitete Weichenplatten, Liefervereinbarungen . 16
DIN E 1637 Radlenker, Liefervereinbarungen. 16

Straßenbaustoffe

DIN E 1049 Kabelformstück für Hauseinführungen 22

Seite

Baustoffe

DIN E 106 Kalksandsteine (Mauersteine) 23

Handwerkzeuge

DIN E 1041 Schlosserhämmer 25
DIN E 1042 Vor- und Kreuzschlaghämmer 25

Werkstoff

DIN E 1691 Gußeisen. 46

Kanalisation

DIN E 1211 Steigeisen, kurz 48
DIN E 1212 Steigeisen, lang. 48
DIN E 1213 Runde Schachtabdeckung . 50
DIN E 1214 Quadratische Schachtabdeckung 50

Aufsätze

Einführung der Normen in die Praxis . . 12
Stoffnormung im Bauwesen 12
Vereinheitlichung in der Ent- und Bewässerungstechnik. 13
Die Normung im Rohrleitungsbau . . . 14
Internationale Normungskonferenz in New York 17
Vorzugsreihe für Rechteckeisen 20
Verdingungsordnung für Bauleistungen . 21
Natürliche Gesteine als Baustoff 41
Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton 43
Verdingungen für Bauleistungen 43
Straßenbrückenabmessungen, Ergänzungsvorschlag zu DIN 1071 43
Reihenfolge der Elemente bei Analysenangaben von Roheisen und Stahl. . . 45
Benennung im Asphaltstraßenbau 45
Der Einfluß von Fehlmaschen auf das Siebergebnis 51

Auslandsnormen

Schweiz

Änderung der schweizerischen Normen für Bindemittel. 14

Seite

Rußland

Hauptkammer für Maße und Gewichte, Normenkomitee, Normung der Bindemittel 29

U.S.A.

Amerikanische Normen zur Bestimmung des Verschleißes von Straßenbaumaterial 44

Sitzungsberichte

Bericht über die Jahresversammlung des Deutschen Normenausschusses am 6. November 1926 in Berlin 49

Handwerkzeuge

Nägel und Drahtstifte am 23. Februar 1926 in Berlin 14

Gußeiserne Kanalisationsgegenstände

am 23. März 1926 in Berlin 17

Feuerfeste Erzeugnisse

am 25. März 1926 in Berlin 18

Abflußrohre

Leichte Abflußrohre am 11. Mai 1926 in Berlin 26
Leichte Abflußrohre am 25. Juni 1926 in Düsseldorf 40

Baustoffe

Steinholz am 9. April 1926 in Berlin . . 28

Siebe

Siebe am 18. Juni 1926 in Frankfurt a. Main 37

Schornsteinbau

Schornsteinbau am 10. Juli 1926 in Dresden 38

Werkstoffe

Werkstoffausschuß Eisen und Stahl, Gruppe VII „Gußeisen" am 28. August 1926 44

VERZEICHNIS DER MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Aboag, Bericht über eine Besichtigung des neuen Betriebsbahnhofes der — . . . 540
Amerika, Baugebräuche und Baugeräte in —. Referat von Architekt Franz Hoffmann 798
Amerikanischen Wohnhausbau, Vortrag über Bautechnisches vom —. Von Chefredakteur Architekt Paulsen 120
Anders, Vortrag über Wirtschaftliche Fragen des Garagenbaues. Von Direktor — 958
Anschriften neu eingetretener Mitglieder 412
—, Letzte — unbekannt verzogener Mitglieder . . . 100 212 352 372 432 452 468
Anschriftenänderung, Bitte um Mitteilung von — für das neue Jahrbuch . . 488 524
— von Mitgliedern als Nachtrag zum Jahrbuch 1926 . . . . . 978 1018
Arbeitsausschuß für die Frage der Ausbildung der akademischen Bauingenieure (Bericht) 690
— für Garagenwesen. Vorträge Dr.-Ing. Georg Müller, Branddirektor Wagner, Direktor Anders 944 958
— zur Untersuchung des Winddruckes auf Bauwerke. Sitzung am 25. 6. 1926 mit Vortrag von Rgbmstr. Gießbach . . . 658
— für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen. (Bericht) Referat von Architekt Franz Hoffmann 798

Ausbildung der akademischen Bauingenieure. Arbeitsausschuß für die Frage der — (Bericht) 690
—, Hinweis auf die — für den Beruf des akademischen Bauingenieurs. Von Dipl.-Ing. Baer 212 252 272 292 312 332 426
Ausland, Aufforderung zur Aufrechterhaltung der Verbindung an die deutschen Bauingenieure im — 292 312

Baseler Ausstellung, Anfrage und Mitteilung betr. einen gemeinsamen Besuch der — 488 524 540
Bauingenieurprobleme, Vortrag über — in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen? Von Prof. Dr.-Ing. Probst 100
Beitragszahlung, Aufforderung zur — 20 40 59 80 100 120 140 212 232 252 272 292 312 332 352 372 412 468
Berger, Vortrag über: Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiternachwuchs. Von Syndikus — . 80
Berrer, Vortrag über: Ingenieuraufgaben in China. Von Dr.-Ing. Alfred — . . . 726
Berufswahlführer. Hinweis auf die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs. Von Dipl.-Ing. Baer 212 252 272 292 312 332 726

Besichtigung, Ankündigung der — der Untertunnelung des Landwehrkanals und der Wasserwerksbauten in Stolpe . . 690
—, Ankündigung und Mitteilung betr. der — des Flughafens Tempelhofer Feld 784 890
—, Ankündigung einer — von Straßen- und Kanalbauten am Tempelhofer Feld 908
—, Mitteilung betr. die — der Kläranlage in Essen-Rellinghausen 784
—, Bericht über die — des neuen Betriebsbahnhofes der Aboag 540
—, Bericht über die — des Elektrizitätswerkes Südwest 924
—, Bericht über die — des Neubaues der Druckerei Ullstein & Co. 432
—, Bericht über die — der Psychotechnischen Versuchsstelle der Reichsbahndirektion Berlin mit Erläuterungen von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Heydt 412
—, Einladung und Bericht zur — des Großkraftwerkes Rummelsburg . 180 232
—, Bericht über die — der Schleusen von Flaesheim, Ahsen und Datteln 560
—, Bericht über die — des Städtischen Wasserwerkes bei Stolpe 818
—, Bericht über die — des neuen Straßenbahnhofes an der Müllerstraße 576

Seite

Besichtigung, Bericht über die — des Umbaues des Staatlichen Operhauses in Berlin 890
—, Bericht über die — der Untertunnelung des Landwehrkanals 874
—. Bericht über den neuen Unterwassertunnel in Friedrichshagen bei Berlin . 392
—, Bericht über eine — der neuen Unterführung unter dem Ringbahnhof Tempelhof 998
Betonstraßenbau, Vortrag über den — Von Dipl.-Ing. Gustav Reese 560
Buchversandes, Ankündigung des — von „Das Rationalisierungsproblem im Bauwesen“. 726

Deutschen Verband Technisch-wissenschaftlicher Vereine, Mitgliedschaft der D. G. f. B. beim — 612
Druckerei Ullstein & Co., Bericht über die Besichtigung des Neubaues der — . . 432
Druckschriften, Bitte um Einsendungen zu der Sammlung kleinerer — auf der Geschäftsstelle 292 312 332 468 524 540 596 676

Eisner, Felix Klein in memoriam. Von Rgbmstr. — 392
Elektrizitätswerkes Südwest, Bericht über die Besichtigung des — 924
Enzweiler, Vortrag über den Bau der Wasserkraftanlage Zemo - Awtschaly (Transkaukasien). Von Dr.-Ing. — . 140

Facharbeiter-Nachwuchs, Vorträge über: Wie schafft sich das Tiefbaugewerbe vollwertigen —. Von Dr.-Ing. Mast und Syndikus Berger 59 80
Floridsdorfer Brücke bei Wien, Vortrag über den Umbau der — Von Ministerialrat Hafner 272
Forschungsarbeit, Vortrag über: Die Bedeutung der wissenschaftlichen — für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen. Von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff . . 272

Garagenbaues, Vortrag über: Wirtschaftliche Fragen des — Von Direktor Anders 958
Garagenbautechnik, Vortrag über den gegenwärtigen Stand der — Von Dr.-Ing. Georg Müller 944
Garagenwesen, Arbeitsausschuß für —. Vorträge Dr.-Ing. Georg Müller, Branddirektor Wagner, Direktor Anders 944 958
Garage. Vortrag über „die neuen Kraftwagenraumvorschriften vom Standpunkt des Feuersicherheitstechnikers“. Von Branddirektor Wagner 944
Gebührenordnung, Ergänzung zum Jahrbuch 1925 betreffend „Einiges von der — der Architekten und Ingenieure“ . 100
Gießbach, Vortrag über: Die Frage der Windbelastung bei Funktürmen. Von Rgbmstr. — 658

Hafner, Vortrag über den Umbau der Floridsdorfer Brücke bei Wien. Von Ministerialrat — 272
Heydt, Erläuterungen zur Besichtigung der Psychotechnischen Versuchsstelle der Reichsbahndirektion Berlin. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. — 412

Seite

Hoffmann, Referat über: Baugebräuche und Baugeräte in Amerika. Von Architekt Franz — 798

Jahrbuchs 1926, Ankündigung und Mitteilung betr. des —. 784 874 890 958 1018
Jahresbericht 1925 der Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen 212
Jahresversammlung, Bericht über die — der Ortsgruppe Rheinland-Westfalen . 504

Klein, Felix — in memoriam. Von Rgbmstr. Eisner 392

Leerlaufarbeit, Bitte um die Vermeidung von — . . 432 488 524 540 576 596 612
Literaturkartei, Aufforderung zur Unterstützung und Benutzung der — 20 59 80 120 140 232 252 292 352 468 596 676 978
Lübbert, Vortrag über: Normung und Typisierung im Hochbau. Von Regierungs- und Baurat —. 40

Mast, Vortrag über: Wie schafft sich das Tiefbaugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs. Von Ingenieur — 59
Mitgliederwerbung, Bitte um — 100 212 252 372 432 452 468 488 924 1018
Moede, Vortrag über: Rationalisierung der Handarbeit, Begriff der psychotechnischen Arbeitsrationalisierung, ihre Methoden und Ziele. Von Prof. Dr. — 212
Müller, Vortrag über „den gegenwärtigen Stand der Garagenbautechnik“. Von Dr.-Ing. Georg —. 944

Nachruf, Kurzer — für Prof. Hermann Weihe 504
Normung und Typisierung und ihre Einführung in die Praxis. Vortrag von Rgbmstr. Sander. Baunormung Nr. 33 vom 20. 11. 1925 00
— und Typisierung im Hochbau. Vortrag von Reg.- und Baurat Lübbert 40

Opernhauses, Bericht über die Besichtigung des Umbaues des Staatlichen — in Berlin 890

Paulsen, Vortrag über: Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau. Von Chefredakteur Architekt — . . . 120
Probst, Vortrag über: Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen. Von Prof. Dr.-Ing. — 100
Psychotechnischen Vortrag über: Rationalisierung der Handarbeit, Begriff der Arbeitsrationalisierung, ihre Methoden und Ziele. Von Prof. Dr. Moede. . 212
— Versuchsstelle der Reichsbahndirektion Berlin. Bericht über die Besichtigung der — mit Erläuterungen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Heydt 412

Rationalisierungsproblem im Bauwesen, Ankündigung des Buchversandes von — 726
Reese, Vortrag über den Betonstraßenbau. Von Dipl.-Ing. Gustav — 560
Rudeloff, Vortrag über: Die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen. Von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. — . . 272

Seite

Rummelsburg, Einladung und Bericht zur Besichtigung des Großkraftwerkes — 180 232

Sander, Vortrag über: Die Normung und Typisierung und ihre Einführung in die Praxis. Von Regierungsbaumeister —. Baunormung Nr. 33 vom 20. 11. 1925 .
Straßenbahnhofes an der Müllerstraße, Bericht über die Besichtigung des — . . 576

Todesfälle 100 504 978

Unterführung unter dem Ringbahnhof Tempelhof, Bericht über die Besichtigung der — 994
Untertunnelung, Bericht über die Besichtigung der — des Landwehrkanals . . 874
Unterwassertunnel, Der neue — in Friedrichshagen bei Berlin. 392

Vereinigten Staaten, Vortrag über: Bauingenieurprobleme in den —. Was können und was sollen wir lernen. Von Prof. Dr.-Ing. Probst 100
Versicherung, Vergünstigung bei einer Gepäck- — für Mitglieder 468 488 504 524 596 612
—, Vergünstigung bei einer Kranken- — für Mitglieder 372 612 676
Versuchswesens, Vortrag über: Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau- —. Von Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Winkel 252
Vortragsankündigung. Vortragsreihe der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik („Akotech“) über Rußland, über Mittel- und Südamerika 20 908 944
— Chefredakteur Architekt Paulsen über: Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau in der Akademie der Künste. 80
— Dr.-Ing. Schenck und Magistratsoberbaurat Löschmann über „Straßenbau“ 924
— Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen 20 40 180

Wagner, Vortrag über: Die neuen Kraftwagenraum-Vorschriften vom Standpunkt des Feuersicherheitstechnikers. Von Branddirektor — 944
Wasserwerks, Bericht über die Besichtigung des Städtischen — bei Stolpe 818
Weihe, Kurzer Nachruf für Prof. Hermann — 504
Windbelastung bei Funktürmen. Vortrag über: Die Frage der —. Von Rgbmstr. Gießbach 658
Winddruckes, Arbeitsausschuß zur Untersuchung des —. Sitzung am 25. 6. 1926 mit Vortrag von Rgbmstr. Gießbach . 658
Winkel, Vortrag über: Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens. Von Reg.- und Baurat Dr.-Ing. — 252
Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, Arbeitsausschuß für —. (Bericht.) Referat von Architekt Franz Hoffmann. 798

Zemo-Awtschaly, Vortrag über den Bau der Wasserkraftanlage — (Transkaukasien). Von Dr.-Ing. Enzweiler 140

DRUCK VON H. S. HERMANN & CO.
BERLIN

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 1. Januar 1926 | Heft 1

Engineering
620.5
BA
Engineering
Library

BEITRAG ZUR FRAGE DES PASSIVEN ERDDRUCKES.

Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover.

Übersicht. Anknüpfend an die bisherigen Ergebnisse der von Herrn Prof. Franzius unternommenen Versuche über den passiven Erddruck wird ein neuer Vorschlag für die Berechnung des Erddruckes gemacht, der für den passiven Erddruck auf eine senkrechte Druckwand zahlenmäßig entwickelt wird. Für glatte Druckwand ist hierbei die gebräuchliche Annahme ebener Gleitflächen beibehalten, während für die Erfassung der bei rauher Wand beobachteten gekrümmten Gleitfläche einfache Annahmen gemacht werden. Als Beweisführung für das Vorhandensein einer gekrümmten Gleitfläche werden auch einige Versuchsergebnisse anderer Forscher mitgeteilt. Des weiteren werden die Ergebnisse der gebräuchlichen Berechnungsweise mit den nach dem Vorschlage des Verfassers erhaltenen Werten verglichen.

Prof. Franzius hat an gleicher Stelle in Heft 10 und 17 1924 über Versuche über den passiven Erddruck berichtet. Verfasser hat bei der Ausführung der Versuche mitgewirkt. Bei den dort beschriebenen Versuchen waren die Bewegungsvorgänge im Erdkörper durch die Verschiebungen wagerechter Ziegelmehlschichten beobachtet worden. Aus den hierbei gemachten und in der Abhandlung mitgeteilten Beobachtungen zog man den Schluß, daß die Gleitfläche durch eine Ebene ersetzt werden könne. Es war hierdurch anscheinend eine Übereinstimmung mit den Annahmen der gebräuchlichen Theorien für die Errechnung der Grenzwerte des Erddruckes gegeben. Bei der von Herrn Dr. Schiller[1]) durchgeführten Auswertung dieser Versuchsreihe war alsdann der Hauptwert auf die Nachprüfung der Zahlenwerte gelegt worden, die sich als nahezu doppelt so groß als die Theoriewerte für glatte Wand nach der Formel:

$$E = \frac{h^2}{2} \gamma \operatorname{tg}^2 \left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)$$

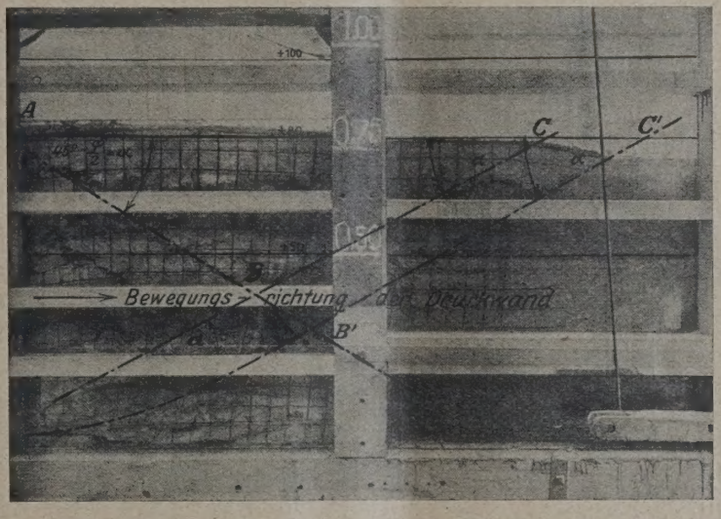
ergaben, wenn man als Reibungswinkel φ in der üblichen Weise den Böschungswinkel des lose geschütteten Materiales einsetzt.

Auf die Höhe der bei den Versuchen vorhandenen Kraftneigung zur Druckwand ist hierbei nicht weiter eingegangen.

Bei der Bestimmung dieser Zahlenwerte mußte die an den Seiten der Kastenwände entstehende Reibung rechnerisch berücksichtigt werden. Die grundlegenden Annahmen bei dieser rechnerischen Berücksichtigung der Reibung enthielten eine gewisse Willkür und damit eine gewisse Unsicherheit in den aus den Versuchen gezogenen Folgerungen.

Man hatte daher das Bestreben, diese Unsicherheit auszuschalten. Durch ein Verfahren, bei dem die Seitenwände des Kastens mit Schmierseife versehen und die Sandfüllung von dieser Schmierseife durch eine Papierlage getrennt wurde, gelang es, die Seitenreibung bedeutend zu vermindern. In der Ergänzung zu seinem Aufsatz in Heft 10 hat Herr Prof. Franzius die damals vorliegenden zahlenmäßigen Ergebnisse dieser Versuche kurz erwähnt. Die erhaltenen reinen Zugkräfte lagen im Bereiche der Schillerschen Rechnungswerte. Es wurde hieraus gefolgert, daß die gewählte Berücksichtigung der Seitenreibung als berechtigt angesehen werden könne.

Als wesentlicher Vorteil dieser dann mit dem alten Versuchsapparat weiter geführten Versuche stellte sich heraus, daß die Bewegungserscheinungen im Boden durch die Verschiebungen des auf die Papierlage aufgebrachten Quadratnetzes in guter Weise beobachtet werden konnten (Abb. 1 und 2).



Die Bewegungen im Erdkörper sind aus den Verschiebungen des Quadratnetzes zu erkennen.

Abb. 1. Schaubild zu einem Versuch.

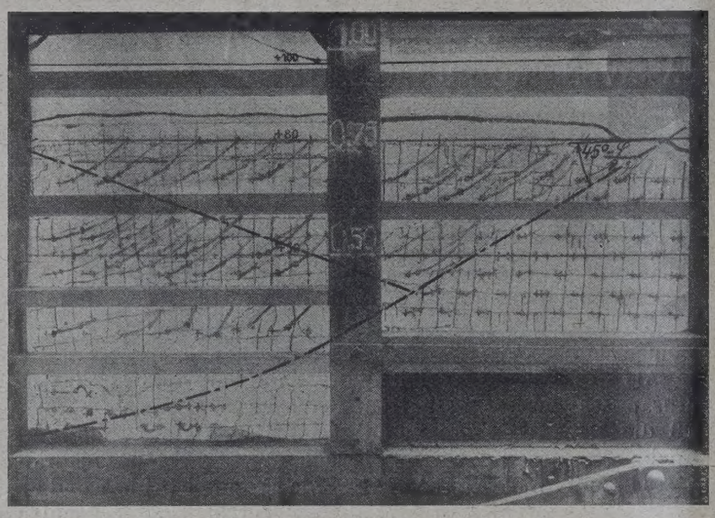
Durch die gegenüber der ersten Versuchsreihe genaueren Beobachtungen ergaben sich wichtige Aufschlüsse, die z. T. mit den aus den ersten Beobachtungen gezogenen Schlüssen nicht im Einklang standen. Eine kritische Betrachtung der ersten Versuchsreihe an Hand der neuen Ergebnisse ließ alsdann eine andere Erklärung für einige dort beobachtete Vorgänge als wahrscheinlicher erscheinen und ermöglichte einen Einblick in die durch die Versuchsanordnung bedingten Eigenheiten der Versuchsergebnisse. Es zeigte sich, daß die Annahme einer geraden Gleitfläche wahrscheinlich nur bedingt, d. h. für den Fall einer vollkommen glatten Wand zutrifft, die aber in der Praxis wohl kaum vorhanden sein wird. Daß diese Gleitfläche bei den ersten Versuchen vielfach beobachtet und den Abweichungen wenig Gewicht beigelegt wurde, läßt sich daraus erklären, daß einer in der Fläche der Druckwand wirkenden lotrecht nach oben gerichteten Kraft nur das Wandgewicht entgegenwirkte, zu der erst nach einer gewissen Aufwärtsbewegung die Auflagerkraft der unteren Laufrollen hinzukam. Erst wenn die Aufwärtsbewegung durch das Anliegen dieser Rollen gehemmt wurde, konnte sich daher ein der alsdann rein wagerechten Bewegungsrichtung der Druckwand entsprechender Kraftneigungswinkel bilden.

Es wurden demgemäß die beobachteten verschiedenen Gleitflächen auf diese bei der ersten Auswertung vernachlässigten Bewegungen zurückgeführt. Die vorhandene Versuchsanordnung, die bewußt nur auf die Messung der Horizontalkräfte eingestellt war, ermöglichte nicht in genügend genauer Weise einen Einblick in die damit entstehende Frage der Abhängigkeit der Gleitflächenform von den Bewegungen der Druckwand. Es wurde daher ein Entwurf für einen Umbau des Apparates aufgestellt, der die Erfassung der noch offenen Fragen ermöglichen sollte.

[1]) Dr. Hans Schiller, Mittel und Wege zur Messung des passiven Erddruckes, Hannover, März 1924.

Gegenüber der vorhandenen Versuchseinrichtung mußte der umgebaute Apparat also folgende Forderungen erfüllen:

1. genaueste lotrechte Einstellungsmöglichkeit der Druckwand,
2. Gewährleistung einer rein wagerechten Verschiebung,



Die Verschiebungen des Quadratnetzes und die eingezeichneten Wege verschiedener Eckpunkte zeigen die Deformation des Erdkörpers.

Abb. 2. Versuchsbild.

3. Ermöglichung von Verschiebungen in gleichzeitig wagerechter und senkrechter Richtung, d. h. also schräg nach oben und schräg nach unten,
4. die Möglichkeit drehender Bewegung,
5. Messung der wagerechten und senkrechten Kraftgröße in jedem Bewegungsstadium,

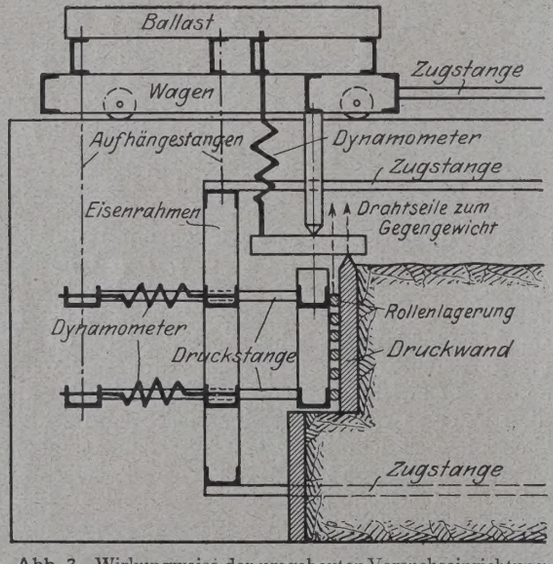


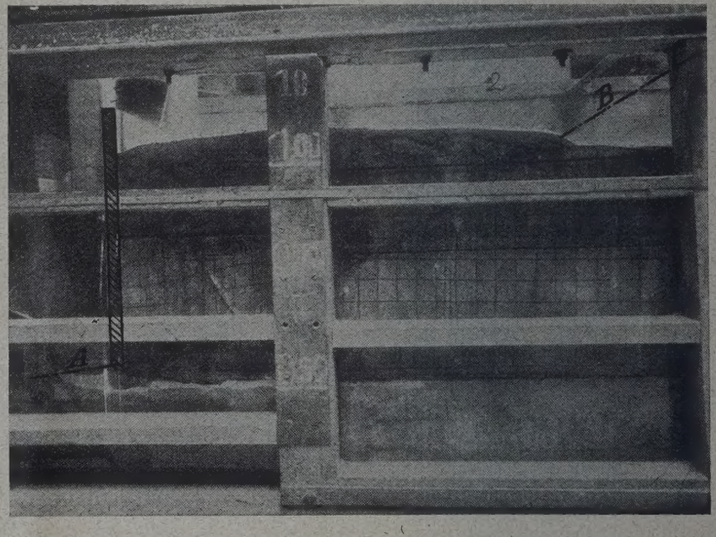
Abb. 3. Wirkungweise der umgebauten Versuchseinrichtung.

6. möglichst geringer Einfluß von Formänderungen der zur Übertragung der Kräfte auf die Meßapparate dienenden Konstruktionsteile.

Die Wirkungsweise der umgebauten Versuchseinrichtung geht aus Abb. 3 hervor. Man suchte die erwähnten Forderungen dadurch zu erfüllen, daß auf dem Kasten ein sehr stark konstruierter Wagen fährt, an dem sämtliche bewegten Teile angehängt sind. Die bei einer Vorwärtsbewegung auf die auf Rollen gelagerte Druckwand ausgeübte Kraft wird durch gelenkig gelagerte wagerecht liegende und in der Kastenachse laufende Träger auf Querträger übertragen, die durch Dynamometer mit einem aus U-Eisen gebildeten Eisenrahmen verbunden sind. An diesem Eisenrahmen greifen Zugstangen an, durch die die Vorwärtsbewegung des Rahmens erzeugt wird. Der Antrieb dieser Zugstangen erfolgt durch das auch bei der ersten Versuchseinrichtung benutzte Spindelgetriebe. Die senkrechten Kräfte werden durch einen Hebel auf ein an dem Wagen hängendes Dynamometer übertragen. Der Wagen wird durch eine Verbindung mit dem Spindeltrieb in der gleichen Geschwindigkeit vorwärtsgezogen wie der als Aufhängevorrichtung für die Dynamometer dienende Eisenrahmen.

Es sei erwähnt, daß die gleichen Gesichtspunkte auch für den Entwurf des von Herrn Prof. Franzius in der angezogenen Veröffentlichung erwähnten Apparates von 2×2 m² Druckfläche Verwendung fanden. Dieser Apparat befindet sich z. Z. vor der Fertigstellung und soll, da er wegen der großen Abmessungen sehr umfangreiche Versuchsvorbereitungen erfordert, in der Hauptsache für die Nachprüfung der mit der kleinen Versuchsvorrichtung erhaltenen Ergebnisse Verwendung finden. Die Möglichkeit der Nachprüfung der Modellversuche in den Ausmaßen der großen Versuchseinrichtung läßt erhoffen, daß die Forschungsergebnisse in hohem Maße den bei Bauwerken wirklich auftretenden Verhältnissen entsprechen werden. Beide Apparate gestatten es, den in der Praxis besonders bei Bohlwerken auftretenden Fall des wassergesättigten Bodens zu untersuchen.

Bei der Tagung der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft im Sommer 1925 wurde den Teilnehmern ein Versuch mit der damals noch nicht vollkommen fertigen kleinen Versuchseinrichtung vorgeführt. Da die Druckwand wegen des Fehlens der Rollen damals noch nicht beweglich gelagert war, wurde bei dem Versuch die Wand nur wagerecht verschoben, ohne daß die senkrechten Kräfte gemessen werden konnten. Dieser Versuch stellte also den Fall einer rauhen Wand dar, die nur wagerechte Bewegungsmöglichkeit besitzt. Der Versuch zeigte

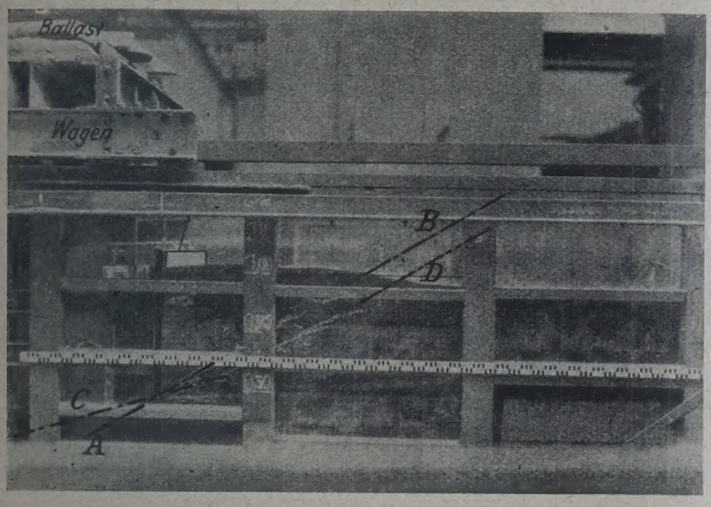


Rein wagerechte Bewegung der Druckwand. A—B = Gleitfläche.

Abb. 4. Erster Versuch mit der umgebauten Versuchseinrichtung.

die gute Brauchbarkeit der Versuchseinrichtung (Abb. 4). Der zweite Versuch wurde im September 1925 ausgeführt. Bei diesem Versuch war das Dynamometer zur Messung der senkrechten Kräfte durch einen Eisenstab ersetzt, der am oberen Ende ein Schraubengewinde besaß, das in Verbindung mit der Hebelübertragung es ermöglichte, die Aufwärtsbewegung der auf Rollen gelagerten Druckwand zeitweise zu unterbrechen und damit während desselben Versuches zwischen dem Fall einer wagerecht glatten Druckwand und einer rauhen Druckwand zu wechseln.

Auch dieser Versuch zeigte, daß die gewählte Konstruktion der Versuchseinrichtung eine eingehende Beobachtung gestattete (Abb. 5). Nachdem nunmehr auch das Dynamometer für die Messung der senkrechten Kräfte angeliefert ist, kann jetzt mit der Ausführung einer systematischen Versuchsreihe begonnen werden, für die die Wahrscheinlichkeit vorhanden



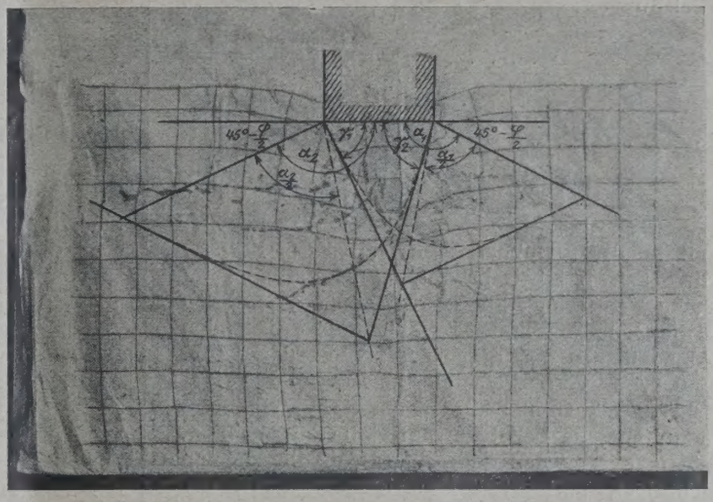
A—B = Gleitfläche bei unbehinderter Aufwärtsbewegung der Druckwand.
C—D = Gleitfläche bei behinderter Aufwärtsbewegung.

Abb. 5.
Zweiter Versuch mit der umgebauten Versuchseinrichtung.

ist, daß sie klärend auf den gesamten Fragenbereich der Bewegungsvorgänge im Erdkörper und der in ihm wirkenden Kräfte in Abhängigkeit von der Wandrauhigkeit und der Bewegungsmöglichkeit des Bauteiles wirken wird. Bei dem großen Umfang des zu erforschenden Gebietes und der technischen Schwierigkeiten der Durchführung werden diese Versuche geraume Zeit in Anspruch nehmen.

Da die Beantwortung der Frage nach der Größe des passiven Erddruckes in einer Form erfolgen muß, die es ermöglicht, sämtliche vorkommenden Fälle genügend zu beschreiben, so muß auch jede Versuchsanordnung Material für die anzustrebende allgemeine Lösung geben. Aus diesem Gesichtspunkte heraus wurden während des Umbaues des Apparates Versuche angestellt, um die Bewegungsvorgänge im Erdkörper unter einer wagerechten Fundamentplatte zu erforschen. Dieser Fall ist als Grenzlage einer schrägen Druckwand anzusehen. Bei dieser Versuchsreihe wurde eine wagerechte Platte so lange belastet, bis ein seitliches Ausweichen des Bodens stattfand. Einige Bilder, die die Bewegungserscheinungen im Sande darstellen, sind in Abb. 6 u. 7 wiedergegeben. Derartige Versuche wurden schon von Kurdjümoff, Strohschneider und Forchheimer in allerdings kleinerem Maßstabe ausgeführt. Diese Forscher versuchten hierdurch nur einseitig die Höhe der Grenzlast versuchstechnisch nachzuprüfen, ohne auf eine allgemeine Lösung des Erddruckproblems hinzuarbeiten.

Verfasser hat in einer Arbeit, die er der Technischen Hochschule Hannover als Promotionsarbeit eingereicht hat, das gesamte über den passiven Erddruck vorliegende Versuchsmaterial bearbeitet. Er glaubt schon jetzt ein Schema für die



Bewegungen im Erdkörper sind aus den Verzerrungen des □-Netzes zu ersehen.
——— vorgeschlagenes Bewegungsschema.
— — — beobachtete Bewegung.

Abb. 6. Schaubild zu einem Versuch über Fundamentbelastung.

Berechnung der Grenzwerte aufstellen zu können, das, obwohl der versuchstechnische Beweis noch nicht als vollkommen erbracht angesehen werden kann, doch manchen Vorzug gegenüber den hergebrachten Annahmen aufweisen dürfte. Dieser Vorschlag, der im folgenden Teil zunächst für den Fall der senkrechten Druckwand entwickelt werden soll, versucht der Errechnung der Grenzwerte zutreffendere Annahmen der Bewegungsvorgänge zugrunde zu legen, als die als sehr willkürlich zu bezeichnende ebene Gleitfläche. Er bildet einen Teil der erwähnten Doktorarbeit.

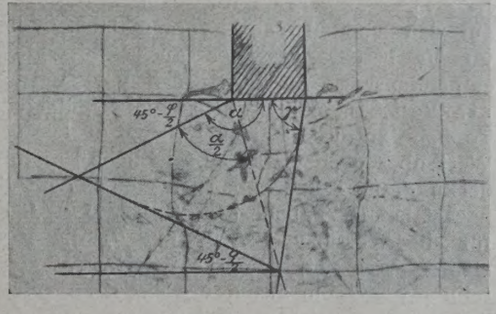


Abb. 7. Schaubild. (Erklärung s. Abb. 6.)

(Fortsetzung folgt.)

DIE BERECHNUNG UND BEWEHRUNG EINFACHER UND UMSCHNÜRTER EISENBETONSÄULEN.

Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

Übersicht. Angabe eines sehr einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens, mittels dessen man durch wenige Rechenschieberstellungen alle Abmessungen einfacher und spiralarmierter Eisenbetonsäulen so erhält, daß nicht nur alle diesbezüglichen amtlichen Vorschriften von vornherein erfüllt sind, sondern außerdem die in jedem möglichen Fall geringste zulässige Eisenmenge in der günstigsten Aufteilung, also die erreichbar wirtschaftlichste Anordnung sich ergibt. — Angabe einfacher und genauer Faustformeln für die erforderlichen Materialmengen für 1 m Säulenlänge. — Rechnungsbeispiele.

A. Umschnürte Säulen.

Die amtliche Formel:

$$\frac{P}{\sigma_b} = F_i = (F_k + 15\,F_e + 45\,F_s)$$

ist eine Gleichung mit drei Unbekannten (F_k, F_e und F_s), die mit Hilfe der in den amtlichen Bestimmungen enthaltenen drei Grenzbedingungen:

$$A \ldots\ldots (F_k + 15\,F_e + 45\,F_s) \leq 2\,F_b$$
$$B \ldots\ldots 0{,}008\,F_b \leq F_e \leq 0{,}03\,F_b$$
$$C \ldots\ldots F_s \leq 3\,F_e$$

aufzulösen ist. Diese Auflösung ist zwar durch eine oder zwei Versuchsrechnungen bei einiger Übung und Erfahrung nicht allzu schwierig auszuführen, aber solche rein versuchsmäßige Lösung kann nicht befriedigen; denn sie bringt zwar mögliche, aber selten oder nie die erreichbar günstigsten Ergebnisse, die eine volle Ausnutzung des Materials in den zulässigen

Grenzen gewährleisten würden. In meiner Veröffentlichung „Über die Berechnung eisenbewehrter Betonstützen" (Zeitschrift „Beton und Eisen" 1923, Heft 9, S. 124 u. f.) habe ich gezeigt, wie man auf sehr einfache Weise durch Umformung der obigen Gleichung mit drei Unbekannten in die nachstehenden drei Gleichungen:

$$D \ldots\ldots F_k = \alpha \frac{P}{\sigma_b}$$

$$E \ldots\ldots F_e = \beta \frac{P}{\sigma_b}$$

$$F \ldots\ldots F_s = \gamma \frac{P}{\sigma_b}$$

mit je einer Unbekannten (α, bzw. β, bzw. γ) diese Schwierigkeit behebt, und habe eine einfache Bemessungstabelle aufgestellt, mit deren Hilfe jede umschnürte Säule sofort in allen Abmessungen so dimensioniert werden kann, daß von vornherein gleichzeitig alle vorgeschriebenen Grenzbedingungen erfüllt sind und man für jede beliebige Materialbeanspruchung, die man erreichen oder einhalten will, die zugehörigen geringsten Materialmengen in der günstigsten Verteilung und Anordnung erhält.

Der Platzersparnis halber und um Wiederholungen zu vermeiden, werde ich die Kenntnis oben erwähnter Abhandlung voraussetzen und nachstehend nur die neuen Ergebnisse ableiten.

Was zunächst das Querschnittsverhältnis $v = \frac{F_b}{F_k}$ anbelangt, so habe ich mich damals auf den von Mörsch vorgeschlagenen Wert $v = 4/3$ beschränkt, der auch weiterhin als empfehlenswert zu bezeichnen ist. Bei sehr starken Säulen allerdings, die Hunderte von Tonnen zu übertragen haben, dürfte dieser Wert aber doch etwas zu reichliche Betonüberdeckung zur Folge haben; ich habe deshalb in nachstehender Tabelle 1, außer für $v = 4/3$ noch für die Werte $v = 5/4$, $6/5$ und $7/6$ die Koeffizienten errechnet, bemerke jedoch, daß die Abteilung $v = 7/6$ nur ausnahmsweise bei ungewöhnlich großen Auflasten von mindestens 500 t und auch nur dann benutzt werden sollte, wenn eine Feuersgefahr in den umschließenden Räumen so gut wie ausgeschlossen erscheint. Bei Säulen im Freien bleibt der Wert $v = 7/6$ tunlichst ausgeschlossen, namentlich in Gegenden mit erhöhter Rostgefahr für die Spirale (bei Auftreten von Rauchgasen, Säuredämpfen usw.).

Die einfache Anwendung der Tabelle ist unten an Beispielen noch erläutert.

Die links der starken getreppten Linie angegebenen drei Gruppen sind die wichtigsten und daher häufigst benutzten. Sie geben für ihre zugehörigen v-Abteilungen die schlankste noch eben zulässige Ausbildung der Säule, also die jeweils maximal bewehrte Stütze an. Für überschlägliche, z. B. Entwurfsberechnungen wird man sich ausschließlich ihrer bedienen, weil sie den höchsten Meterpreis bedingen und spätere Abänderungen keine Verteuerungen zur Folge haben. Aber auch sonst wird, wenn umschnürte Säulen zur Ausführung kommen, zumeist die schlankste Ausbildung die gewünschte und auch angewendete sein. Vielleicht hätte die Angabe dieser drei Gruppen überhaupt genügt; aber ich habe die anderen Gruppen rechts der Treppenlinie mit angegeben, einmal um auch für nicht voll ausgenutzte Umschnürungen dieselbe einfache Dimensionierung zu ermöglichen, und ferner besonders noch deswegen, weil man bei etwa vorher festliegenden Betonabmessungen der Säule mit Hilfe dieser Tabelle die zugehörigen noch eben zulässigen Minimalmengen an Eisen für die Quer- und Längsbewehrung mühelos findet, was eindeutig bisher nicht möglich war. Untenstehendes Beispiel 2 zeigt, wie man hierbei vorzugehen hat.

Manchem Konstrukteur wird auch die erste vertikale Spalte links sehr erwünscht sein, aus der er ersieht, welchen der drei (resp. vier) Werte v er am besten auswählen wird, damit die ausgeführte Säule den gewählten rechnerischen Grundlagen möglichst vollkommen entspricht. Ich möchte nicht verfehlen, an dieser Stelle nochmals zu erwähnen, daß man bei Anwendung meines Verfahrens von vornherein alle amtlichen Bedingungen für F_b, F_k F_e und F_s erfüllt und gleichzeitig bei der jeweils höchst zulässigen oder der willkürlich anders begrenzten Materialanstrengung die für den betreffenden Fall geringsten Eiseneinlagen in der wirtschaftlichsten Verteilung erhält, so daß sich irgend eine Kontrolle nach dieser Richtung hin erübrigt.

Sind dergestalt die Größen F_b, F_k, F_e und F_s gefunden und ist somit die eigentliche Mengendimensionierung fertig, so folgt die Bestimmung der sich daraus ergebenden Durchmesser für das Betoneck, den Betonkern und die Eiseneinlagen.

Tabelle 1.

Bemessungstafel für umschnürte Säulen.

$F_k = \alpha\, P/\sigma_b$ | $F_b = v\, F_k$ | $U = \backsim 10/3\, D_b$ = Umfang von 1 m Säule

$F_e = \beta$ „ | $D_k = 1{,}1284\sqrt{F_k}$ | $f = \backsim \frac{p^2}{10}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$ = Querschnitt der Spirale

$F_s = \gamma$ „ | $D_b = 1{,}0987\sqrt{F_b}$ Achteck | $w = \frac{\varepsilon}{f}\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$ = Anzahl der Wicklungen auf 1 m Säulenlänge

P in t; σ_b in kg/cm²

$v = F_b/F_k$		p %	3 1/3 %	3,2 %	~3,1 %	3,0 %	2,8 %	2,6 %	2,4 %	2,2 %	2,0 %
für P < 200 t	v = 4/3	α	375	385	394	403	424	446	472	500	532
		β	4,17	4,10	4,20	4,30	4,52	4,76	5,03	5,33	5,67
		γ	12,50	12,31	12,07	11,83	11,30	10,71	10,06	9,33	8,51
		ε	18,21	17,71	17,16	16,62	15,49	14,30	13,07	11,77	10,41
für P = 200 bis 400 t	5/4	α		400	409	419	440	462	488	516	548
		β		4,00	4,09	4,19	4,40	4,62	4,88	5,16	5,48
		γ	—	12,00	11,76	11,52	10,99	10,40	9,76	9,03	8,22
		ε		16,93	16,73	15,88	14,79	13,64	12,47	11,21	9,91
für P ≧ 400 t	6/5	α			417	429	450	473	498	526	558
		β			4,00	4,12	4,32	4,54	4,78	5,05	5,36
		γ	—	—	11,63	11,32	10,79	10,21	9,56	8,84	8,04
		ε			16,07	15,42	14,35	13,25	12,08	10,87	9,60
nur ausnahmsweise und nur für P > 500 t	(7/6)	α			429	436	457	480	505	533	565
		β			4,00	4,07	4,26	4,48	4,71	4,98	5,27
		γ	—	—	11,37	11,18	10,65	10,07	9,43	8,71	7,91
		ε			15,49	15,11	14,06	12,97	11,84	10,64	9,39

Zu beachten ist § 19, Nr. 3 der „Vorschriften" von 1925.

Am gebräuchlichsten $p > 3\%$; besonders häufig sind die Werte links von der starken Linie (p_{max}). Bei $\sigma_b = 35$ kg/cm² (am üblichsten) erhält man für 1 m Säulenlänge (P in t einzusetzen!)

bei p max	Material	bei p = ~ 2%
P/700	m³ Beton	P/640
P/2500	t Eisen	P/3200
$0{,}140\sqrt{P}$	m² Schalungsfläche	$0{,}164\sqrt{P}$

Hierbei werden folgende Bezeichnungen gebraucht:

D_b = kleinster Durchmesser des Beton-Ecks,
D_8 = „ „ „ „ -Achtecks,
D_6 = „ „ „ „ -Sechsecks,
D_k = D = Durchmesser des Betonkerns,
f = Querschnittsfläche der Spirale,
$p\,\% = $ Bewehrungsverhältnis $\frac{F_e + F_s}{F_b}$ in %,
s = Ganghöhe einer Spiralwindung in Richtung der Säulenachse,
v = Querschnittsverhältnis $\frac{F_b}{F_k}$,
w = Anzahl der Spiralwindungen oder Ringe auf 1 m Säulenlänge.

Dann ist für jedes beliebige v:

$$D = 1{,}1284 \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}} = c \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

worin c der bekannte, auf jedem Rechenschieber besonders angemerkte Koeffizient für Kreisberechnungen ist,

$$D_8 = 1{,}0987 \sqrt{v\,\alpha \frac{P}{\sigma_b}} = \backsim 1{,}099 \sqrt{v\,\alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

$$D_6 = 1{,}0746 \sqrt{v\,\alpha \frac{P}{\sigma_b}} = \backsim 1{,}075 \sqrt{v\,\alpha \frac{P}{\sigma_b}},$$

welche Beziehungen sich leicht aus den Flächenformeln für Achteck und Sechseck ergeben. In diesen Ausdrücken sind P und σ_b gegeben (P in t, σ_b in kg/cm² einsetzen!), v wird nach den Ausführungen oben gewählt und α aus der Tabelle entnommen, so daß nun die Betonabmessungen (D_8, D_6 und D in cm!) festliegen. Über die Längseisenaufteilung ist nicht viel auszusagen; man teilt F_e tunlichst in 6—10 Längsstäbe auf. Ausführlicher ist noch auf die Einteilung und Anordnung der errechneten Querbewehrung F_s einzugehen.

Nach den amtlichen Bestimmungen ist zu setzen: $\frac{f}{s} = \frac{F_s}{\pi D}$, wodurch man mit $s = \frac{100}{w}$ erhält:

$$w f = \frac{100 F_s}{\pi D} = \frac{100 \gamma \frac{P}{\sigma_b}}{\pi c \sqrt{\alpha \frac{P}{\sigma_b}}} = \frac{100 \gamma}{\pi c \sqrt{\alpha}} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = \frac{50 \gamma}{\sqrt{\alpha \pi}} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

$$w f = \varepsilon \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

bzw.

$$(1) \qquad \underline{w = \frac{\varepsilon}{f} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}}.$$

Die Werte ε sind in obiger Tabelle für alle darin enthaltenen Bewehrungsmöglichkeiten fertig ausgerechnet. Aus Formel (1) findet man sofort die Anzahl der erforderlichen Wicklungen oder Ringe für 1 m Säulenlänge, wenn der Querschnitt f der Spirale oder der Ringe gegeben oder gewählt worden ist. Die Wahl von f muß so erfolgen, daß nach den Vorschriften:

1. $s < \frac{D}{5}$ $\left(\text{bzw. } w > \frac{500}{D} \text{ bzw. } f < \frac{\gamma}{5\pi} \cdot \frac{P}{\sigma_b}\right)$,

2. $s \leq 8\text{ cm}$ $\left(\text{bzw. } w \geq 12{,}5 \text{ bzw. } f \leq \frac{\varepsilon}{12{,}5} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\right)$,

und aus baulichen Rücksichten:

3. $s > 3\text{ cm}$ $\left(\text{bzw. } w < 33{,}3 \text{ bzw. } f > \frac{\varepsilon}{33{,}3} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}\right)$.

Ich möchte hier für die Wahl von f die sehr einfache Formel

$$(2) \qquad \underline{f = \frac{p^2}{10} \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}}$$

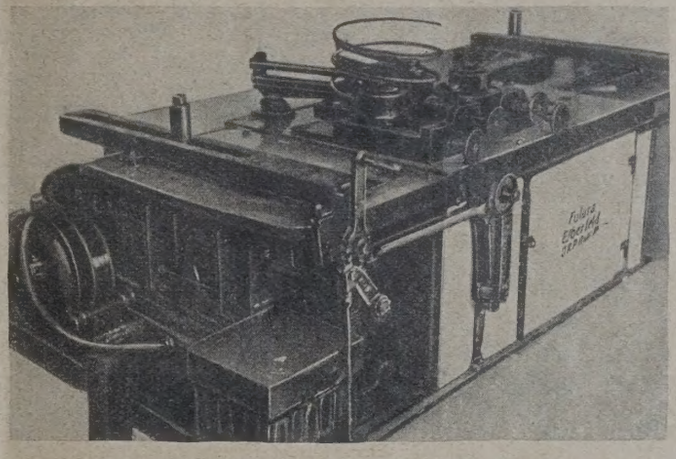
vorschlagen, mit welcher man auf 1 m Säulenlänge

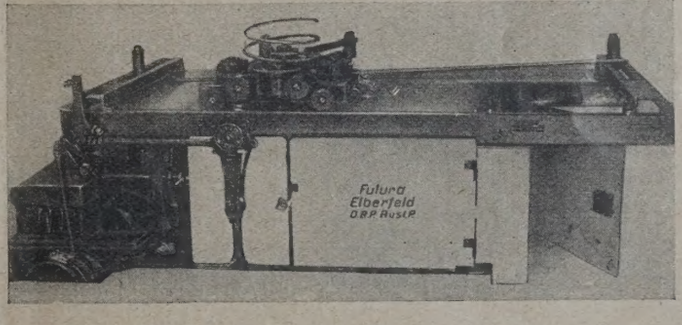
$$(2a) \qquad \underline{w = \frac{10\,\varepsilon}{p^2}}$$

Windungen erhält.

Diese Formel erfüllt in ausnahmslos allen praktischen und theoretisch möglichen Fällen alle drei Bedingungen. Sie hat aber außer der sofortigen Erfüllung der amtlichen Vorschriften noch den Vorteil, daß man mit ihr stets solche Spiralstärken erhält, wie sie bei den betreffenden Betonabmessungen in der Praxis üblich sind, so daß auch ein noch ungeübter Konstrukteur bei Anwendung dieser Formel von selbst die zutreffende Eisenstärke der Spirale ermittelt. Bei ihrer Anwendung liegt s in den für die Praxis wichtigen Fällen in der Nähe von 5 cm, was durchschnittlich w = 20 Wicklungen auf 1 m ausmacht.

An dieser Stelle seien einige Worte über die praktische Herstellung von Spiralumschnürungen eingeschaltet. Während man noch bis vor kurzem die Wicklungen von Hand ausführte, wozu man sich eines aus Holz gefertigten Hohlkernes ähnlich den bekannten Seilrollen bediente, hat neuerdings die durch ihre Biege- und Schneidemaschinen bekannte Elberfelder Baumaschinenfabrik „Futura" (A. Wagenbach & Cie.) ihren Biegetisch „Rekord" durch die patentierte Erfindung einer Einrichtung für das Biegen von Spiralen, Ringen und Bögen zu einer Universalbiegemaschine erweitert. Mit Hilfe dieser sehr rasch und genau arbeitenden Maschine können Rundeisen von beliebigem Durchmesser jetzt auch zu Spiralen jeden Kerndurchmessers und jeder Ganghöhe gebogen werden mit einer Geschwindigkeit, die früher auch nicht annähernd erreicht werden konnte, so daß bedeutende Ersparnisse an





Löhnen und an Erstellungszeit erzielt werden. Die beiden beigefügten Abbildungen zeigen zwei Aufnahmen des neuesten Modelles der Maschine mit der aufmontierten Einrichtung für die Spiralbiegung.

Der allgemeinen Anwendung spiralbewehrter Säulen, die bisher u. a. auch durch das Fehlen einer zugleich einfachen und die wirtschaftlichste Bewehrung gewährleistenden Berechnung und besonders durch das Fehlen einer schnell und billig arbeitenden Spiralwickelmaschine behindert war, steht somit nun kein Hindernis mehr im Wege, so daß zu erwarten ist, daß die spiralbewehrten Säulen in Kürze mindestens

dieselbe Verbreitung erfahren werden, wie die einfachen bügelbewehrten Stützen, vor denen sie ja viele praktische und statische Vorzüge haben. Ausschließliche Anwendung der Spiralbewehrung ist bei den Säulen unter Pilzdecken zu erwarten.

Die Dimensionierung ist mit obigem beendet; die nachher folgenden Beispiele werden die einfache Anwendung des entwickelten Verfahrens noch veranschaulichen. Zunächst seien aber noch die allgemeinen Gleichungen zur Bestimmung der Koeffizienten α, β und γ mitgeteilt (die Gleichung für ε: $\varepsilon = \frac{50\,\gamma}{\sqrt{\alpha\,\pi}}$ war schon oben gegeben), für den Fall, daß aus irgend einem Grunde die Koeffizienten für andere Werte von v und p, als in der Tabelle enthalten sind, bestimmt werden sollen (den Beweis für die Richtigkeit erhält man, wenn man in der bereits erwähnten Veröffentlichung in „Beton und Eisen" 1923 grundsätzlich statt $\frac{F_b}{F_k} = \frac{4}{3}$ den allgemeinen Wert $\frac{F_b}{F_k} = v$ einsetzt).

$$(3a)\qquad \left\{\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{100\,000}{100 + 45\,p\,v - 24\,v} \\ \beta_1 &= \frac{\alpha\,v}{125} \\ \gamma_1 &= \beta\left(\frac{5}{4}\,p - 1\right) \end{aligned}\right\} \text{ für } p \leq 3{,}2,$$

$$(3b)\qquad \left\{\begin{aligned} \alpha_2 &= \frac{8\,c\,00}{8 + 3\,p\,v} \\ \beta_2 &= \frac{\alpha\,p\,v}{400} \\ \gamma_2 &= 3\,\beta \end{aligned}\right\} \text{ für } p \geq 3{,}2.$$

Die Bewehrungsgrenzen sind:

$$(4a)\qquad \text{für } p \leq 3{,}2 \left\{\begin{aligned} p_{min}\,\% &= 4 \cdot \frac{34\,v - 25}{45\,v}\,\% \\ p_{max}\,\% &= 4 \cdot \frac{56\,v - 25}{45\,v}\,\% \end{aligned}\right.$$

$$(4b)\qquad \text{für } p \geq 3{,}2 \left\{\begin{aligned} p_{min}\,\% &= 3{,}2\,\% \text{ (unabhängig von v)} \\ p_{max}\,\% &= 8 \cdot \frac{2\,v - 1}{3\,v}\,\% \end{aligned}\right.$$

Da nach den amtlichen Vorschriften

$$F_k + 15\,F_e + 45\,F_s = \frac{P}{\sigma_b}$$

und

$$F_k + 15\,F_e + 45\,F_s \leq 2\,F_b$$

sein soll, wird bei maximaler Ausnutzung dieser Bestimmungen (also bei p_{max}):

$$\frac{P}{\sigma_b} = 2\,F_b \text{ bzw. } 1000 = 2\,v\,\alpha,$$

$$\alpha\,v = 500 = \text{const.},$$

und da beim n-Eck

$$F_b = \frac{n}{4}\,D_b^2 \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{n}\right) \text{ bzw. } D_b = 2\sqrt{\frac{\alpha\,v}{n \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{n}\right)}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

ist, so werden bei p_{max} die Betonabmessungen

$$F_b = 500\,\frac{P}{\sigma_b} \text{ bzw. } D_b = 20\sqrt{\frac{5}{n \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{n}\right)}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

und

$$D_k = 10\,c\sqrt{5} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

zu unveränderlichen Größen. Da in der Praxis spiralbewehrte Säulen zumeist mit p_{max} ausgeführt werden, so kann man gerade für diesen wichtigsten Fall ohne Rücksicht auf v die Abmessungen der Säulen eindeutig festlegen. Man erhält für das Achteck, das zumeist in Anwendung kommt,

$$(5)\qquad \left\{\begin{aligned} F_b &= 500\,\frac{P}{\sigma_b} \quad \text{mit } D_b = 24{,}57\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \\ F_e &= \backsim 4{,}1\,\frac{P}{\sigma_b} \\ F_s &= \backsim 3\,F_e\,; \qquad f = \backsim 1{,}0\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \end{aligned}\right.$$

Für überschlägliche Entwurfsberechnungen ersetzen die Formeln (5) die obige Tabelle. Da solche Überschlagsrechnungen meist mit $\sigma_b = 35$ kg/cm² ausgeführt werden, so lassen sich die Formeln (5) noch vereinfachen zu:

$$(5a)\qquad \left\{\begin{aligned} F_b &= 14{,}33\,P \quad \text{mit } D_b = 4{,}16\sqrt{P} \\ F_e &= 0{,}12\,P \\ F_s &= 0{,}36\,P \qquad f = 0{,}17\sqrt{P} \end{aligned}\right.$$

Mit diesen Werten erhält man bei maximal bewehrten Spiralsäulen die erforderlichen Materialmengen für 1 m Säulenlänge:

$$(6)\qquad \left\{\begin{aligned} B &= \frac{P}{700}\ \text{m}^3 \text{ Beton} \\ E &= \frac{P}{2500}\ \text{t Eisen} \\ S &= 0{,}140\sqrt{P}\ \text{m}^2 \text{ Schalung} \end{aligned}\right\} \text{P in t einzusetzen.}$$

Bei nur 2 %iger Bewehrung würde man erhalten:

$$(6a)\qquad \left\{\begin{aligned} B &= \frac{P}{640}\ \text{m}^3 \text{ Beton} \\ E &= \frac{P}{3200}\ \text{t Eisen} \\ S &= 0{,}164\sqrt{P}\ \text{m}^2 \text{ Schalung.} \end{aligned}\right.$$

Für andere Berechnungsverhältnisse kann man zwischen diesen beiden Wertegruppen mit genügender Genauigkeit geradlinig interpolieren.

Schließlich noch einige Worte über die kleinsten zulässigen Querschnitte $F_i = \frac{P}{\sigma_b}$ für Spiralsäulen. Nach den amtlichen Vorschriften (§ 14, Nr. 11) ist im eigentlichen Trägerbau (ausgenommen sind nur untergeordnete Fensterstützen usw., die für Spiralbewehrung kaum in Frage kommen) der kleinste zulässige Betoneckdurchmesser $D_{b\,min} = 25$ cm. Hiernach erhält man aus:

$$D_{8_{min}} = 25\text{ cm} = 1{,}0987\sqrt{(\alpha\,v)_{max}\,\frac{P}{\sigma_b}} = 1{,}0987\sqrt{\frac{6250}{7} \cdot \frac{P}{\sigma_b}}$$

das theoretisch geringst mögliche $\frac{P}{\sigma_b}$:

$$\left(\frac{P}{\sigma_b}\right)_{min} = \backsim 0{,}58,$$

bzw.

$$F_{i_{min}} = 580\text{ cm}^2.$$

Für kleinere F_i darf die Berechnung nicht mehr nach den Vorschriften für spiralbewehrte Stützen durchgeführt werden, wozu auch keine Veranlassung vorliegt. Vielmehr ist der Fall $\frac{P}{\sigma_b} = 0{,}58$ nur von theoretischem Belang, denn es läßt sich leicht nachweisen, daß hierbei die Vorschrift $s < \frac{D}{5}$, aus der sich die Bedingung $f < \frac{\gamma}{5\,\pi} \cdot \frac{P}{\sigma_b}$ ableitet, einen Spiraldurchmesser $\delta < 4$ mm erfordert.

In der Praxis kommen Spiralen von kleinerem Durchmesser als 7 mm kaum zur Ausführung, was rückwärts ein $\left(\frac{P}{\sigma_b}\right)_{min} = 1{,}2$ bedingt. Obige Tabelle enthält sogar noch die Möglichkeit, bis $\frac{P}{\sigma_b} = \backsim 0{,}728$ zu dimensionieren, dürfte also restlos alle für die Praxis in Frage kommenden Fälle enthalten.

1. Beispiel.

Umschnürte Säule ohne Knickgefahr.

Gegeben:

Geschoßhöhe 8 m; $P = 350$ t; $\sigma_b = 35$ kg/cm²; so daß $\frac{P}{\sigma_b} = 10{,}00$

Gewählt:

$v = 5/4$ und $p = 3{,}2$ %, so daß $\frac{p^2}{10} = \backsim 1{,}0$ ist.

Man findet:

$F_b = 12{,}50 \cdot 400 = 5000$ cm²; $D_b = 1{,}099\sqrt{5000} = 77{,}8 = \backsim 78$ cm

$F_k = 10{,}00 \cdot 400 = 4000$ cm²; $D_k = 1{,}128\sqrt{4000} = 71{,}3$ cm

$F_e = 10{,}00 \cdot 4{,}00 = 40$ cm²; $f = \backsim 1{,}0\sqrt{10} = 3{,}17$ cm²

$F_s = 10{,}00 \cdot 12{,}00 = 120$ cm²; $U = \frac{10}{3} \cdot 0{,}78 = 2{,}60$ m².

Gewählt:

$D_b = 78$ cm; $D_k = 71{,}5$ cm; $f = 1\,\varnothing\,20\,(= 3{,}14$ cm²).

Überdeckung $\ddot{u} = \frac{78 - 71{,}5 - 2{,}0}{2} = 2{,}25$ cm

$w = \frac{16{,}93}{3{,}14}\sqrt{10} = \backsim 17$ Wicklungen auf 1 m; $s = 5{,}85$ cm.

(Wäre $v = \frac{6}{5}$ mit $p = \backsim 3{,}1$ % gewählt worden, so hätte man gefunden $D_b = 78$ cm; $D_k = 73$ cm; $f = 1\,\varnothing\,20$; so daß die Überdeckung $\ddot{u} = \frac{78 - 73 - 2{,}0}{2} = 1{,}5$ cm betragen hätte, was bei dieser starken Säule recht knapp ist).

2. Beispiel.

Umschnürte Säule ohne Knickgefahr, aber mit vorgeschriebenem Durchmesser D_b.

Gegeben:

$P = 182$ t; $\sigma_b = 35$ kg/cm²; also: $\frac{P}{\sigma_b} = 5{,}2$; $D_b = 60$ cm.

Gewählt: $v = 4/3$.

Aus $D_b = 1{,}099\sqrt{v F_k}$ folgt $F_k = \frac{60^2}{4/3 \cdot 1{,}099^2} = 2230$ cm²;

und aus $F_k = \alpha \frac{P}{\sigma_b}$ folgt $\alpha = \frac{2230}{5{,}2} = 425$.

Hierzu gehört nach der Tabelle $p\,^0/_0 = 2{,}8$ %; die weitere Bemessung erfolgt wie bei Beispiel 1, nämlich:

$F_e = 5{,}2 \cdot 4{,}52 = 23{,}5$ cm²; $D_k = 1{,}1284\sqrt{2230} = 53{,}5$ cm

$F_s = 5{,}2 \cdot 11{,}30 = 58{,}7$ cm²; $f = \frac{2{,}82}{10}\sqrt{5{,}2} = 1{,}79$ cm²

$U = 10/3 \cdot 0{,}60 = 2$ m².

Gewählt:

$f = 1\,\varnothing\,15 = 1{,}77$ cm²

mit $w = \frac{15{,}49}{1{,}77}\sqrt{5{,}2} = 20$ Wicklungen/lfd. m; $s = 5$ cm.

3. Säulen mit Knickgefahr.

Bei Säulen, deren Durchmesser D_b kleiner als $^1/_3$ der Geschoßhöhe ist, muß nach den neuen „Vorschriften" von 1925 wegen Knickgefahr mit einer erhöhten Belastung $\omega \cdot P$ statt P gerechnet werden. ω ist einer Tabelle zu entnehmen. Gegeben sei z. B. eine Geschoßhöhe $H = 5$ m, ferner $P = 35$ t und $\sigma_b = 35$ kg/cm², also $\frac{P}{\sigma_b} = 1{,}00$. Mit $v = 4/3$ und $p = 3^1/_3$ % würde man $D_b = 1{,}099\sqrt{4/3 \cdot 375 \cdot 1{,}00} = 1{,}099\sqrt{500} = 24{,}8$ cm finden, so daß sich die geringst zulässige Säulenstärke $D_b = 25$ cm ergibt. Folglich $\frac{H}{D} = 20$ und nach den „Vorschriften" $\omega = 1{,}7$, also $P = 1{,}7 \cdot 35 = 59{,}5$ t; $\frac{P}{\sigma_b} = 1{,}70$. Hierzu ist:

$$D_b = 1{,}099\sqrt{4/3 \cdot 375 \cdot 1{,}70} = 1{,}099\sqrt{850} = 32 \text{ cm}$$

$D_b = 32$ cm.

Zu beachten ist, daß durch den vergrößerten Durchmesser das Verhältnis $\frac{H}{D}$ geringer geworden ist, nämlich: $\frac{H}{D} = \frac{500}{32} = 15{,}6$, wozu $\omega = 1{,}26$ gehört. Man hat nun also weiter zu dimensionieren mit:

$$\frac{P}{\sigma_b} = 1{,}26 \cdot 1{,}00 = 1{,}26 \text{ und } D_b = 32 \text{ cm},$$

also entsprechend Beispiel 2 mit gegebenem Durchmesser.

Die Ausführungen über die Berechnung der umschnürten Säulen seien nun durch nachstehende Betrachtung zum Abschluß gebracht. Wie berechnet man den kleinst möglichen Durchmesser einer umschnürten Säule bei Knickgefahr? Diese Lösung ist sehr schwierig. Die neuen Vorschriften bezüglich der größeren „Knicklast", wenn ich sie so nennen darf, sind nicht sehr glücklich gewählt und lassen eine einfache theoretische Abteilung des Minimums nicht zu, weil ω durch die starre Vorschrift der geradlinigen Interpolation keinen einfachen gesetzmäßigen Verlauf nimmt. Man ist hier zum Probieren gezwungen. Hätte man im letzten Beispiel die dünnste Säule verlangt, so wäre man folgendermaßen vorgegangen:

Gefunden war $D_{b_1} = 25$ cm; $\omega_{(1)} = 1{,}7$. Da ja mit der Last auch D_b wächst (proportional zu $\sqrt{P}$), so wird ω entsprechend kleiner sein.

Wir schätzen also vorläufig:

$\omega_{(2)} = 1{,}5$; $P = 1{,}5 \cdot 35$ t. Hierzu ist $D = 30$ cm; $\frac{H}{D} = 16{,}7$, und $\omega = 1{,}37$. Nächste Schätzung $\omega_{(3)} = 1{,}41$; $P = 1{,}41 \cdot 35$ t. Hierzu $D = 29{,}2$ cm mit $\frac{H}{D} = 17{,}1$ und $\omega = 1{,}41$.

Der geringst mögliche Durchmesser ist demnach $D_{b\,min} = 29{,}2$ cm.

B. Säulen mit einfacher Bügelbewehrung.

Hier ist nach den „Vorschriften"

$$\frac{P}{\sigma_b} = F_b + 15\,F_e$$

zu setzen und man erhält:

$$\text{A)}\quad F_b = \alpha \frac{P}{\sigma_b}$$

$$\text{B)}\quad F_e = \beta \frac{P}{\sigma_b}$$

und es wird mit $p\,^0/_0 = \frac{F_e}{F_b}$ in $^0/_0$:

$$\left.\begin{aligned} \alpha &= \frac{100\,000}{100 + 15\,p} \\ \beta &= \frac{1000\,p}{100 + 15\,p} \end{aligned}\right\} \text{ wenn } P \text{ in t; } \sigma_b \text{ in kg/cm}^2.$$

Tabelle 2.

Bemessungstafel für einfache Säulen.

$F_b = \alpha\,P/\sigma_b$, $F_e = \beta\,P/\sigma_b$ (P in t; σ_b in kg/cm²); $p\,\% = \frac{F_e}{F_b}$ in $^0/_0$

p %	0,5 %	0,6 %	0,7 %	0,8 %	0,9 %	1 %	1¼ %	1½ %	2 %	2½ %
α	930	917	905	893	881	870	842	816	769	727
β	4,65	5,50	6,33	7,14	7,93	8,70	10,53	12,24	15,38	18,18

Zu beachten sind: § 14, Nr. 11 und § 19, Nr. 3 der „Vorschriften".

Am gebräuchlichsten bei einfachen Säulen ist $p = 0{,}5$ % bis $p = 1^1/_4$ %.

Beispiel:

Gegeben: $P = 70$ t; $\sigma_b = 35$ kg/cm²; $\frac{P}{\sigma_b} = 2$.

Gewählt: $p = 0{,}8\,\%$:

$F_b = 893 \cdot 2 = 1786$ cm² Betonfläche,
$F_e = 714 \cdot 2 = 14{,}28$ „ Eisenquerschnitt.

Nachtrag.

DIMENSIONIERUNG SPIRALBEWEHRTER SÄULEN.

Kritik des gleichnamigen Aufsatzes von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Zenns, München.

Von Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

Der im Bauingenieur 1925, Nr. 22 unter gleichnamigem Titel erschienene Aufsatz von Dr. Zenns fordert zur Kritik heraus. Das Verfahren zur einfachen Bemessung spiralarmierter Säulen, das Herr Dr. Zenns dort als neuartig hinstellt und ableitet und dem er nachsagt, daß es unter Ausschaltung der üblichen langwierigen Versuchsrechnungen gestattet, sofort eindeutig die günstigsten Betonabmessungen und Eiseneinlagen festzustellen, ist von mir bereits im Mai 1923 in Heft 9 der Zeitschrift „Beton und Eisen" erstmalig veröffentlicht worden und hat seitdem auch Eingang z. B. in das bekannte Lehrbuch von Kersten „Der Eisenbetonbau" gefunden (vgl. 13. Aufl., S. 345). Aber auch außerdem hält der Aufsatz von Dr. Z. kritischer Prüfung nicht stand, sondern weist eine Reihe von Irrtümern, unzutreffenden Annahmen und falschen Ergebnissen auf, die die Anwendung der dort mitgeteilten Formeln für die Praxis ausschließen, und die nachstehend besprochen werden sollen.

1. Wert α. Das Querschnittsverhältnis $\alpha = \frac{F_b}{F_k}$ bewegt sich in der Praxis ausschließlich in den Grenzen zwischen 1,15 und 1,45, je nach der Stärke der Betondeckung über den Spiralen und je nach der Querschnittsform (Achteck, Sechseck). Ich habe in meiner Veröffentlichung schon erwähnt, daß α nicht zu klein gewählt werden sollte, vor allem mit Rücksicht auf die Feuersicherheit. Mörsch empfiehlt den Wert $\alpha = 4/3$, den ich auch meiner Arbeit zugrunde gelegt habe. Dr. Z. aber bringt seltsamerweise außer $\alpha = 1{,}2$ noch den ganz unmöglichen Wert $\alpha = 1$ und empfiehlt obendrein noch diesen letzteren als besonders brauchbar und wirtschaftlich. Daß auch die rein rechnerische Ansetzung eines praktisch ganz unmöglichen Falles niemals richtige Werte ergeben kann, sollte von vornherein klar sein. Es ist daher auch nicht verwunderlich, daß alle Zennsschen Formeln, soweit darin $\alpha = 1$ verwendet ist, nicht richtig sind und die damit berechneten Querschnitte gegen die amtlichen Bestimmungen verstoßen, wie unten nachgewiesen wird.

2. Die Grenzbedingungen $F_e \geqq 0{,}008\,F_b$ und $F_s \leqq 3\,F_e$. Die Bedingung $F_e \geqq 0{,}008\,F_b$ war dem Sinne nach bereits in den alten Bestimmungen von 1916 enthalten, ist von Mörsch immer mit aller Deutlichkeit verlangt und in meiner erwähnten Veröffentlichung als maßgebend betrachtet und eingesetzt worden, brauchte also nicht erst von Dr. Z. als notwendig eingeführt zu werden, sondern war längst anerkannt. Von mindestens gleicher Wichtigkeit ist die Bedingung $F_s \leqq 3\,F_e$, die Dr. Z. als unnötig erachtet, indem er scheinbar beweist, daß $F_e \geqq 0{,}008\,F_b$ die allein richtigen Minimalwerte ergibt. Dieser Beweis ist irreführend, weil er nur für Werte $\alpha \leqq 1{,}25$ zutrifft. Es läßt sich nämlich leicht, auch theoretisch, nachweisen, daß für $\alpha > 1{,}25$ die Bedingung $F_{e\min} = \frac{F_s}{3}$ größere erforderliche Eisenmengen geben kann und ausgerechnet bei den praktisch wichtigsten Fällen $\left(\text{nämlich bei } p = \frac{F_e + F_s}{F_b} > 3{,}2\,\%\right)$ auch immer größere Werte ergibt als die Bedingung $F_e \geqq 0{,}008\,F_b$. Daher haben auch die neuen deutschen Bestimmungen von 1925 mit Recht diese Grenzbedingung beibehalten.

3. Betonquerschnittsvergrößerung und Wirtschaftlichkeit. Auf Grund wirtschaftlicher Überlegungen kommt Herr Dr. Z. logischerweise zu dem altbekannten Resultat, daß umschnürte Säulen materiell unwirtschaftlicher als einfache Säulen sein können, daß sie aber trotzdem wegen ihrer geringen räumlichen Abmessungen große praktische Bedeutung und Vorteile haben. Um so verwunderlicher ist es dann, daß er zwei Spalten weiter sich empfehlend für den Wert $\alpha = 1$ einsetzt, weil dieser größere Betonabmessungen, dafür aber Ersparnis an Eisen bringe. Warum empfiehlt er da nicht die ebenso unmöglichen Werte $\alpha = 0{,}9$ oder 0,8, die noch weniger Eisen erfordern, also anscheinend noch wirtschaftlicher wären? Tatsächlich ist Herr Dr. Z. auch hier das Opfer eines Irrtums geworden, denn es läßt sich theoretisch leicht der Satz beweisen, daß für jedes mögliche α (das unmögliche $\alpha = 1$ scheidet natürlich aus und seine Benutzung hat diesen Irrtum veranlaßt) die Betonabmessung D_b eines maximal spiralarmierten n-Ecks (und nur mit solchen rechnet Dr. Z.) ein unveränderlicher Wert ist, und zwar ist:

$$D_b = \frac{1}{\sqrt{\frac{n}{2}\operatorname{tg}\frac{\pi}{n}}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} \quad (P \text{ in kg};\ \sigma_b \text{ in kg/cm}^2),$$

also für das Achteck:

$$D_{\text{Achteck}} = \frac{1}{2\sqrt{\operatorname{tg}\frac{\pi}{8}}} \cdot \sqrt{\frac{P}{\sigma_b}} = 24{,}57\sqrt{\frac{P}{\sigma_b}}$$

(wobei P in t, σ_b in kg/cm² ist), welchen Beweis ich demnächst in einer Veröffentlichung über die Berechnung von Eisenbetonsäulen bringen werde[1]). Man wird daher auch durch eine absichtlich falsche Wahl von α, sofern das gewählte α ein mögliches ist, keine Betonvermehrung, also Eisenersparnis erzielen können. Hingegen ist sogar mit Beibehaltung ein- und desselben Wertes α eine Betonvergrößerung, also Eisenersparnis in weiten Grenzen möglich, was Herrn Dr. Z. anscheinend entgangen ist (man vgl. hierzu „Beton und Eisen" 1923, Heft 9).

4. Unrichtigkeit der Endergebnisse. Durch die obenerwähnten Fehler mußten notwendig alle Ergebnisse, in denen der empfohlene Wert $\alpha = 1$ enthalten ist, falsch werden, wovon man sich ohne lange theoretische Erörterungen durch eine Kontrolle der von Dr. Z. selbst angeführten und durchgerechneten Beispiele leicht überzeugen kann. Ich greife z. B. das 3. Beispiel heraus (alle drei Beispiele sind falsch). Dort war errechnet:

$$F_b = 5980 \text{ cm}^2; \quad F_{e_{erf}} = 40 \text{ cm}^2.$$

Dagegen müßte sein:

$$F_{e_{erf}} = 0{,}008 \cdot 5980 = 47{,}8 \text{ cm}^2;$$

die Rechnung nach Dr. Z. ergibt also 7,8 cm² Eisen weniger, als mindestens erforderlich ist, so daß eine offenbare Verletzung der amtlichen Vorschriften vorliegt.

Zusammenfassend läßt sich also aussagen, daß die Zennsschen Formeln für die Praxis nicht in Frage kommen können, weil sie nicht nur vor Fehlern nicht schützen, sondern geradezu zu Fehlern Veranlassung geben.

[1]) Ist in vorstehender Abhandlung enthalten.

ERFAHRUNGEN MIT EISERNEN SPUNDWÄNDEN.

Von Baurat H. Uhlfelder.

Bei dem Bau einer massiven Brücke handelt es sich um die Herstellung des Mittelpfeilers. Der Boden unter der in 4 m Tiefe liegenden Flußsohle besteht aus graublauem Letten, stellenweise mit Schwemmsand und größeren Steinen durchsetzt; der Letten ist, soweit und solange er von Wasser nicht berührt wird, sehr fest und tragfähig, vor allem auch wasserundurchlässig. Die Fundierung auf diesem Boden ist daher

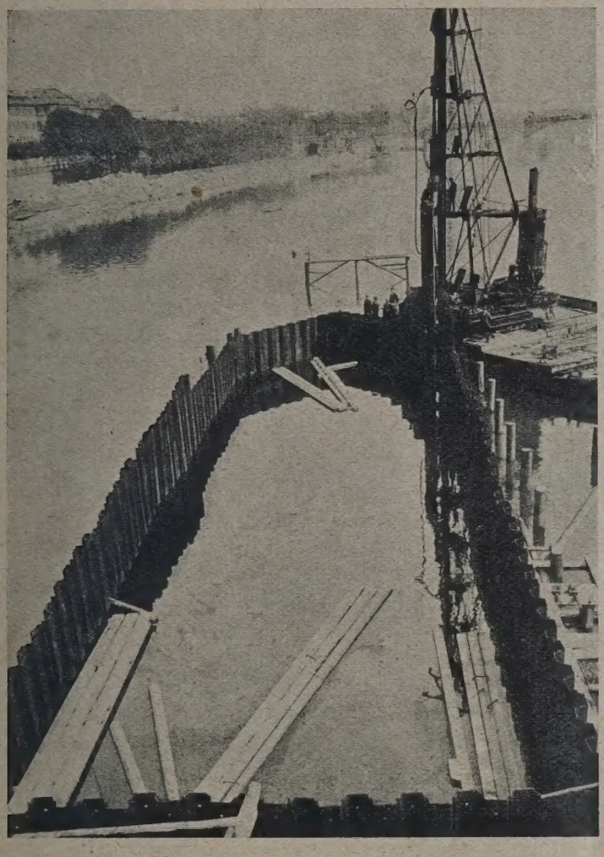


Abb. 1. Brückenbaustelle.

verhältnismäßig leicht und einfach, weil Wasser von unten nicht zudringt und Auftrieb kaum zu befürchten ist. Es war daher gedacht, wie bei den anderen Pfeilerfundamenten der Brücke, auch diese Baustelle in einfacher Weise durch einen hölzernen, nur wenig in den Mergel eingreifenden Fangdamm zu umschließen und den Boden dazwischen im Trocknen auszuheben. Bei der Ausschachtung zeigte sich jedoch der Letten unerwarteterweise ziemlich weich. Es wurde vermutet, daß durch die Schwemmsandschichten Flußwasser zum Mergel Zugang gefunden hatte und infolge des Wasserdruckes den Boden auftrieb und erweichte. Da lange eiserne Stangen sich verhältnismäßig leicht einstoßen ließen, so kam sogar der Verdacht auf Antreffen von moorigem Boden auf. Jedenfalls war der Boden in diesem Zustande nicht tragfähig. Bohrungen zeigten erst in 7 m Tiefe guten felsigen Grund, so daß es nötig wurde, die Fundamentsohle mindestens 11 m unter Wasserspiegel herabzuführen. Man entschloß sich zur Herstellung eines neuen Fangedammes aus Eisen und wählte dazu Spundbohlen aus Larssen-Eisen, Profil III mit ca. 12½ cm Höhe, die zusammengesetzt eine Breite von 25 cm für den Fangedamm ergeben. Die Länge der Spundbohlen mußte, um die Fundamentsohle genügend zu sichern und die Baugrube gegen kleinere Hochwasser zu schützen, 16½ m betragen, ein außergewöhnlich hohes Maß. Die Spundwand wurde dicht außerhalb des alten hölzernen Fangdammes angelegt, um die benachbarten Schiffahrtsrinnen möglichst wenig einzuschränken. Das Niederrammen der langen Spundbohlen[1]) machte nicht die geringsten Schwierigkeiten in dem nur z. Zt. weichen, sonst aber ziemlich festen Boden. Die im Untergrund befindlichen Steine, bestehend aus Kalkmergel, wurden glatt durchschlagen. Bei

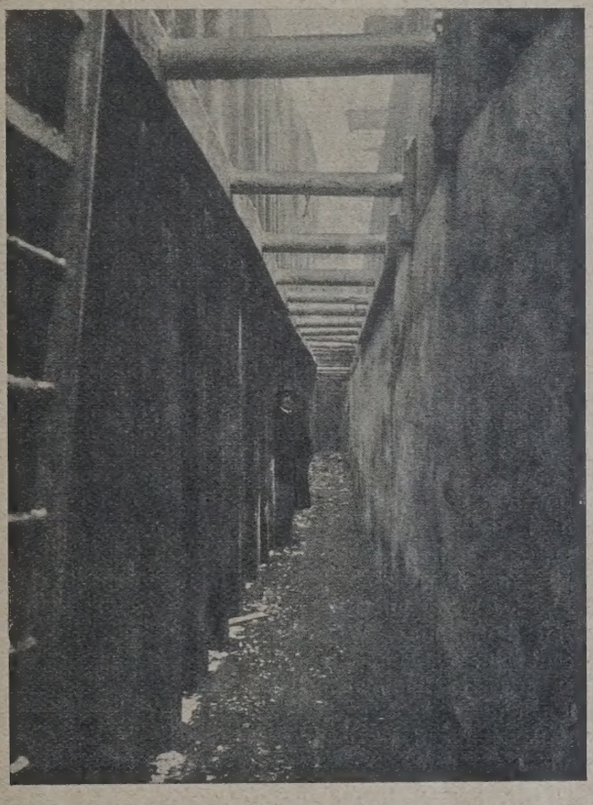


Abb. 2. Die Spundwand über dem Fundament.

der späteren Ausschachtung zeigten sich keine Abweichungen, die Wand stand in der Länge und Höhe völlig gerade ausgerichtet. Nur eine einzige Bohle hatte sich eine Extratour erlaubt, ihr unteres Ende wies merkwürdigerweise nach oben statt nach unten. Vermutlich hat diese Bohle im Flußbett ein Eisenstück getroffen, war durch dieses seitlich aus ihrer Bahn abgelenkt und dann durch die benachbarte alte hölzerne Spundwand nach oben getrieben worden. Beim Rammen war nichts aufgefallen. Dieser Fehler störte aber die Fertigstellung der Wand und die weiteren Arbeiten in keiner Weise.

Im Schutze des eisernen Fangdammes konnte die Ausschachtung des Bodens und die Ausführung des Fundamentes trotz der großen Tiefe ohne jede Schwierigkeit bewirkt werden. Dabei wurden die 23 cm tiefen Rinnen der Spundwand der Wasserhaltung nutzbar gemacht. Unter dem Fundament war eine 20 cm starke Schicht Schotter aufgebracht und mit dem gleichen Material wurden die Hohlräume der Spundwand fortschreitend mit der Betonierung ausgefüllt. Das durch die Fugen eindringende Sickerwasser, das sich in mäßigen Grenzen hielt,

[1]) Ausführende Firma: Philipp Holzmann A. G.

gelangte auf diese Weise, ohne den Beton zu schädigen, nach der Schottersohle und von dieser in den Pumpensumpf.

Nach Fertigstellung des Fundamentes wurden die über der Flußsohle befindlichen Teile der Spundwand, die noch eine Länge von etwa 6 m hatten, durch Taucher autogen abgeschnitten. Diese Stücke waren vollständig intakt geblieben, so daß sie an anderer Stelle ohne weiteres wieder verwendet werden konnten. Hierzu fand sich auch bald eine passende Gelegenheit.

Abb. 3. Die Spundwand im Bau an der Hafeneinfahrt.

Ein in der Nähe befindliches Hafenbecken, das bereits vor dem Kriege ausgeschachtet worden war, hatte auf der Ostseite ein noch unbefestigtes Ufer. Hier sollte nunmehr das Ufer hergestellt und für den Umschlagsverkehr nutzbar gemacht werden. Die Befestigung unter Wasser sollte möglichst senkrecht sein. Die Herstellung einer gemauerten Ufermauer hätte eine kostspielige Wasserhaltung und längs des ganzen Ufers einen Fangedamm erforderlich gemacht, da das bereits in Benutzung stehende Hafenbecken nicht mehr im ganzen trocken gelegt werden konnte. Der Vergleich der Wirtschaftlichkeit verschiedener Uferbefestigungen ergab folgende Kosten für 1 m Ufer:

Hohe Kaimauer ohne Wasserhaltung	2 450 M.
Niedrige Kaimauer mit oben anschließender Böschung ohne Wasserhaltung	1 350 „
Eisenbeton-Spundwand	1 000 „
Larssen-Eisen-Spundwand	675 „

Die letztere Ausführung erwies sich also gegenüber den massiven Mauern als weitaus billiger. Der Unterschied gegenüber einer Eisenbeton-Spundwand erscheint zwar nicht sehr groß, doch bestanden gegen die Verwendung von Eisenbeton, der starken Stößen ausgesetzt wird, grundsätzliche Bedenken. Die Kosten von 675 M setzten sich zusammen aus 325 M für Material und 350 M für Arbeitskosten. Da die aus dem Brückenbau gewonnenen Eisen zur Verfügung standen, war es möglich, auf eine Länge von ca. 100 m einen billigen Versuch zu machen. Das Einschlagen[2]) erfolgte in der bekannten Weise durch eine Dampframme mit mittlerem Bärgewicht und vollzog sich rasch und leicht. Am oberen Ende wurde die Wand durch Erdanker in 3 m Abständen gesichert. Die Oberkante wurde mit Winkeln und eiserner Deckplatte abgedeckt und mit einem Längsreibholz versehen. Von einer Abdeckung mit Eisenbeton, wie sie von der Lieferfirma vorgeschlagen und auch öfters angewandt wird, möchte Verfasser abraten, da sie den starken Stößen von 1 200-Tonnen-Schiffen im Laufe der Zeit nicht gewachsen ist und die ganze Wand unelastisch macht. Ein Eisenbetonkopf auf einer eisernen Wand erscheint auch unlogisch.

Die Ausführung der eisernen Uferbefestigung erwies sich als so einfach, billig und praktisch, daß man sich auf Grund dieses Versuches entschloß, den ganzen Rest des Hafenufers auf die gleiche Weise einzufassen, nur wählte man die Länge der Eisen, die man neu bestellen mußte, etwas länger. Die Wand steht kerzengerade und wirkt auch, nachdem der Kopf aufgesetzt ist, durchaus nicht unschön. Am Eingang des Hafens wurde die Wand im Kreise herumgezogen, was sich ebenfalls geometrisch genau ausführen ließ. Die Erfahrungen bei dem Bau dieser Spundwand waren also durchaus günstig, so daß man sich zu einer weitgehenden Anwendung dieses Systems auch in einem anderen Hafenbecken entschloß.

Neben der Einfachheit und Billigkeit der Herstellung von Uferbefestigungen aus Larssen-Eisen sind aber noch eine Reihe anderer Vorteile gegenüber anderen Befestigungsarten zu berücksichtigen. Allerdings muß man annehmen, daß gegenüber massiven Mauern die Lebensdauer der eisernen Bohlen eine geringere ist, weil die Gefahr des Rostens besteht. Nach Angabe der Dortmunder Union, der Herstellerin und Lieferantin, soll zwar, wie Versuche ergeben haben, eine Rostgefahr in erheblichem Maße nicht bestehen und kann man mit einer Lebensdauer von 80 bis 100 Jahren rechnen. Auch läßt sich ein Rostschutz durch einen Teeranstrich schaffen, der beim Rammen nicht beschädigt wird. Trotzdem ist vielleicht die von der Firma angegebene Zahl zu günstig. Aber selbst, wenn man nur die Hälfte annimmt, so gleicht sich die notwendige raschere Amortisation durch die geringeren Zinsen des weitaus kleineren Anlagekapitals aus. Sollte aber wirklich eine oder die andere Bohle frühzeitig zu stark rosten oder auf andere Weise beschädigt werden, so ist es möglich, jedes Eisen einzeln zu ziehen und durch ein neues zu ersetzen. Auf diese Weise läßt sich sogar die ganze Wand erneuern, wenn man nicht vorzieht, dicht vor die alte eine neue zu rammen.

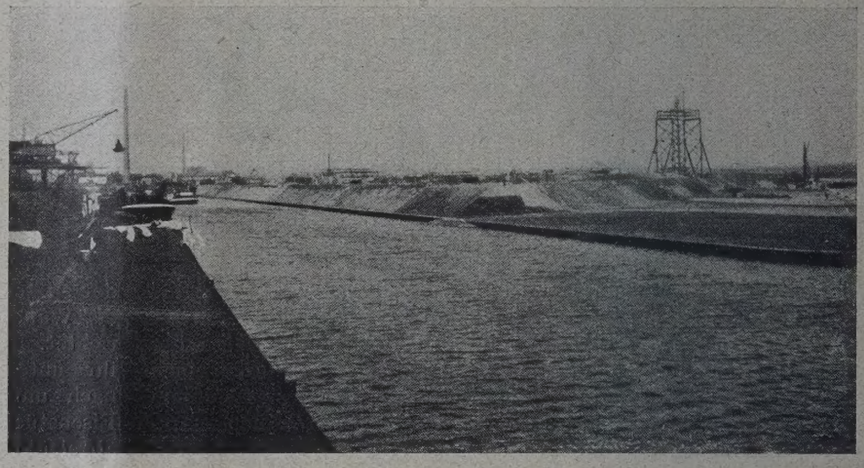


Abb. 4. Die fertige Spundwand im Hafenbecken.

Dazu kommt noch ein wichtiger Gesichtspunkt. Die Technik schreitet unaufhaltsam weiter. Der Verkehr stellt

[2]) Ausführende Firma: Aktiengesellschaft für Hoch- und Tiefbauten.

immer neue Anforderungen. Die Schiffsgefäße werden immer größer und immer tiefgehender. Wie oft schon war man gezwungen, Hafenbecken zu vertiefen und fand dabei die größten Schwierigkeiten bei zu hoch gegründeten Ufermauern. Die Larssen-Eisen gestatten aber eine Vertiefung der Sohle, wenigstens innerhalb gewisser Grenzen. Sie werden schon in der Regel tiefer herabgeführt, als es bei Ufermauern meistens der Fall ist. Es ist aber auch möglich, die eisernen Spundbohlen nach Aufschweißen von neuen Teilen etwas tiefer herunter zu rammen und so die Uferwand den geänderten Anforderungen anzupassen.

Ein weiterer Vorteil der eisernen Spundwand ist, daß sie auch große Lasten tragen kann. Man kann ohne weiteres auf ihrem Kopf die Laufschiene eines Kranes aufsetzen. Sie kann auch einen Aufbau tragen, falls das Ufer später erhöht werden muß. Es tritt gar nicht selten der Fall ein, daß ein weiteres Ufergleis verlangt wird und für dieses die Fläche über der Böschung oberhalb der Spundwand benutzt werden muß. Eine Brückentafel aus Holz, Eisen oder Eisenbeton über der Böschung kann oben auf deren Kopf, außen mit Stützen auf der Spundwand aufgelagert werden. Man kann sogar in manchen Fällen die eisernen Spundbohlen durch Annieten neuer Stücke nachträglich etwas erhöhen. Dagegen denke man an die großen Schwierigkeiten, die es macht, eine niedrige Ufermauer zu einer hohen umzuwandeln, da sie bis zu den Fundamenten herab verstärkt werden muß.

Schließlich steht nichts im Wege, die eisernen Spundwände vorläufig als Provisorium zu benutzen. Machen die Umstände es notwendig, an ihrer Stelle massive Ufermauern anzulegen, so bildet die landseitig freigelegte eiserne Wand für die Baugrube einen wasserdichten Abschluß, in dessen Schutz die Mauer ausgeführt werden kann. Die Eisen können später gezogen und an anderer Stelle wieder verwendet werden.

Die Vorzüge der Verwendung von eisernen Spundbohlen für die Herstellung von Uferbefestigungen sind:

Billigkeit der Ausführung,
vorzüglicher Zusammenschluß der Bohlen miteinander ohne besondere Hilfsmittel,
Anpassungsfähigkeit an Ecken und Kurven jeder Art,
große Tragfähigkeit,
senkrechte Stellung und glatte Flächen, daher keine Beschädigung der Schiffe beim Wechsel des Wasserstandes,
Widerstandsfähigkeit gegenüber Stößen, gleichzeitig Schonung der Schiffe,
Auswechselbarkeit der einzelnen Bohlen und der ganzen Wand,
geringer Raumbedarf,
Möglichkeit einer späteren Vertiefung der Hafen- oder Flußsohle in gewissen Grenzen,
Möglichkeit der späteren Erhöhung des Ufers und der Platzgewinnung auf dem Uferkai in gewissem Umfange,
Möglichkeit der Wiederbeseitigung ohne Materialverlust bei Veränderung der Uferlinie,
Benutzbarkeit als Fangdamm bei Ersatz durch eine massive Uferbefestigung,
Wiederverwendbarkeit der Bohlen an anderer Stelle,
große Standfähigkeit in Erdbebengebieten.

Es ist daher nicht zu verwundern, daß die Verwendung eiserner Spundwände nicht nur als Hilfsmittel während der Bauzeit, sondern vor allem auch als bleibendes Konstruktionsmaterial bei Wasserbauten immer größeren Umfang annimmt.

EINFACHES VERFAHREN ZUR BESTIMMUNG DER SPEICHERARBEIT.

Von Dr.-Ing. v. Gruenewaldt.

Übersicht. Die Benutzung der Arbeitslinie (Arbeit als Funktion des Beckeninhalts) ermöglicht eine einfache Lösung der mit der Speicherung in einem Becken zusammenhängenden wasser- und energiewirtschaftlichen Probleme unter Berücksichtigung des veränderlichen Gefälles.

Es werden folgende Aufgaben behandelt:

1. Gänzliche Füllung oder Entleerung eines Beckens bei gegebenem Zufluß zur Erzielung konstanter Leistung in bestimmter Zeit. Gesucht: diese Leistung und die Beckenentnahme in der jeweiligen Zeiteinheit.
2. Füllung und Entleerung eines Beckens bei gegebenem Zufluß zur Erzielung einer bestimmten Leistung in einem gegebenen Zeitraum. Gesucht: die jeweilige Beckenentnahme je Zeiteinheit sowie die etwa erforderliche Ersatzkraft oder die am Ende des untersuchten Zeitraums im Becken nachbleibende Wassermenge.
3. Ermittlung des erforderlichen Inhalts (bzw. der Stauhöhe) eines Beckens an gegebener Stelle zum Ausgleich des Zuflusses zur Erzielung einer bestimmten Leistung in einem gegebenen Zeitraum.

Die Lösung dieser Aufgaben kann rein graphisch erfolgen oder teils graphisch teils analytisch.

Für ein gegebenes Speicherbecken sind die Flächen des Wasserspiegels und der Beckeninhalt als Funktion der Stauhöhe bekannt: $F = f(z)$ und $V = f_1(z)$; analytisch lassen sich diese Funktionen in der Regel nicht ausdrücken, was aus der Unregelmäßigkeit der das Becken bildenden Bodenformen leicht erklärlich ist; in Abb. 1 sind diese Beziehungen schematisch dargestellt.

Der Beckeninhalt V zwischen den Wasserspiegellagen z_2 und z_1 ist

$$V = \int_{z_1}^{z_2} F\,dz;$$

die Beckeninhaltslinie ist die Integralkurve der Beckenflächenlinie — die Abszissendifferenz der Inhaltslinie entspricht der im Flächendiagramm schraffierten Fläche.

Bei dem Absenken des Wasserspiegels von z_1 auf z_2 wird Arbeit gewonnen (es wird die Wassermenge V verarbeitet) und zwar

$$A_{1V} = \int_{V_1}^{V_2} z\,dV.$$

Die Arbeitslinie — Arbeit als Funktion der Stauhöhe $A_V = f_2(z)$ ist die Integralkurve zur Beckeninhaltslinie; die Abszissendifferenz der Arbeitslinie entspricht der im Inhaltsdiagramm schraffierten Fläche, d. i. dem Inhalt ${}_1V_2$ mal der mittleren Höhe; umgekehrt läßt sich also die mittlere Höhe durch Teilung der Arbeit durch den Beckeninhalt bestimmen.

Bei vollständiger Entleerung des Beckens entspricht die ganze Abszissenlänge des Arbeitsdiagramms der ganzen Fläche des Inhaltsdiagramms. Die Beckeninhaltskurve unterscheidet sich gewöhnlich nur wenig von einer kubischen Parabel, es ist also die mittlere Höhe dieser Fläche (= der Schwerpunktshöhe des Beckeninhalts) gleich $^3/_4$ h und die bei der Entleerung des Beckens gewonnene Arbeit

$$A_V = \int_{V_h}^{V_0} z\,dV = \text{rd. } {}^3/_4\ h\,V.$$

Diese Arbeit wird nur durch die Absenkung des Beckens erzeugt (Arbeit bis zum Beckenauslaß) — bis zum Krafthaus wird weitere Arbeit durch Ausnutzung des Gefälles vom Becken bis zum Krafthaus gewonnen; diese Arbeit ist

$$A_1 = H\,V,$$

Gesamtarbeit also

$$A = A_V + A_1 = (H + {}^3/_4\,h)\,V$$

oder allgemein

$$A = (H + h_s)\,V,$$

wo h_s die Höhe des Beckenschwerpunktes über dem Beckenauslaß bedeutet.

Die Schwerpunktsregel gilt genau für die Arbeit des Beckeninhalts, die also eindeutig durch die Form des Beckens bestimmt wird, nicht aber für die Arbeit der Zuflüsse (Zufluß = Funktion der Zeit — Q = f(t) —). Bei gleichmäßigem Zufluß ist das mittlere Gefälle (Arbeit geteilt durch Wassermenge) größer als die Schwerpunktshöhe:

$$\frac{A}{V+\int Q\,dt} > H + h_s$$

bei ungleichmäßigem Zufluß kann es größer oder kleiner als $H + h_s$ sein, je nach der Verteilung des Zuflusses.

Der Berechnung der Speicherarbeit wird in der Regel das Gefälle vom Schwerpunkt $H + h_s$ als mittleres Gefälle zugrunde gelegt und dieses Gefälle als konstant angenommen; meist ist diese Annahme genügend genau, insbesondere wenn h im Verhältnis zu H klein ist.

In manchen Fällen ist es aber doch erwünscht, genauer zu rechnen und das wechselnde Gefälle zu berücksichtigen; im folgenden soll nun ein einfaches Verfahren beschrieben werden, welches eine recht genaue Lösung verschiedener wasserwirtschaftlicher Aufgaben unter Berücksichtigung des veränderlichen Wasserstandes im Becken ermöglicht.

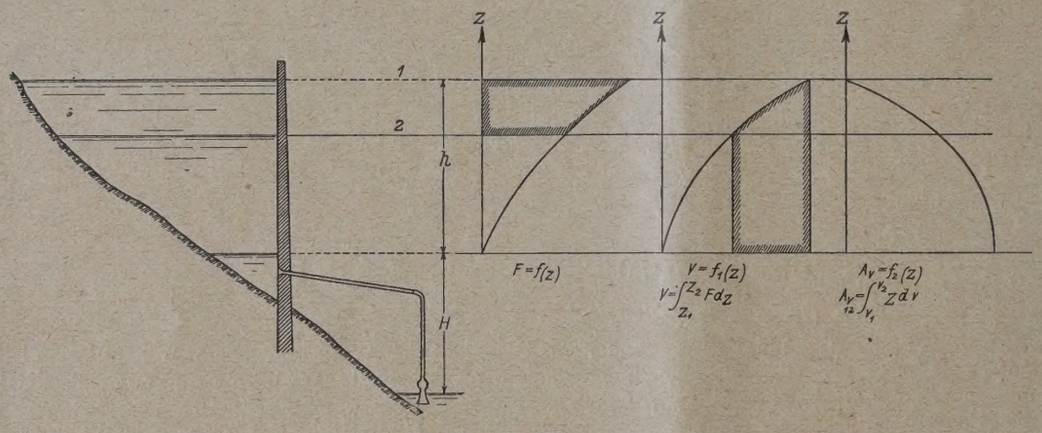


Abb. 1. Schematisch.

In Abb. 2 ist die Entleerung des Beckens (d. i. die Abnahme des Beckeninhalts) als Funktion des Gesamtgefälles H + z dargestellt — die Fläche des Diagramms ist gleich der Speicherarbeit (bis zum Krafthaus). Der größeren Einfachheit und Übersichtlichkeit wegen ist eine Gerade als Beckeninhaltslinie angenommen worden (F = f(z) = konstant), da sich dann die mittleren Gefälle ohne weiteres ablesen lassen (bei einer Kurve müssen jeweils die Flächen durch den entsprechenden Abszissenabschnitt geteilt werden, um das mittlere Gefälle zu bestimmen).

In dieses Diagramm wird die Arbeitslinie (Integralkurve) als Funktion des Beckeninhalts aufgetragen; der größeren Einfachheit halber ist auch diese Linie aus geraden Abschnitten zusammengesetzt gezeichnet — tatsächlich ist sie eine Kurve (bei einer geraden Inhaltslinie eine Parabel).

Die Maßstäbe sind willkürlich gewählt — es sei die Einheit des Gefälles H, die Einheit der Wassermenge (Raummaß) W, der Arbeit A; es sei dabei das spezifische Gewicht des Wassers 1, so daß A = W H.

Das mittlere Gefälle eines Abschnittes wird bestimmt durch die Tangente zur Arbeitslinie, es ist also gleich dem Ordinatenabschnitt der Arbeitslinie geteilt durch den zugehörigen Abszissenabschnitt $h_1 = \frac{A_1}{W_1}$ (unabhängig von der Form der Inhalts- und Arbeitslinien — genau nur bei genau [als Kurve] aufgetragener Arbeitslinie; bei der gebrochenen Arbeitslinie ergibt sich nur das mittlere Gefälle von Knickpunkt zu Knickpunkt).

Findet kein Zufluß statt und soll die Beckenentnahme je Zeiteinheit zur Erzielung einer bestimmten Leistung, Arbeit in der Zeiteinheit, gefunden werden, so braucht man nur von der dem gegebenen Beckeninhalt entsprechenden Ordinate der Arbeitslinie die gewünschten Leistungen nach oben aufzutragen und die entsprechenden Abszissenabschnitte zu bestimmen — sie stellen die gesuchte Entnahme dar. In Abb. 2 ist die Entnahme für gleichmäßige Leistung während fünf Zeiteinheiten bei vollständiger Entleerung des Beckens ermittelt; hierzu wurde die die vollständige Entleerung darstellende (größte) Ordinate der Arbeitslinie in fünf gleiche Teile zerlegt und nach den Ordinaten der Teilungspunkte die zugehörigen Abszissen bestimmt — die Abszissenabschnitte stellen die gesuchte Entnahme je Zeiteinheit dar.

Bei beliebigem Zufluß gilt für gleichmäßige Leistung (Arbeit in der Zeiteinheit) die Bedingung, daß die Arbeit in der ersten Zeiteinheit gleich ist dem (n—1)ten Teil der Arbeit im folgenden Abschnitt von (n—1) Zeiteinheiten.

Hierbei wird angenommen, daß das mittlere Gefälle bei Zufluß während einer Zeiteinheit das gleiche ist wie ohne Zufluß — tatsächlich ist es etwas größer; diese Annahme ist aber zulässig, da der Unterschied nur bei großen Zeitabschnitten merkbar ist.

Es sei die Zahl der Zeiteinheiten, in der das Becken geleert werden soll 5 T[1]), der Zufluß verlaufe nach Abb. 2; gesucht sind die konstante Leistung (gleichmäßige Arbeit in der Zeiteinheit) und die veränderliche Beckenentnahme je Zeiteinheit zur vollen Entleerung des Beckens.

Die Arbeit in der ersten Zeiteinheit beträgt ¼ der Arbeit während der restlichen Entleerungszeit.

Die von der Dauer des Entleerungsvorganges unabhängige Arbeit des Speicherwassers ist durch die Arbeitslinie[2]) gegeben; zu deren Ordinaten ist die Arbeit des Zuflusses hinzuzufügen, um die Gesamtarbeit darzustellen.

Zuerst wird die Gesamtarbeit für den ersten Zeitabschnitt von 1 T ermittelt unter der Voraussetzung, daß dabei verschiedene Entleerungen des Beckens möglich sind: ist die Entleerung gleich Null, so ist die Gesamtarbeit gleich dem Zufluß mal Anfangsgefälle 1 W. 20 H = 20 A; findet in der ersten Zeiteinheit eine Entleerung um 1 W statt, so ist die entsprechende Speicherarbeit durch die Ordinate der Arbeitslinie in Punkt 1, d. i. 19 A gegeben, die Arbeit des Zuflusses ist dann Zufluß mal mittleres Gefälle von 0 bis 1, also 1 W. 19 H = 19 A, und die Gesamtarbeit 38 A; wird das Becken um 2 W geleert, so ist die Speicherarbeit = 36 A (Ordinate der Arbeitslinie in Punkt 2), die Arbeit des Zuflusses 1 W mal mittleres Gefälle von 0 bis 2, also 1 W. 18 H = 18 A, die Gesamtarbeit 54 A und so fort. Die Verbindung dieser Ordinaten ergibt die Linie der Gesamtarbeit in der ersten Zeiteinheit als Funktion der Beckenentleerung (Linie I—I).

Um nun die Arbeit während der restlichen vier Zeiteinheiten zu finden, wird vorerst angenommen, daß auch in diesem größeren Zeitabschnitt das mittlere Gefälle bei Zufluß gleich der Schwerpunktshöhe des Beckeninhaltes ist — diese Annahme trifft nicht genau zu, weshalb weiter eine Korrektur erforderlich sein wird.

Zur Konstruktion der Linie der Gesamtarbeit in dem Abschnitt von vier Zeiteinheiten trägt man zunächst die Integralkurve der Beckeninhaltslinie in umgekehrter Richtung — von

[1]) Als willkürlich gewählte ungerade Zahl.

[2]) Bei gegebener Arbeitslinie braucht die Beckeninhaltslinie nicht aufgetragen zu werden.

rechts nach links auf (die Ordinatenabschnitte sind die gleichen wie bei der Arbeitslinie); die Ordinaten der umgekehrten Arbeitslinie stellen die Speicherarbeit von dem entsprechenden Beckeninhalt bis zur völligen Entleerung des Beckens dar. Der Zufluß in dem zu untersuchenden Zeitabschnitt ist 7 W. Die Arbeit des Zuflusses wird in der gleichen Weise bestimmt wie in der ersten Zeiteinheit: in Punkt 2 ist sie 7 W mal mittleres Gefälle von 2 bis 5, d. i. 7 W. 13 H = 91 A, die Gesamtarbeit ist 91 A + Speicherarbeit von 2 bis 5 (Ordinate der umgekehrten Arbeitslinie in Punkt 2 — 39 A) = 130 A; die Gesamtarbeit in Punkt 1 ist 7 W. 14 H + 56 A = 154 A usw. Die Ordinatenpunkte werden zur Linie der Gesamtarbeit während der restlichen Entleerungszeit (als Funktion der Beckenentleerung) verbunden (Linie II—II).

Die Ordinaten der Linie I—I werden mit 4 multipliziert und so die Linie I′—I′ gefunden; der Schnittpunkt der Linien I′—I′ und II—II ergibt die Abszisse, welche die Beckenentnahme in der ersten Zeiteinheit darstellt, bei der die Gesamtarbeit gleich $^1/_5$ der Arbeit in der übrigen Zeit bis zur völligen Entleerung des Beckens und somit $^1/_5$ der Gesamtarbeit aus Speicher und Zufluß bei völliger Entleerung.

Die entsprechende Ordinate der Arbeitslinie zeigt die in der ersten Zeiteinheit gewonnene Speicherarbeit an, die Ordinate der Linie I—I die Gesamtarbeit aus Speicher und Zufluß.

Diese Arbeit ist konstant, also in jeder Zeiteinheit die gleiche.

Man verfährt nun weiter folgendermaßen (zur größeren Klarheit und Übersichtlichkeit ist der untere Teil des Diagramms wiederholt): es wird eine Vertikale 1′ im Abstande der Beckenentnahme in der ersten Zeiteinheit gezogen und eine der gefundenen Arbeit je Zeiteinheit entsprechende Horizontale (G—G) aufgetragen.

Von 1′ ausgehend wird eine Parallele zur Arbeitslinie gezogen, deren Ordinate in 1′ gleich Null ist; diese verschobene Arbeitslinie zeigt nun die Speicherarbeit von 1′ ab. Die Linie der Gesamtarbeit wird ebenso wie in der ersten Zeiteinheit ermittelt: in 1′ ist die Zuflußarbeit gleich 2 W[3]) mal dem Gefälle in 1′, in 1 ist sie 2 W mal dem mittleren Gefälle von 1′ bis 1 usw. Die Gesamtarbeit ist gleich Speicherarbeit + Zuflußarbeit; die Linie der Gesamtarbeit wird bis zum Schnittpunkt mit der Horizontalen der konstanten Leistung (Arbeit in der Zeiteinheit) in 2′ gezogen. Der Abszissenabschnitt 1′—2′ ist die Beckenentnahme in der zweiten Zeiteinheit. Ebenso wird von 2′ ausgehend die Linie der Gesamtarbeit in der dritten Zeiteinheit konstruiert und der Punkt 3′ ermittelt.

Im vierten Zeitabschnitt ergibt sich, daß die Zuflußarbeit allein größer wäre als die mittlere Arbeit (3 W mal Gefälle in 3′ ist größer als die mittlere Arbeit); um diese zu erzielen, muß ein Teil des Zuflusses zur Auffüllung des Beckens verwandt werden — die Speicherarbeit wird negativ. Man zieht daher von 3′ die Parallele zur Arbeitslinie rückwärts (von rechts nach links, unter der Nullinie), bestimmt die Zuflußarbeit des Zuflusses 3 W für die Abschnitte 3′—3 usw. und konstruiert die Linie der Gesamtarbeit, die hier auch von rechts nach links verlaufend sich senkt. Der Schnittpunkt dieser Linie mit der Horizontalen G—G, 4′ bestimmt die Beckenfüllung in der vierten Zeiteinheit 3′—4′. Der Abschnitt 4′—5′ wird ebenso gefunden wie die Abschnitte 1′—2′ und 2′—3′. Wegen der Ungenauigkeit der Annahme, daß das mittlere Gefälle bei Zufluß während vier Zeiteinheiten der Schwerpunktshöhe gleich sei, fällt der Punkt 5′ nicht mit dem Beckenleerpunkt 5 zusammen — es bleibt im Becken noch der unverarbeitete Rest 5′—5 gleich 0,13 W entsprechend einer Arbeit von 1,5 A.

Es ist also die gleichmäßige Arbeit größer als ursprünglich ermittelt wurde, und zwar um einen etwas geringeren Betrag als $\frac{1{,}5\ A}{5}$ (das mittlere Gefälle, mit dem die Zuflüsse verarbeitet werden, wird bei Vergrößerung der Arbeit je Zeiteinheit kleiner — die Entnahme je Zeiteinheit wird größer).

[3]) Zufluß in der zweiten Zeiteinheit.

Es wird nun die Konstruktion für eine um etwas weniger als 0,3 A vergrößerte mittlere Arbeit wiederholt; hier ergibt sich bereits bei der ersten Wiederholung Übereinstimmung von 5″ und 5. Sollte dies nicht der Fall sein, so ist die Konstruktion so oft zu wiederholen, bis die Übereinstimmung eintritt oder der Fehler so klein wird, daß er vernachlässigt werden kann.

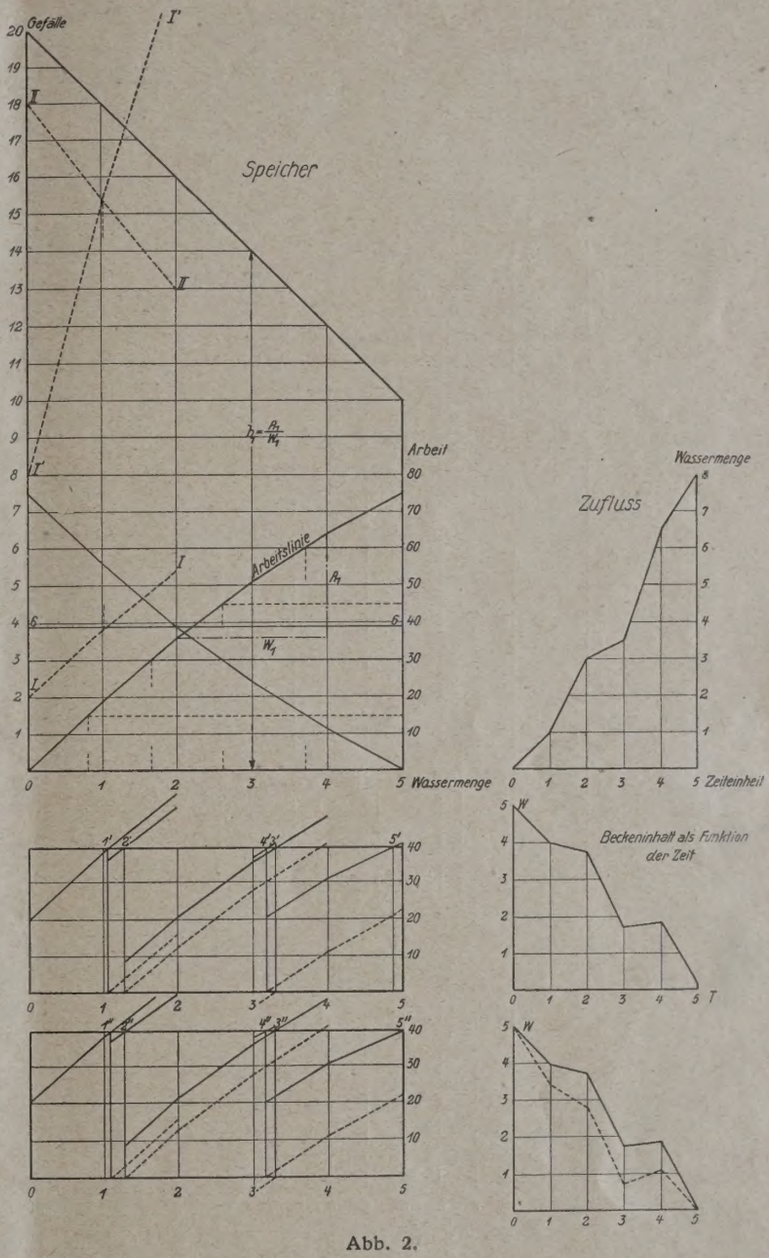


Abb. 2.

Bei einiger Übung wird man schon aus der Form der Zuflußsummenlinie die bei der ersten Konstruktion erforderliche Korrektur so genau schätzen können, daß der Fehler hierbei nicht mehr als 1—2 % beträgt, eine Wiederholung in den meisten Fällen also nicht erforderlich sein wird, da diese Annäherung bei der in der Regel nicht sehr großen Genauigkeit der Unterlagen als ausreichend angesehen werden kann.

In Abb. 2 sind die Beckenentnahmen bei gleichmäßiger Arbeit als Funktion der Zeit aufgetragen und punktiert die Entnahme als Funktion der Zeit unter der Voraussetzung eines unveränderlichen Gefälles eingezeichnet; wie ersichtlich, ist der Unterschied nicht unbedeutend, wogegen der Unterschied in der Arbeit bzw. Leistung sehr viel geringer ist. Dieses Verfahren wird also vor allem da anzuwenden sein, wo es auf genaue Ermittlung der Entnahme aus dem Becken ankommt.

Eine zweite Aufgabe, die häufig vorkommt, ist: die Beckenentnahme und die etwa erforderliche Ersatzarbeit zu bestimmen, wenn der Zufluß und der Arbeitsbedarf für einen Zeitraum gegeben sind.

In Abb. 3 ist der gleiche Speicher mit der zugehörigen Arbeitslinie aufgetragen wie in Abb. 2, auch der Zufluß sei der gleiche; der Arbeitsbedarf für einen Zeitraum von fünf Zeiteinheiten ist darunter angegeben.

Die Konstruktion der Linie der Gesamtarbeit findet in diesem Falle in der gleichen Weise statt wie bei der ersten Aufgabe, jeweils bis zum Schnittpunkt mit der die Arbeit im entsprechenden Zeitabschnitt darstellenden Horizontalen. Auch diesmal findet im vierten Zeitabschnitt Speicherung statt. Die parallel verschobenen Abschnitte der Arbeitslinie sind hier nicht eingetragen.

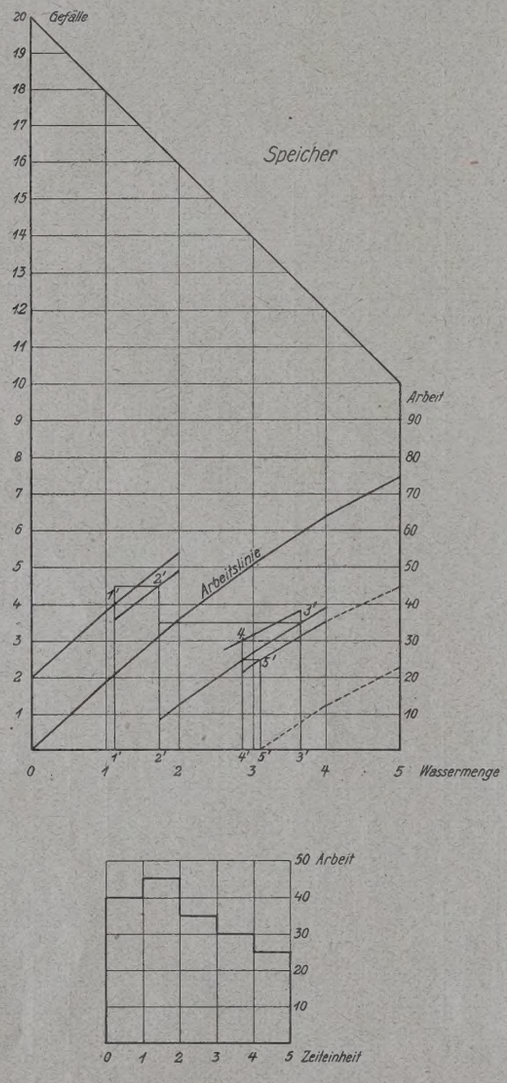


Abb. 3.

Nach Ablauf der fünf Zeiteinheiten ist im Becken noch eine Wassermenge von 1,9 W vorhanden entsprechend einer Arbeit von 23 A. Hätte die in der letzten Zeiteinheit verlangte Arbeit nicht 25 A, sondern 50 A betragen, so hätte das Becken nicht ausgereicht und es wäre eine Ersatzarbeit von 5,3 A erforderlich geworden.

In Abb. 4 und 5 sind die beiden Aufgaben für den Fall eines sich füllenden Beckens dargestellt worden (Beginn bei leerem Becken). Das Speicherdiagramm ist hier umgekehrt gezeichnet — Wasserstand als Funktion der Beckenfüllung (um mit der Konstruktion von links nach rechts fortzuschreiten, man kann aber ebenso gut nach dem Entleerungsdiagramm von rechts nach links konstruieren).

Die Beckenarbeit ist hier negativ, daher sind die Arbeitslinie und die umgekehrte Arbeitslinie von der Nullinie nach unten aufgetragen. Im übrigen ist die Konstruktion genau die gleiche wie bei der Beckenentleerung.

In Abb. 4 ergibt sich ein Überlaufen des Beckens um 0,15 W entsprechend einer Arbeit von 3 A, die mittlere Arbeit wäre also um etwa 0,4 A bis 0,5 A zu vergrößern, um bei dem gegebenen Zufluß das Becken genau zu füllen.

In Abb. 5 wird das Becken bei der verlangten Arbeit bis zu 3,58 W gefüllt; wäre der Arbeitsbedarf in der fünften Zeiteinheit Null gewesen, so hätte sich das Becken bis 4,55 W angefüllt. Bei einem Arbeitsbedarf in der letzten Zeiteinheit von 60 A hätte das Becken sich nicht nur völlig entleert, sondern es wäre noch eine Ersatzarbeit von 7 A erforderlich geworden.

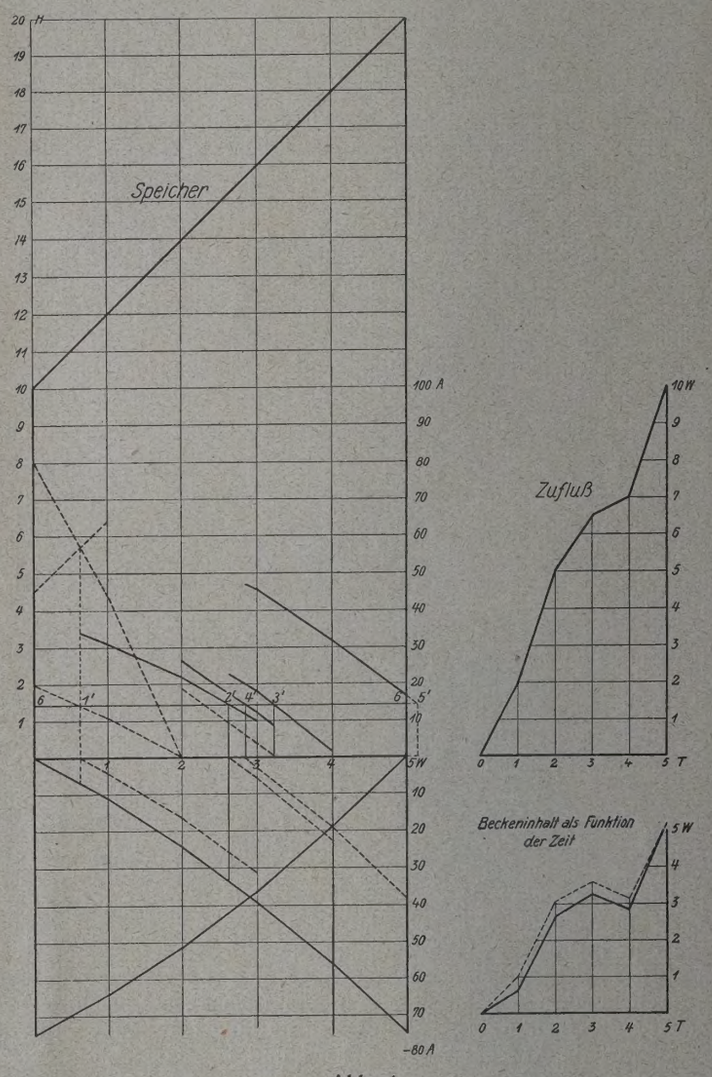


Abb. 4.

Es ist ohne weiteres klar, daß man mit diesen Konstruktionen von einem beliebigen Beckeninhalt ausgehen kann.

Soll die Veränderung des Wirkungsgrades infolge größeren oder kleineren Durchflusses durch die Leitungen und infolge größerer oder kleinerer Beaufschlagung der Turbinen berücksichtigt werden, so sind die Ordinaten der Gesamtarbeitslinie mit entsprechenden Koeffizienten zu multiplizieren.

Das vorstehend geschilderte Verfahren läßt sich auch ohne weiteres zur Bestimmung des zum Ausgleich des Zuflusses auf eine bestimmte Leistung erforderlichen

Beckeninhaltes anwenden, wenn nur die Beckenstelle und damit die Beckeninhaltslinie sowie die Speicherarbeitslinie gegeben sind. Hierbei wird wie bisher vorausgesetzt, daß das

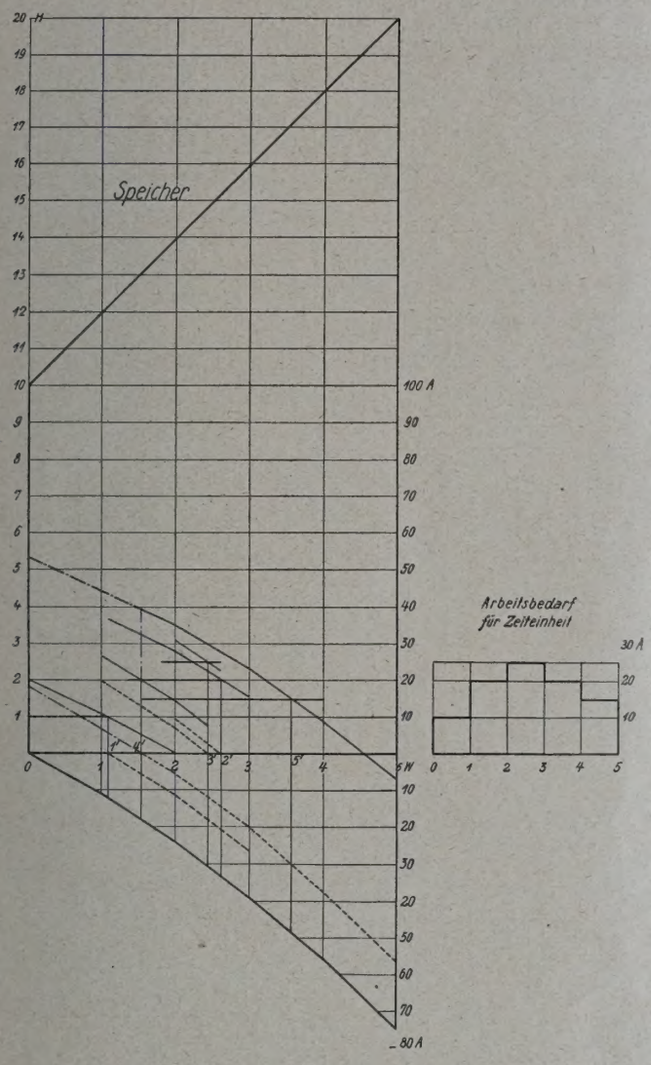


Abb. 5.

mittlere Gefälle während eines Zeitabschnitts bei Zufluß das gleiche ist wie ohne Zufluß.

Man beginnt mit der Konstruktion, wie auch sonst beim Summenlinienverfahren üblich, zu einem Zeitpunkt, an dem das Becken wahrscheinlich leer ist (dieser Punkt kann, falls erforderlich, vorher ohne Berücksichtigung des veränderlichen Gefälles ermittelt werden), und geht nun vor, wie oben in Abb. 5 dargestellt ist; — es ist ohne weiteres ersichtlich, daß zum vollen Ausgleich des in Abb. 4 gegebenen Zuflusses und der nach Abb. 5 verlangten Leistung ein Beckeninhalt von 3,58 W, entsprechend einem Höchstgefälle von 12,84 H oder einer Stauhöhe von 2,84 H, erforderlich ist.

Allgemein ausgedrückt: die größte während des untersuchten Zeitraums gefundene Abszisse stellt den zum Ausgleich erforderlichen Beckeninhalt dar.

In den Abb. 2—5 ist die Zuflußarbeit jeweils rechnerisch bestimmt worden, um die Zeichnungen nicht durch zu viele

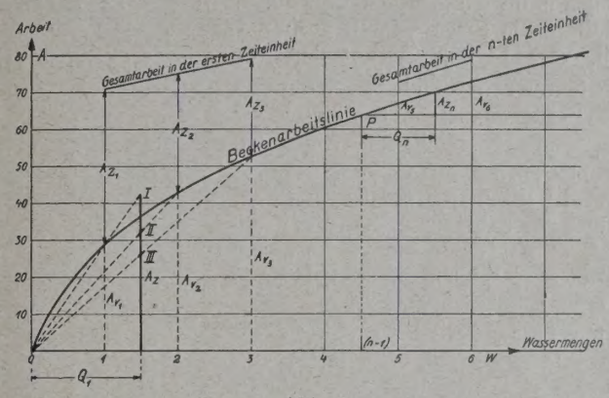


Abb. 6.

Hilfslinien unübersichtlich zu gestalten. Die graphische Bestimmung ist überaus einfach und aus Abb. 6 ersichtlich.

Die Zuflußarbeit z. B. in der ersten Zeiteinheit bei Absenkung des Beckens von o auf 1 ist

$$A_{Z_1} = Q\, h_{0m_1}$$

(oben zugelassene Annäherung) oder

$$A_{Z_1} = Q \cdot \frac{A_{V_1}}{1\,W}$$

oder

$$\frac{A_{Z_1}}{Q} = \frac{A_{V_1}}{1\,W};$$

bei Absenkung des Beckens in der ersten Zeiteinheit von o auf 2:

$$\frac{A_{Z_2}}{Q} = \frac{A_{V_2}}{2\,W}$$

usw., wonach A_{Z_1} und A_{Z_2} konstruiert werden.

Die Konstruktion für einen beliebigen (durch die vorhergehende Konstruktion erreichten) n-ten Zeitabschnitt ist in der rechten Hälfte der Abb. 6 dargestellt: (n—1) W sei der Beckeninhalt nach Ablauf von (n—1) Zeiteinheiten. Da die Beckenarbeitslinie hier beinahe gerade verläuft, d. h. das mittlere Gefälle sich kaum ändert, so ist die Zuflußarbeit A_{Z_n} nahezu konstant; bei stärkerer Krümmung der Arbeitslinie ist die Konstruktion die gleiche wie in der ersten Zeiteinheit, wobei die Strahlen vom Punkt P ausgehen.

KRITIK DER AUF DIE GEGLIEDERTEN DRUCKSTÄBE BEZÜGLICHEN PREUSSISCHEN HOCHBAUBESTIMMUNGEN VOM JAHRE 1925.

Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die preußischen Bestimmungen vom Jahre 1925 (Verlag Ernst & Sohn) enthalten auf S. 19 unter Ziffer IV Sondervorschriften für mehrteilige Druckstäbe. Darin kommt der Satz vor:

> Der Abstand der Einzelstäbe ist so zu wählen, daß das Trägheitsmoment des Gesamtstabes in bezug auf die materialfreie Achse größer ist als in bezug auf die Materialachse.

(Es sei hier daran erinnert, daß die Reichsbahn für Brücken einen Überschuß von 10 % an J verlangt.)

Diese Vorschrift ist wohl auf eigentliche Hochbaustützen gut anwendbar und ergibt brauchbare Lösungen. Wenn es sich dagegen um Fachwerksdruckstäbe handelt, dann wird die strenge Befolgung dieser Vorschrift konstruktive Unbequemlichneiten zur Folge haben. Unter der Voraussetzung, daß bei gewöhnlicher Ausbildung der Fachwerksdruckstäbe aus zwei L-Eisen

mit Futterstücken diese als gegliederte Druckstäbe zu behandeln sind (woran kaum zu zweifeln ist), gilt nachfolgendes:

1. Bei Stäben aus zwei gleichschenkligen ⌞-Eisen nach Abb. 1 (m ist die Materialachse, f die freie Achse) ist stets $J_f > J_m$; solche Profile erfüllen die Vorschrift.

2. Bei ungleichschenkligen Winkeleisen nach Abb. 2 ist bei einer Lichtweite der Eisen gleich der Knotenblechdicke in der Regel $J_f < J_m$. Solche Druckstabausbildungen sind heute viel üblich und wirtschaftlicher als obige. Nach den Bestimmungen müßten die Eisen so weit gespreizt werden, daß $J_f > J_m$ ist; sollen die Eisen einander parallel bleiben, dann ist die Forderung $J_f > J_m$ kaum erfüllbar, weil die Eisen schon an den Knotenblechen auszufuttern wären.

Bei ⌴-Eisen trifft dasselbe zu, auch hier möchte man oft die Eisen parallel, also mit der Lichtweite gleich Knotenblechdicke legen, wobei dann stets $J_f < J_m$ wird.

Eine besondere Klasse von Druckstäben bilden diejenigen, die in verschiedenen Ebenen mit verschiedenen Knicklängen zu rechnen sind. Solche

Abb. 1. Gleichschenklige ⌞-Eisen.

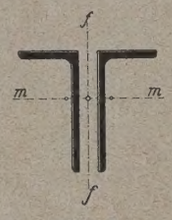


Abb. 2. Ungleichschenklige ⌞-Eisen.

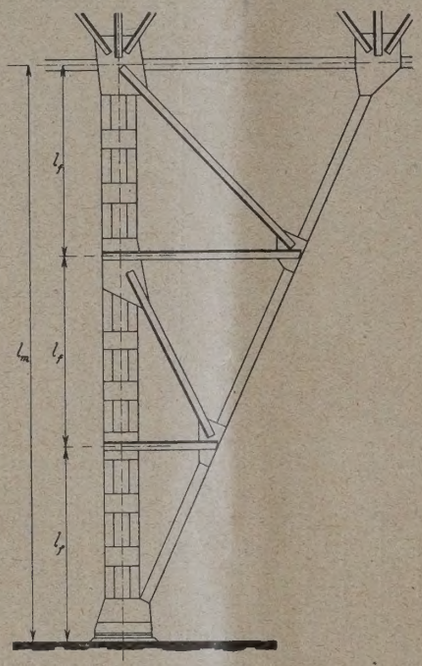


Abb. 3. Materialachse in Fachwerksebene.

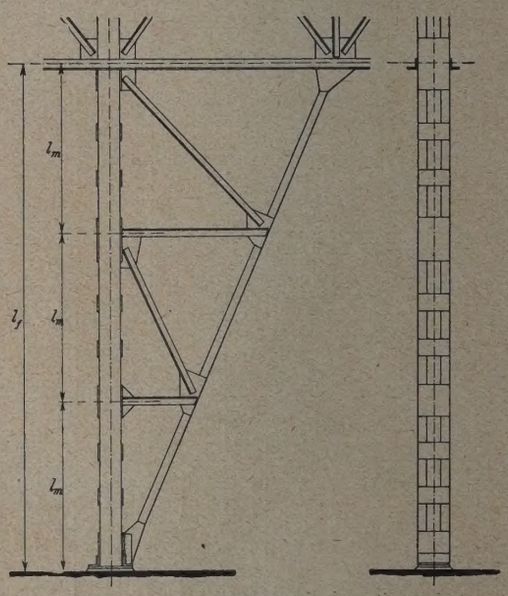


Abb. 4. Freie Achse in Fachwerksebene.

Fälle sind durch Abb. 3 und 4 gekennzeichnet. In beiden Fällen ist J_f mit Knicklänge l_f und J_m mit Knicklänge l_m zusammenzubringen; demnach ist in Abb. 3 $J_f < J_m$ und in Abb. 4 $J_f > J_m$; die Unterschiede beider J sind bei guter Materialausnutzung und bei Dreiteilung der Stablänge ganz erheblich.

Solche Fälle, die noch erweitert werden könnten, lassen erkennen, daß die ganz allgemeine Forderung der preußischen Bestimmungen, nämlich $J_f > J_m$, nicht durchführbar ist; da aber die wenigen hier genannten Fälle bei Hochbauten, Krangerüsten usw. fortgesetzt vorkommen, dürfte es sich empfehlen, solche Fälle in den Bestimmungen hinreichend zu berücksichtigen, damit dem Statiker und dem prüfenden Beamten Wegweiser zur Berechnung gegeben werden.

Die Grundlagen hierzu sind durch die bekannten Formeln von Engesser, Krohn, Müller-Breslau hinreichend gegeben; von diesen werden die Krohnschen Formeln wegen ihres einfachen Aufbaues und ihrer guten Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen vom heutigen Statiker gerne benutzt.

Die Krohnschen Formeln (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1908, S. 559) besagen bekanntlich folgendes.

Bezeichnet K die wirkliche Knicklast des ganzen Stabes beim Knick um die freie Achse, dann kommt im Augenblick des Ausknickens auf einen der beiden Stäbe der Anteil:

$$K' = K \frac{68}{136 - \frac{l_f}{h}}$$

worin l_f die Knicklänge und h den Schwerpunktsabstand der beiden Einzelstäbe bezeichnet. Im gleichen Verhältnis stehen die zulässigen Druckkräfte für den ganzen und den Einzelstab. Bezeichnet P die gegebene Stabkraft, dann kommt auf den Einzelstab der Anteil:

$$P' = P \frac{68}{136 - \frac{l_f}{h}}.$$

Für dieses P' ist der Einzelstab nach dem üblichen ω-Verfahren zu behandeln, worin also die Werte l', F', J'_{min} und i'_{min} einzusetzen sind; es gilt somit die Bedingung:

$$\frac{P' \omega'}{F'} \leqq \sigma_{zul},$$

worin ω' vom Schlankheitsgrad $\lambda' = l' : i'_{min}$ abhängig ist.

Neben dieser Rechnung ist selbstverständlich auch noch die Knickrechnung für die Länge l_m und die Materialachse m in der üblichen Weise durchzuführen.

Es mag noch bemerkt werden, daß die Krohnschen Formeln für normales Flußeisen St. 37 abgeleitet wurden; für St. 48 sind sie nachzuprüfen und gegebenenfalls zu ändern. Außerdem ist zu erwägen, ob die Formeln, die dem Fall zweier I- oder ⌴-Eisen angepaßt sind, ohne weiteres auf zwei Winkeleisen anwendbar sind.

Zusammenfassung. Es wird vorgeschlagen, in den Hochbaubestimmungen über gegliederte Druckstäbe folgende Zusätze aufzunehmen.

1. Die aus Doppelwinkeln und den üblichen Futterstücken bestehenden Stäbe sind als gegliederte Stäbe zu behandeln.

2. Die Forderung $J_f > J_m$ wird nicht verallgemeinert, sondern höchstens für normale Hochbaustützen mit beibehalten.

3. In allen andern Fällen, namentlich wenn aus irgendwelchem Grunde ein Knick um die freie Achse in Frage kommt, ist nach der Krohnschen Formel zu rechnen, die gegebenenfalls dem St. 48 und besonderen Querschnittsformen anzupassen wäre.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Drei gleiche Hängebrücken über dem Alleghenyfluß in Pittsburg.

Über dem Alleghenyfluß sind drei Hängebrücken im Bau begriffen, die in der Ausführung der Kölner Hängebrücke ähneln und als eine Nachbildung derselben von Interesse sein mögen. Das Entstehen dieser Brücken sowie drei weiterer in Pittsburg ist auf das Drängen von Schiffahrtsinteressenten zurückzuführen, die schon vor 8 Jahren 'bei dem Kriegsdepartement für eine Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse des Alleghenyflusses eintraten, Infolge des Krieges ist von den sechs verlangten Brücken erst eine vor einem Jahre fertig geworden und mit den Gründungsarbeiten für die drei Hängebrücken im November v. J. begonnen worden. Die drei neuen Brücken liegen im Abstand von je rd 160 m, zwei davon haben je eine mittlere Öffnung von 131 m und je zwei Seitenöffnungen von 65,5 m. Alle drei Brücken sind mit Ausnahme der mittleren Brücke, welche merkwürdigerweise Spannweiten von 67,5—135—67,5 m hat, fast vollständig gleich, wodurch wesentliche Vorteile in der Herstellung und dem Aufbau erzielt wurden. Da in Pittsburg der Felsen etwa 15—18 m unter Wasser liegt und bei ebenen Verankerungen schlechte Erfahrungen gemacht worden waren, wurden die Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalschub oder „Selbstverankerung" ausgebildet. Der Horizontalschub wird durch die als Blechträger ausgebildeten Versteifungsträger aufgenommen. Die Linienführung und die Querschnitte gehen aus der Abb. 1 hervor. Bei einer lichten Breite der Fahrbahn von 11,5 m liegen die Versteifungsträger bzw. Pfeilermitten 12,8 m voneinander, die Konsole für die außenliegenden Bürgersteige kragen dann noch 3,65 m von Mitte Versteifungsträger aus.

Die Brücken wurden berechnet für eine Nutzlast aus zwei 18 t-Wagen und zwei 60 t-Wagen, zusammen mit einer Nutzlast der seitlichen Fußwege von 300 kg/m². Die gesamte Nutzlast entspricht einer Last von rd 10 000 kg/m Spannweite. Beim Berechnen der Versteifungsträger und Kabel wurde ein Stoßfaktor von 17 vH zur Nutzlast berücksichtigt. Die Augenstäbe haben eine zulässige Beanspruchung von 1900 kg/cm².

Wie aus der Abb. 1 hervorgeht, ähneln die drei amerikanischen Hängebrücken so sehr der Kölner Straßenbrücke, daß man fast von einer Nachahmung sprechen kann[1]). Der wesentliche Unterschied besteht darin, daß bei den amerikanischen Brücken der Fußweg außerhalb der Hauptträger liegt und — einer amerikanischen Vorliebe für breite Auflager zufolge — die Pylonen nicht als Pendelstützen mit Punktlagern, sondern als nach unten sich stetig verbreiternde Stützen mit festem bzw. beweglichem Flächenlager ausgebildet sind.

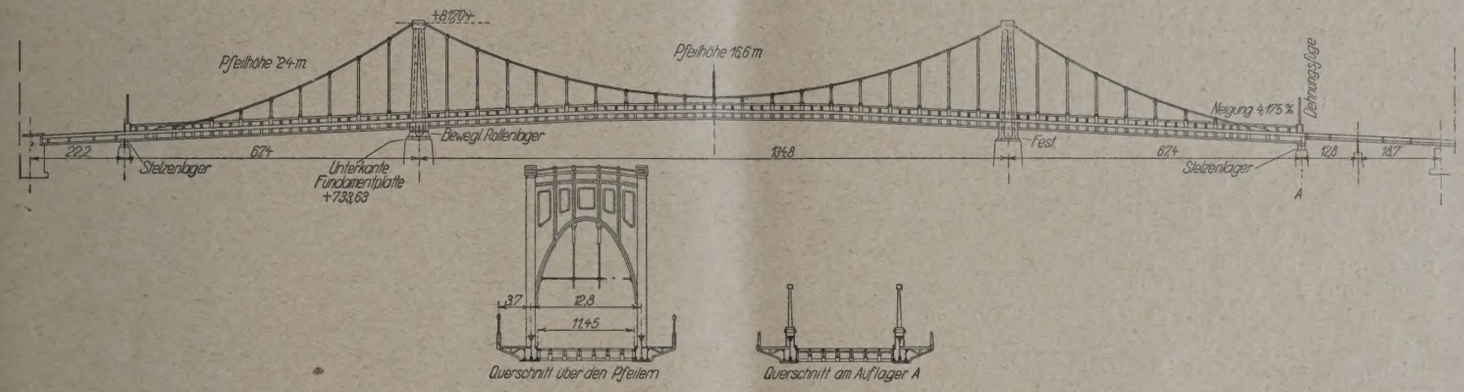


Abb. 1. System der Hängebrücke über dem Alleghenyfluß.

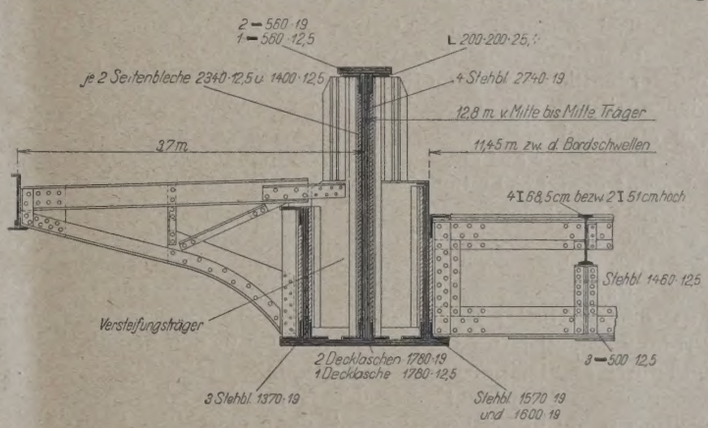


Abb. 2. Querschnitt des Versteifungsträgers.

A. Dürbeck.

[1]) Siehe Eisenbau 1913, Prof. Mehrtens und Ing. Bleich, Der 2. engere Wettbewerb um den Bau einer Rheinstraßenbrücke in Köln.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Baukontrolleure aus dem Arbeiterstand.
Musterverordnung zum Schutz der Bauarbeiter.

In letzter Zeit ist zu beobachten, daß die Öffentlichkeit, insbesondere die sozialistische und Gewerkschaftspresse, sich mehr als früher mit Unfällen und den Maßnahmen, die zu deren Abwehr ergriffen werden können, beschäftigt. Es ist naturgemäß, daß hierbei die Erörterung von Verkehrs- und Bauunfällen einen breiten Raum einnimmt, weil diese entgegen den Unfällen in geschlossenen Betrieben auf die Öffentlichkeit einen unmittelbaren Eindruck ausüben. Dazu kommen die alten (bei solcher Gelegenheit immer wieder hervorgeholten) Forderungen der Gewerkschaften auf Einsetzung einer aus Arbeitnehmern gebildeten Baukontrolle. Der Preußische Wohlfahrtsminister hat nun unter dem 14. November 1925 folgende Verordnung erlassen:

„Aus den Kreisen der Bauarbeiter wird darüber geklagt, daß in neuerer Zeit die Unfälle bei der Ausführung von Bauten stark zugenommen haben. Wenn auch die Zunahme der Bauunfälle im Verhältnis zu den letzten Jahren zum Teil darauf zurückzuführen ist, daß sich

die Bautätigkeit nicht mehr hauptsächlich auf Kleinhäuser erstreckt, sondern sich wiederum dem Hochbau zuwendet, so erwächst doch den Baupolizeibehörden die Pflicht, ihr besonderes Augenmerk auf die Beachtung der zum Schutze der Bauarbeiter erlassenen Bestimmungen zu richten. Es ist verschiedentlich beobachtet worden, daß die polizeiliche Überwachung der Bauten nicht ausreichend war. Ich ersuche deshalb, den Baupolizeibehörden zur Pflicht zu machen, bei den polizeilichen Besichtigungen der Neu- und Umbauten auf die genaue Innehaltung der zum Schutze der Bauarbeiter erlassenen Vorschriften zu achten. Durch Nachprüfung an Ort und Stelle müssen sich die Ortspolizeibehörden die Überzeugung verschaffen, daß die vorgeschriebenen Sicherheitsvorschriften auch wirklich vorhanden sind.

Bei dieser Überwachung hat sich nach den in vielen Orten gesammelten Erfahrungen die Hinzuziehung von Baukontrolleuren aus dem Arbeiterstande bewährt. Unter Hinweis auf den Erlaß des Herrn Staatskommissars für das Wohnungswesen vom 13. Dezember 1918 ersuche ich deshalb, erneut dafür einzutreten, daß namentlich in den Orten, in denen bereits amtlich bestelltes Baupersonal für die Bautenüberwachung vorhanden ist, auch Personen herangezogen werden, die aus dem Bauarbeiterstande hervorgegangen sind."

Die in dem Erlaß aufgestellte Behauptung, daß in neuerer Zeit die Unfälle bei der Ausführung von Bauten stark zugenommen haben, entspricht nicht den tatsächlichen Verhältnissen. Nach den Berichten der Tiefbau-Berufsgenossenschaft entfielen auf je 1000 Arbeiter im Jahre 1924 10,2, im Jahre 1923 8,8, im Jahre 1922 10, im Jahre 1921 15, im Jahre 1920 10 entschädigungspflichtige Fälle, während im Durchschnitt aus den Jahren 1888 bis 1919 auf 1000 Arbeiter 13 entschädigungspflichtige Fälle festgestellt wurden. Auch innerhalb der Baugewerks-Berufsgenossenschaften, für die allerdings eine gleiche, das ganze Reich umfassende einheitliche Statistik fehlt, war eine Vermehrung der Zahl der Unfälle im Verhältnis zur Zahl der beschäftigten Arbeiter gegenüber der Vorkriegszeit bis zum Jahre 1924 nicht zu beobachten.

Die in dem ministeriellen Erlaß vorgesehenen Baukontrolleure aus dem Arbeiterstand sollen als Organe der städtischen Baupolizei an den einzelnen Orten, in Einzelfällen auch bei den Gewerbeaufsichtsämtern ihren Dienst ausüben. Es erscheint außerordentlich zweifelhaft, ob ihr Einfluß wirklich dazu dienen wird, die Sicherheit bei Bauausführungen zu vergrößern. Die Mehrzahl der gemeldeten Bauunfälle beruht erfahrungsgemäß entweder auf einer Verkettung unglücklicher Umstände oder auf dem Leichtsinn der von dem Unfall betroffenen Arbeiter. Es soll damit allerdings nicht behauptet werden, daß es nicht auch Fälle gäbe, in denen der Unfall auf die Schuld des Unternehmers oder seiner Angestellten zurückzuführen wäre. Es scheint aber unwahrscheinlich, daß Baukontrolleure aus dem Arbeiterstande zu einer technisch sachgemäßen Prüfung komplizierter Geräte, Rüstungen u. dgl. befähigt sind und durch rechtzeitige Hinweise Bauunfällen vorbeugen können.

Für die Beaufsichtigung der Baustellen ist unseres Erachtens schon hinreichend gesorgt, denn neben der Baupolizei ist den Gewerbeaufsichtsbeamten sowie den technischen Beamten der Berufsgenossenschaften die Aufgabe übertragen, die vorschriftsmäßige Innehaltung der Baupolizeivorschriften und der Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften zu überwachen. Außerdem können die Arbeiter durch die aus ihrer Mitte selbst gewählten Baudelegierten und die auf Grund der Unfallverhütungsvorschriften der Berufsgenossenschaften zu wählenden Unfallvertrauensleute jederzeit ihre Wünsche und etwaigen Beanstandungen in bezug auf die Geräte, Gerüste, Unterkunftsräume usw. vorbringen. Durch Vermehrung des bürokratischen Apparates wird sicherlich eine Besserung nicht erreicht werden. Schließlich sei auch darauf hingewiesen, daß außer den genannten Überwachungsorganen für bestimmte Zwecke (Kessel, Aufzüge usw.) noch eine Kontrolle durch die Dampfkesselüberwachungsvereine eingerichtet ist.

In gleicher Richtung bewegen sich die Bestrebungen der Reichsarbeitsverwaltung, eine „Musterverordnung zum Schutz der Bauarbeiter" zu schaffen. Der bislang bekannt gewordene Referentenentwurf sucht zunächst den Geltungsbereich der Musterverordnung durch Aufzählung der verschiedenen Arbeiten, bei denen ein Schutz der Bauarbeiter erforderlich erscheint, festzulegen. Ein vom Standpunkt des Gesetzgebers befriedigendes Ergebnis ist damit naturgemäß nicht zu erzielen, da jede Aufzählung lückenhaft bleiben muß und der Vielgestaltigkeit des gewerblichen Lebens nicht Rechnung tragen kann.

Sehr wenig befriedigend ist auch der in dem Entwurf vorgenommene Versuch, die Verantwortlichkeit für die Durchführung der zum Schutz der Bauarbeiter erforderlichen Maßnahmen auf den vom Bauherrn und den vom Unternehmer bestellten Bauleiter zu verteilen. Hier sollte man sich an die Richtlinien halten, die in der reichsgerichtlichen Rechtsprechung zu § 330 RStGB. festgelegt sind, nach welchen derjenige als verantwortlicher Bauleiter bezeichnet wird, der über die Art und Weise der technischen Ausführungen des Gesamtbaues entscheidet, mit anderen Worten die Person, deren Gebote und Verbote in technischer Beziehung für das ganze ausführende Personal maßgebend sind. Im übrigen müßte die zivilrechtliche Verteilung der Verantwortung zwischen Auftraggeber bzw. seiner Bauleitung und Auftragnehmer, die durch den Bauvertrag begründet ist, auch mit den polizeilichen und berufsgenossenschaftlichen Bestimmungen im Einklang stehen, nach denen in der Regel der vom Unternehmer bestellte Bauleiter für die Befolgung aller gegebenen Verordnungen usw. verantwortlich ist.

Auch gegen die materiellen, in dem Entwurf vorgesehenen Vorschriften bestehen wesentliche Bedenken. Die Bestimmungen, die dem Schutz der Bauarbeiter gegen Unfallgefahren dienen sollen, sind im Vergleich zu den berufsgenossenschaftlichen Unfallverhütungsvorschriften unvollständig und lückenhaft. Es muß im übrigen nur zu Mißverständnissen und Unklarheiten führen, wenn mehrere Stellen die gleiche Angelegenheit regeln wollen.

Ein Bedürfnis zum Erlaß polizeilicher Unfallverhütungsvorschriften kann daher nicht anerkannt werden, insbesondere da die Befolgung der Vorschriften der Berufsgenossenschaften gemäß § 851 der Reichsversicherungsordnung durch hohe Geldstrafen erzwungen werden kann. Die in dem Entwurf weiterhin vorgesehenen sanitären Schutzmaßnahmen, die Bestimmungen über Beschaffenheit und Größe der Baubuden, der Wohnbaracken, der Bedürfnisanstalten usw. enthalten, gehen in ihren Forderungen weit über das hinaus, was in der Praxis bislang üblich ist. Irgendwelche Mißstände sind auf diesem Gebiet bislang nicht bekannt geworden, es ist daher wirklich nicht einzusehen, aus welchem Grunde gerade im Baugewerbe der Unternehmer in seiner freien Entschließung durch polizeiliche Bestimmungen eingeengt werden soll, die für die Industrie in ihrer Gesamtheit nicht gelten und für deren Erlaß keinerlei Bedürfnis besteht. Dr. R.

Großhandelsindex.

17. Nov.	25. Nov.	2. Dez.	9. Dez.	16. Dez.	23. Dez.
121,0	122,7	122,9	122,5	120,9	—

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 23. Dezember 1925.)

Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 17. 12. 1925. (R. Anz. Nr. 296.) Die Erhöhungen gelten für die Zeit vom 14. Dezember bis 1. Mai 1926.

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 12. Dezember 1925. (R. Anz. Nr. 295.) Die Verordnung enthält eine Erweiterung der Aufhebung des Einfuhrverbotes mit Wirkung vom 24. 12. 1925 ab. Das Einfuhrverbot bleibt bestehen nur für bestimmte, in einer Liste aufgezählte Waren, u. a.: Für Zemente schweizerischen Ursprungs und schweizerischer Herkunft, sowie a. u. für folgende Waren aus Polen: Bauholz, Ton, Lehm, Ziegel, Mauersteine, Klinker, Kalk, Kalkmörtel, Zement, Träger, Formeisen, Wellblech, Schienen, Maschinen, Baubeschläge.

Verordnung über die weitere Änderung der Bekanntmachung, betr. das Verbot der Ausfuhr von Waren. Vom 12. 12. 1925. (R. Anz. 295.) Die Verordnung enthält in einer Anlage die Liste der Waren, deren Ausfuhr ohne besondere Bewilligung weiter verboten bleibt. Unter diesen Waren befinden sich u. a. Schrott- und Stabeisenenden.

Durchführung des Aufbringungsgesetzes. Erlaß des Reichsfinanzminister vom 15. 12. 1925. (R. St. Bl., S. 221.) Aus diesen Durchführungsbestimmungen zu den Durchführungsverordnungen zum Aufbringungsgesetze sei folgendes erwähnt:

Wenn die Vermögenssteuererklärung für 1925 nicht bis zum 31. 12. d. Js. eingereicht ist, erfolgt die Heranziehung zur Aufbringung

der Lasten aus dem Dawesabkommen auf Grund des Vermögenssteuerbescheides für 1924. Dies gilt auch für offene Handelsgesellschaften und Kommanditgesellschaften, trotzdem diese für 1924 nicht selbständig zur Vermögenssteuer veranlagt waren. Mit der Veranlagungsarbeit und der Berechnung des Verteilungsschlüssels für die Vorauszahlungen sollen die Finanzbehörden sofort beginnen, so daß der Verteilungsschlüssel etwa am 9. Januar 1926 im Reichsanzeiger veröffentlicht werden kann. Dann werden die Finanzämter sofort die Vorauszahlungsbescheide versenden. Gegen den Bescheid ist das Beschwerdeverfahren der Reichsabgabenordnung gegeben (§§ 281 ff. A. O.). Die ersten Jahresleistungen sind am 15. Februar und 1. Juni 1926 fällig. Eine Woche nach Ablauf der Fälligkeit können im Verzugsfalle Zinsen und Verzugszuschläge berechnet werden.

Ministerielle Verfügungen über Festpreise bei Vergebung von Bauausführungen. In einer Verfügung vom 3. August d. Js. hat der Reichsfinanzminister angeordnet, daß bei öffentlichen Submissionen Angebote zu Festpreisen bevorzugt werden sollen, selbst wenn sie zahlenmäßig ungünstiger sind als Gleitpreisangebote. Bei der Ausführung der Arbeiten sollen Behinderungen durch Streiks und Aussperrung berücksichtigt werden. Die Behörden werden aufgefordert, alle Maßnahmen zur weiteren Einbürgerung der Festpreisangebote zu fördern. Ähnliche Erlasse sind vom Reichswehrministerium, von der Deutschen Reichsbahngesellschaft und vom Reichspostministerium ausgegeben worden. Auch der preußische Minister für Volkswohlfahrt hat in einem Erlaß vom 6. November d. Js. sich für die Notwendigkeit von Festpreisen bei Bauaufträgen ausgesprochen und besonders auch den Gemeinden, die als Auftraggeber von Hauszinssteuerwohnungsbauten in Frage kommen, auf die Vergebung zu Festpreisen hinzuwirken.

Rechtsprechung.

Bearbeitet vom Staatsanwalt a. D. Stroux.

1. **Zivilrecht.** a) Beweiskraft einer Quittung. Wenn der Gläubiger bei Zahlung eines bestimmten Betrages bekannt hat, daß er keine weiteren Ansprüche gegen den Schuldner mehr habe, so liegt in dieser Erklärung nur eine Generalquittung, auf die sich der Schuldner zum Beweise der Erfüllung seiner Schuld nicht berufen kann, wenn festgestellt wird, daß die Forderung höher gewesen ist. Es bedarf nicht erst einer Anfechtung der Quittung. Die Anfechtung ist auch dann nicht nötig, wenn in der Quittung eine negative Schuldanerkenntnis enthalten ist. In diesem Falle kann wegen mangelnden Rechtsgrunds nach § 812 B. G. B. das Anerkenntnis zurückverlangt werden. (Ungerechtfertigte Bereicherung.) (RG. VI vom 7. Juli 1925, Recht S. 611.)

b) Aufwertungsstichtag bei mehrwöchentlicher Bindung an ein Angebot. Eine Maschinenfabrik hat am 19. Oktober 1921 ein Angebot auf Lieferung von 6 Pressen gemacht und dabei bemerkt, daß sie an das Angebot bis zum 15. November gebunden sei. Das Oberlandesgericht hatte als Stichtag der Aufwertung den 11. November 1921 zugrunde gelegt, an welchem Tage der Lieferant erklärt hatte, daß er mit Rücksicht auf die Entwertung nicht mehr zu dem angegebenen Preise liefern könne. Dabei ging das O.L.G. von der Annahme aus, daß der Lieferant durch die Bindung an sein Angebot die Gefahr der Geldentwertung bis zur Annahme des Angebotes auf sich genommen habe. Das Reichsgericht hob dieses Urteil auf. Das Angebot müsse nach Treu und Glauben mit Rücksicht auf die Verkehrssitte ausgelegt werden. Darnach scheine es als ausgeschlossen, daß der Lieferer die Gefahr eines Sinkens der Mark bis auf beinahe die Hälfte des Wertes, wie es tatsächlich in der Zeit vom 19. Oktober bis 11. November 1921 eingetreten sei, hätte übernehmen wollen. Deshalb sei der 19. Oktober, also der Tag des Angebots, Stichtag der Aufwertung. Rechtsirrig sei ferner die Ablehnung jeder Berücksichtigung des gegenwärtigen Marktwertes der Ware. Die Begründung in dem Beschlusse der vereinigten Zivilsenate vom 31. März 1925 treffe auch auf den vorliegenden Fall zu, selbst wenn es sich nicht um ein Großhandelsgeschäft im eigentlichen Sinne handeln sollte. R. G. vom 26. Mai 1925, I. Ztg., S. 1657.

c) Aufwertungsstreitigkeiten und vereinbartes Schiedsgericht. Wenn für alle Streitigkeiten aus dem Vertrage ein Schiedsgericht vereinbart ist, so ist dieses auch für Aufwertungsansprüche zuständig. (R. G. VI vom 19. Juli 1925.)

Wird die Aufwertung verlangt, nachdem dem Kläger der Papiermarkbetrag bereits rechtskräftig zugesprochen war, so handelt es sich nicht um die Aufwertung der Urteilsforderung sondern um die des ursprünglichen Anspruches. Darum ist die Zuständigkeit des Schiedsgerichts auch in diesem Falle gegeben, wenn es für alle Streitigkeiten aus dem Vertrage vorgesehen war. Denn es handelt sich um einen Anspruch aus dem Vertrage (R. G. VI vom 26. Juni 1925, Recht S. 627).

d) Unterschied zwischen Schiedsgericht und Schiedsgutachten. Die Parteien hatten einen gerichtlichen Vergleich geschlossen, wonach die eine der anderen einen näher beschriebenen Ersatzraum für aufgegebene Mieträume zuzuweisen hatte. Bei Streit über die Angemessenheit des Ersatzraumes sollte ein Sachverständiger „als Schiedsrichter" entscheiden. Letzteres ist geschehen. Das Kammergericht als Beschwerdeinstanz lehnte durch Beschluß vom 28. Juli 1925 die Vollstreckbarkeit des „Schiedsspruches" ab. Es liege kein Schiedsspruch im Sinne des § 1042 Z. P. O. vor. Der Sachverständige war nicht Schiedsrichter, denn es war ihm nicht die Entscheidung einer Rechtsstreitigkeit übertragen, sondern nur die tatsächliche Würdigung des angebotenen Ersatzraumes. Er war nur Schiedsgutachter, der, allerdings mit bindender Kraft unter Ausschluß des Rechtsweges Elemente für die Entscheidung schaffen sollte. Durch das Verfahren vor ihm sollte nur festgestellt werden, ob die Bedingung eingetreten ist, von der die Pflicht zur Räumung der bisherigen Geschäftsräume abhängt. Die Verpflichtungen der Parteien beruhen allein auf dem gerichtlichen Vergleiche. Nur aus diesem Vergleiche kann die Zwangsvollstreckung betrieben werden. Die Entscheidung des Gutachters ist begrifflich einer Vollstreckung überhaupt nicht fähig oder bedürftig. (J. W. 25, S. 2018.)

e) Unterscheidung des Verzugsschadens vom Aufwertungsschaden. Dem Kläger waren Schmucksachen gestohlen, für die er Schadenersatz von seiner Versicherungsgesellschaft verlangt. Festgestellt ist, daß die Versicherungsgesellschaft am 1. Oktober 1918 in Verzug geraten ist, und daß an diesem Tage die ursprünglich eingeklagten 7000 Papiermark einen Wert von 4 516 Goldmark hatten. Mit Zahlung dieser Goldmarksumme wäre die eigentliche Geldentwertung ausgeglichen. Nun fordert aber die Klägerin 8400 Goldmark, weil während des Verzuges der Versicherungsgesellschaft die Preise für Schmucksachen erheblich gestiegen seien. Das Reichsgericht stellt fest, daß die Mehrforderung über 4 516 Goldmark kein Aufwertungsanspruch mehr ist, daß es sich um einen Verzugsschaden gem. § 288 Abs. 2 B. G. B. handele, der auf einem anderen Grunde beruhe als auf Geldentwertung. Wenn der Versicherer mit der Zahlung der Entschädigungssumme in Verzug gerate, so sei er, wie jeder Geldschuldner nach allgemeinen Rechtsgrundsätzen verpflichtet, dem Versicherungsnehmer auch den durch den Verzug entstandenen Schaden ohne Rücksicht auf die Höhe der Versicherungssumme zu ersetzen. Die Verjährungsfrist sei für den Verzugschaden keine andere als die zweijährige des § 12 des V. V. G. (R. G. VI vom 9. Juni 1925 J. W., S. 1992.)

f) Betrug. Ein Unternehmer kann sich durch Vorspiegelung falscher oder Unterdrückung wahrer Tatsachen im Sinne des § 263 Strafgesetzbuches schuldig machen, wenn er trotz Möglichkeit der Verhinderung wissentlich duldet, daß die Personen, deren er sich zur Ausführung der eingegangenen Verpflichtungen bedient, hierbei falsche Tatsachen vorspiegeln oder wahre Tatsachen unterdrücken. (R. G. I Strafsenat vom 26. Juni 1925 Recht S. 632.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 3. Dezember 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. R 60 775. Rohleder & Ehninger, Akt.-Ges., Feuerbach-Stuttgart. Schmiedeeiserne Auskleidung für betonierte Schächte, Druckstollen und ähnliche unterirdische Bauwerke. 17. III. 24.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 71 373. Heinrich Schalke, Wattenscheid. Kappschuh nach Patent 405 454; Zus. zu Pat. 405 454. 27. VIII. 24.

Kl. 19 a, Gr. 8. W 65 176. Fa. Wilhelm Hammer G. m. b. H., Essen. Mehrteilige Unterlegplatte für Schienen verschiedener Fußbreite. 2. I. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. B 112 644. Eugen Bellmann, Haspe i. W. Fahrbare Schienenbieg- und -Richtmaschine. 6. II. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 86 477. Gustav Knaul, Nordhausen a. H., und Erich Knaul, Grube Viktoria III, Post Grube Marga, N./L. Auslegergleisrückmaschine für Kippgleise. 6. VII. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. L 60 269. Paul Lörcher, Stuttgart, Filderstr. 59. Schienenbiegemaschine. 19. V. 24.

Kl. 19 d, Gr. 1. Sch 71 266. Gerhard Schmücking, Essen, Ruhr, Kurfürstenstr. 28. Bergschadensichere Brücke. 14. VIII. 24.

Kl. 19 e, Gr. 3. K 90 181. Erich Kort, Gifhorn. Flache, horizontal geteilte Marksteinsicherung. 7. VII. 24.

Kl. 20 a, Gr. 11. K 90541. Fa. Fritz Kühnel & Co. G. m. b. H., Zeulenroda i. Thür. Schleppbrücke für Hängebahnen. 9. VIII. 24.

Kl. 20 h, Gr. 6. R 60 940. Gustav Rödelbronn, Ahlen i. W. Aufgleisvorrichtung. 17. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 9. S 68 623. Fa. Sächsisch-Thüringische Portlandzementfabrik Prüssing & Co., Comm.-Ges. auf Aktien, Göschwitz a. d. Saale. Zungenanordnung bei Weichen von Hängebahnen; Zus. z. Pat. 363 171. 28. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 27. M 86 555. Charles Emanuel Milde u. Georges Huyaux, Paris; Vertr.: Dr. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Graphischer Streckenanzeiger. 25. IX. 24. Frankreich 27. IX. 23.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 42 779. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Anordnung zur Aufhängung und Abstützung von Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 4. VIII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. D 45 621. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Als Dachkran ausgebildeter Kaidoppelkran. 7. VI. 24.

Kl. 35 b, Gr. 4. A 44 075. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Kleinzschocher. Fahrbarer Eisenbahndrehkran. 30. I. 25.

Kl. 37 a, Gr. 3. B 109 129. Karl Gustav Bangert, Nürtingen. Putzträger aus Holzstäben trapezförmigen Querschnitts. 31. III. 23.

Kl. 65 b, Gr. 2. H 100 938. Rudolf Hitzemann, Hamburg, Frauenwall 29. Fr. Holzmüller, Bugenhagenstr. 31 und Erich Wichmann, Moltkestr. 23, Lübeck. Schwimmdock mit durchlaufenden Seitenkasten. 10. III. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 109 935. Jean Bonnet, St. Etienne, Loire, Frankreich; Vertr.: Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Ausgleich und zum Anzeigen von Senkungen des Untergrundes von Bauwerken. 9. VI. 23. Frankreich 1. VII. 22.

Kl. 85 c, Gr. 3. B 117 717. Dr. Hermann Bach, Essen, Johannastraße 16. Verfahren zur biologischen Reinigung von organisch verschmutzten sauren oder zur Säuerung neigenden Abwässern, z. B. Abwässer von Brauereien, Brennereien, Preßhefefabriken u. dgl. 19. I. 25.

Kl. 85 c, Gr. 3. I 25 179. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Verfahren und Vorrichtung zur biologischen Reinigung von Abwasser mit belebten Schlamm in Lüftungsbecken. 18. IX. 24.

Kl. 85 d, Gr. 2. G 57 936. Ewald Stahlschmied, Berlin-Friedenau Albestr. 1 und Wilhelm Geue, Berlin-Pankow, Wollankstr. 6. Durch Druckluftgestänge betriebene selbsttätige Hauswasserversorgungsanlage in Gebirgsgegenden. 24. XI. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 48 vom 3. Dezember 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 422 855. Adolf Drost, Mühlheim, Ruhr, Seilerstr. 17. Verfahren zum Ausbauen von Strecken und ähnlichen unterirdischen Bauwerken mit Steinen. 6. VII. 24. D 45 778.

Kl. 19 c, Gr. 10. 422 867. Fa. J. Kemna, Breslau. Straßenaufreißer. 21. II. 23. K 85 005.

Kl. 20 a, Gr. 12. 422 868. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Tragseil und umlaufendem Zugseil. 14. VII. 23. B 110 400.

Kl. 37 a, Gr. 2. 423 002. Otto Stein, Beuthen, O./Schl., Tarnowitzer Str. 34. Eisenbetondecke aus Platte mit Unterzügen und Stützen; Zus. z. Patent 396 309. 15. III. 24. St. 37 748.

Kl. 37 e, Gr. 13. 422 879. Mathias Gaßner, Piesenhausen, Post Marquardtstein. Abstreichvorrichtung für mit erhöhten Rändern aufzutragende Mörtelschichten. 19. I. 22. G. 55 663.

Kl. 81 e, Gr. 25. 422 979. Gustav Hill, Hagen i. W., Viktoriastr. 5. Schienenauf- und- abladevorrichtung. 21. II. 25. H. 100 656.

Kl. 81 e, Gr. 31. 422 980. Fa. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 18. IV. 25. A 44 748.

Kl. 84 c, Gr. 3. 422 943. Jean Mayder, Wiesbaden, Helmundstr. 11, Senkkasten für Wehrschützen oder ähnliche Einbauten. 14. VII. 23. M 82 022.

Kl. 85 c, Gr. 6. 422 984. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Kläranlage mit trichterförmigen Bodenvertiefungen. 1. IV. 23. P 45 992.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der 6. Vortragsabend in der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg, Berlin NW 7, Ingenieurhaus veranstalteten Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" wird am Montag, den 11. Januar 1926 abends 7½ Uhr im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal) I. Stock stattfinden. An diesem Abend wird das Thema „Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen?" behandelt werden. Vortragender: Herr Professor Dr.-Ing. E. Probst von der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B. An den Vortrag wird sich eine Aussprache anschließen. Gäste sind willkommen.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 M. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 M. und für Junioren auf 3 M. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Arbeitsprogramm der Akotech.

Die Akotech, mit der die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Arbeitsgemeinschaft steht, kündigt folgendes Arbeitsprogramm in Zusammenarbeit mit dem Außeninstitut der Technischen Hochschule an: Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin: Vorträge in Gemeinschaft mit der Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik (Akotech). Arbeitsbedingungen im Ausland:

Vortragsreihe 1 (Mittwochs): „Rußland". 6. 1. 1926, Prof. Dr. Obst-Hannover: Die wirtschaftsgeologischen Bedingtheiten Rußlands. 13. 1. 1926, Geh. Reg.-Rat Cleinow: Souverain, Regierung und Nationalitäten im neuen Rußland (Vortrag 1). 20. 1. 1926, Geh. Reg.-Rat Cleinow: Souverain, Regierung und Nationalitäten im neuen Rußland (Vortrag 2). 27. 1. 1926, Geh. Oberreg.-Rat Dr. Busse: Russisch-Turkestan und seine wirtschaftliche Bedeutung für das Mutterland. 3. 2. 1926, Prof. Dr. Kaßner: Die geographischen und klimatischen Verhältnisse. 10. 2. 1926, Vortragender noch unbestimmt: Landwirtschaft in Rußland. 17. 2. 1926, H. Zienau: Industrielle Aufgaben und Werke in Rußland (Vortrag 1). 24. 2. 1926, H. Zienau: Industrielle Aufgaben und Werke in Rußland (Vortrag 2).

Vortragsreihe 2 (Donnerstags): „Mittel- und Südamerika" 14. 1. 1926, Reichsbahnoberrat Rintelen: Ecuador, Technische Aufgaben. 21. 1. 1926, von Hassel: Peru (Vortrag 1), Land und Leute. 28. 1. 1926, von Hassel: Peru (Vortrag 2), Ansiedler und Techniker. 4. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko (Vortrag 1), Land und Leute. 11. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko (Vortrag 2), Bergbau und Petroleum. 18. 2. 1926, Dr. Wittich: Mexiko, (Vortrag 3), Verkehrsfragen, Kraftanlagen. 25. 2. 1926, Geh. Medizinalrat, Generalarzt a. D. Dr. Waldow: Gesundheitspflege für Hand- und Kopfarbeiter in heißen Zonen.

Die Vorträge finden von 6 bis 8 Uhr abends im Saal 120 der Technischen Hochschule statt.

Eintrittspreise.

Eintrittspreise: 1. für Lehrkräfte und Studierende sämtlicher Hochschulen, höherer Lehranstalten und Fachschulen (gegen Ausweis) a) für eine Vortragsreihe 2 RM., b) für beide Vortragsreihen 3 RM., c) für Einzelvorträge 0,50 RM.

2. Für die Mitglieder der Akotech und die mit ihr in Arbeitsgemeinschaft stehenden Verbände: Koloniale Verbände, Bund der Auslandsdeutschen, Reichsbund Deutscher Technik, Deutsche Weltwirtschaftliche Gesellschaft, Vereinigung für Deutsche Siedlung und Wanderung, Verein Deutscher Ingenieure, Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Gesellschaft der Berliner Freunde der Deutschen Akademie a) für eine Vortragsreihe 4 RM., b) für beide Vortragsreihen 6 RM., c) für Einzelvorträge 0,75 RM.

3. Für Regierungsbauführer und -referendare (bei gleichzeitiger Bestellung von mindestens 10 Eintrittskarten durch ihre Verbände) a) für eine Vortragsreihe 2 RM., b) für beide Vortragsreihen 3 RM.

4. Für Sonstige und Nichtangehörige der Hochschule a) für eine Vortragsreihe 6 RM., b) für beide Vortragsreihen 9 RM., c) für Einzelvorträge 1 RM.

Zutritt Jedermann, auch Damen gestattet. Karten erhältlich für 1. und 4. in der Technischen Hochschule, Zimmer 137, in der Universität, Akademische Lesehalle, in der Handelshochschule, Zimmer 27; für 2. und 3. in der Geschäftsstelle der Akotech, Berlin SW 48, Verl. Hedemannstraße 8, Zimmer 124. Die Vorträge werden im nächsten Sommer- bezw. Wintersemester fortgesetzt.

Außeninstitut der Techn. Hochschule	Akotech	
Orlich	Schubert	Röhlke
Geh. Regierungsrat, o. Prof. a. d. Techn. Hochschule Berlin	Geheimer Baurat	Marinebaurat z. D.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 8. Januar 1926 | Heft 2

DIE GLEICHFÖRMIG BELASTETE, IN GLEICHEN ABSTÄNDEN UNTERSTÜTZTE GERADE DER ALLSEITIG UNENDLICHEN PLATTE UND DEREN ANWENDUNG IN DER STRENGEN THEORIE DER TRÄGERLOSEN (PILZ-) DECKEN.

Von Dr.-Ing. Karl Frey, Hannover.

Übersicht. 1. Für die elastischen Wirkungen der durch den Titel gekennzeichneten Liniengleichgewichtsgruppe werden, ausgehend von der aus der Theorie der achsensymmetrischen Platten mit achsensymmetrischer Belastung bekannten Formänderung einer konzentrierten Einzelkraft P, durch Addition der Wirkungen sämtlicher P und der aus lauter unendlich kleinen Einzellasten $\bar{p} \cdot d\,x$ zusammengesetzt gedachten Linienbelastung $\bar{p}$ einfache explicite Ausdrücke oder rechnerisch gut brauchbare unendliche Reihen abgeleitet und mittels dieser hierfür die sogenannte „Urtabelle" berechnet.

2. Es wird gezeigt, wie sich das Hauptproblem der Pilzdeckentheorie, die in den Eckpunkten eines Rechteckgitters unterstützte, gleichförmig belastete allseitig unendliche Platte, wenn man zu seiner Lösung denselben Weg wie Nádai einschlägt und zunächst die Stützpunktreihen einer Richtung durch stetige Linienauflager und dann weiter die hierbei auftretenden Linienauflagerreaktionen durch die Stützpunktkräfte ersetzt, sehr vorteilhaft für beliebige Seitenverhältnisse des Gitters durch einfache Addition der Wirkungen der unendlich vielen Gleichgewichtsgruppen mittels der Urtabelle bzw. der grundlegenden Formeln berechnen läßt, indem tatsächlich wegen der von der Angriffslinie aus stark abnehmenden Wirkungen die Berücksichtigung sehr weniger Gruppen genügt.

3. In ähnlicher Weise wird ein viel allgemeineres Problem gelöst, das alle die Belastungsfälle der allseitig unendlichen Platte und des beiderseits freigelagerten Plattenstreifens umfaßt, die sich mittels der Theorie des durchlaufenden Trägers behandeln lassen, für den Fall, daß an die Stelle der stetigen Linienauflagerung eine einfach oder mehrfach periodische Punktunterstützung tritt. In diesem Falle sind die Stützpunktreaktionen unbekannt und erst aus der Bedingung zu ermitteln, daß die Gesamtverschiebung der Stützenköpfe nach Übereinanderlagerung der beiden Gleichgewichtssysteme untereinander gleich sein müssen, woraus sich mittels des Clapeyronschen Verfahrens brauchbare Gleichungen hierfür aufstellen lassen.

Nach der Elastizitätstheorie streng richtige Lösungen sind bislang nur für wenige Pilzdeckenprobleme bekannt. Das Hauptproblem, die in den Eckpunkten eines Rechteckgitters unterstützte, gleichförmig belastete allseitig unendliche Platte, ist in exakter Weise zuerst von Lewe (Bauingenieur 1920, Heft 22) behandelt worden. Im Jahre 1922 ist Nádai (Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik Bd. 2, S. 6, 1922, und Bauingenieur 1924, Heft 5) durch Übereinanderlagerung zweier Gleichgewichtssysteme eine Lösung gelungen, die die Lewesche Doppelsumme vermeidet. In dem ersten System werden die Stützpunktreihen einer Richtung durch Linienauflager ersetzt. Dieses Belastungsproblem der allseitig unendlichen Platte läßt sich mittels der Theorie des beiderseits vollkommen eingespannten, gleichförmig belasteten Trägers behandeln. Durch das zweite System müssen die in dem ersten auftretenden Linienauflagerreaktionen durch die bekannten Punktstützkräfte ersetzt werden können. Das erheischt notwendig dessen Zusammensetzung aus lauter gleichartigen Liniengleichgewichtsgruppen (s. Abb. 1). Dieser Umstand legt es nahe, zur Berechnung des zweiten Systems einen anderen Weg als Nádai, der hierzu die aus Symmetriegründen bekannten Randbedingungen eines zwischen zwei Stützenreihen herausgeschnittenen Streifens benutzt, einzuschlagen und die ein für allemal tabellarisch festgelegten Wirkungen der einzelnen Liniengleichgewichtsgruppen, die nach dem Prinzip von de St. Venant senkrecht zu ihrer Geraden schnell abnehmen müssen, so daß tatsächlich die Berücksichtigung sehr weniger Gruppen genügt, einfach zu addieren. Für die praktische Anwendung ergibt sich damit der große Vorteil, mittels einer einzigen Tabelle das Hauptproblem für beliebige Seitenverhältnisse des Rechteckgitters exakt berechnen zu können.

Ehe wir dazu übergehen, die elastischen Wirkungen einer Liniengleichgewichtsgruppe des zweiten Systems zu ermitteln, geben wir eine Erklärung der in dieser Abhandlung verwandten Zeichen.

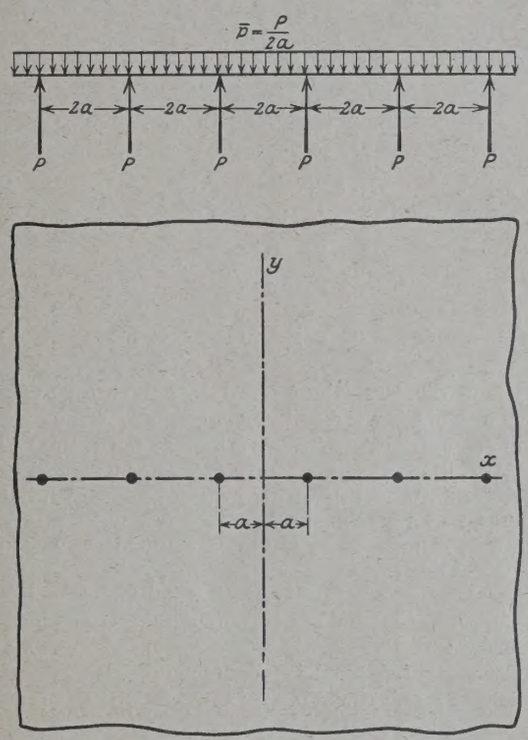


Abb. 1. Eine Liniengleichgewichtsgruppe des zweiten Systems.

Es bezeichnen:

w die Durchbiegung,

x, y die Koordinaten,

$\Delta w = \frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2}$,

h die Plattendicke,

m die Querdehnungszahl,

E die Elastizitätsziffer,

$N = \frac{E m^2 h^3}{12 (m^2 - 1)}$ die Plattenziffer,

m_x das Biegungsmoment parallel zur X-Achse,

m_y das Biegungsmoment parallel zur Y-Achse,

t das Drillmoment,

q_x die Querkraft im Schnitt senkrecht zur X-Achse,

q_y die Querkraft im Schnitt senkrecht zur Y-Achse,

P die Stützpunktreaktion,

$\bar{p} = \frac{P}{2a}$ die spezifische Belastung der Geraden,

p die spezifische Belastung der Oberfläche.

Die gesuchte Lösung hat nachstehenden Bedingungen zu entsprechen:

1. Da sie nach der Elastizitätstheorie genau richtig sein soll, muß sie die Kirchhoffsche Plattengleichung, und zwar, da bei der vorliegenden Aufgabe keine Oberflächenbelastung p vorhanden ist, deren homogene Form streng erfüllen.

2. Aus dem gleichen Grunde müssen die Ausdrücke für die Spannungsresultierenden der Kirchhoffschen Plattentheorie:

$$m_x = -N\left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{1}{m}\cdot\frac{\delta^2 w}{\delta y^2}\right),$$

$$m_y = -N\left(\frac{\delta^2 w}{\delta y^2} + \frac{1}{m}\cdot\frac{\delta^2 w}{\delta x^2}\right),$$

$$t = -\frac{m-1}{m} N \frac{\delta^2 w}{\delta x\,\delta y}$$

$$q_x = -N\frac{\delta}{\delta x}\Delta w,$$

$$q_y = -N\frac{\delta}{\delta y}\Delta w$$

an bestimmten Stellen die dort gegebenen Werte annehmen, und zwar:

a) sämtlich den Wert Null für $y = \infty$,

b) aus Symmetriegründen:

$$q_y = -\frac{\bar{p}}{2} \text{ für } y \geqq 0$$

$$q_y = +\frac{\bar{p}}{2} \text{ für } y \leqq 0.$$

Ferner muß die Resultierende der Querkräfte auf jeder geschlossenen Kurve, welche die Angriffstelle nur einer Last in ihrem Innern enthält, den Wert P haben, auch wenn die Kurve auf den Angriffspunkt der Kraft zusammengezogen wird.

3. w muß die aus der Natur der Aufgabe sich ergebenden Periodizitäts- und Symmetriebedingungen befriedigen und

4. nebst seinen ersten Ableitungen überall stetig sein.

Indem wir die Linienbelastung $\bar{p}$ als aus lauter unendlich kleinen Einzellasten $\bar{p}\,dx$ zusammengesetzt ansehen, können wir diesen sämtlichen Forderungen durch Addition der Wirkungen der verschiedenen Einzellasten gerecht werden. Letztere lassen sich nämlich für eine Einzellast, wenn man sich die allseitig unendliche Platte als Kreis und den Angriffspunkt als dessen Mittelpunkt vorstellt, leicht mittels der für achsensymmetrische Platten mit achsensymmetrischer Belastung bekannten allgemeinen Lösung der homogenen Plattengleichung angeben. In Polarkoordinaten mit dem Ursprung im Angriffspunkte der Kraft lautet diese:

$$w' = c_0 + c_1 \ln r + c_2 r^2 + c_3 r^2 \ln r$$

mit der Querkraft:

$$q_r = -4N\frac{c_3}{r}$$

(Föppl, Drang und Zwang, Bd. I, S. 175, 179). Die Integrationskonstante $c_1 = 0$, da $\frac{dw}{dr}$ für $r = 0$ nicht unendlich groß werden darf; c_3 bestimmt sich aus der Bedingung, daß die Querkraft $q_r = \frac{P}{2\pi r}$ sein muß, zu $c_3 = -\frac{P}{8\pi N}$. Die Konstante c_2 ist bedeutungslos, da die Randbedingungen im Unendlichen nach Addition der Wirkungen von im Gleichgewicht befindlichen Einzelkräften ohne weiteres erfüllt sind, wie man sich leicht überzeugen kann. Mit diesen Werten ergibt sich nach Einführung rechtwinkliger Koordinaten für eine Einzelkraft P, die auf der X-Achse in der Entfernung (n a) vom Ursprung angreift:

$$w' = c_0 - \frac{P}{16\pi N}[(n a - x)^2 + y^2]\ln[(n a - x)^2 + y^2]$$

mit den Ableitungen:

$$\frac{\delta w'}{\delta y} = -\frac{P y}{8\pi N}\left\{1 + \ln[(n a - x)^2 + y^2]\right\},$$

$$\frac{\delta^2 w'}{\delta y^2} = -\frac{P}{8\pi N}\left\{1 + \frac{2y^2}{(n a - x)^2 + y^2} + \ln[(n a - x)^2 + y^2]\right\},$$

$$\Delta w' = -\frac{P}{4\pi N}\left\{2 + \ln[(n a - x)^2 + y^2]\right\},$$

$$\frac{\delta^2 w'}{\delta x\,\delta y} = +\frac{P y}{4\pi N}\cdot\frac{n a - x}{(n a - x)^2 + y^2},$$

$$\frac{\delta}{\delta y}\Delta w' = -\frac{P}{2\pi N}\cdot\frac{y}{(n a - x)^2 + y^2}$$

$$\frac{\delta}{\delta x}\Delta w' = +\frac{P}{2\pi N}\cdot\frac{n a - x}{(n a - x)^2 + y^2}.$$

Läßt man hierin n die Reihe der ganzen positiven und negativen ungeraden Zahlen durchlaufen und summiert sämtliche Werte, so gewinnt man entsprechende Ausdrücke für die von der Gesamtheit der Einzellasten P erzeugten Formänderungen. Da diese aber praktisch unbrauchbar sind, muß man danach trachten, sie umzuformen. Besonders leicht gelingt das für Δw. Von Bedeutung ist dieses Ergebnis aber erst, wenn man die einfachen Beziehungen beachtet, die zwischen w und seinen Ableitungen für beliebige auf der X-Achse angreifende Kräfte bestehen, wenn diese nur untereinander im Gleichgewicht sind. Dann ist nämlich $\sum P = 0$, auch kann y vor das Summenzeichen gesetzt werden, da es von dem Angriffspunkt der Kräfte unabhängig ist, und man erhält:

$$w = \int \frac{\delta w}{\delta y}\,dy + c_0 = \int \frac{y}{2}\Delta w\,dy + c_0,$$

$$\frac{\delta w}{\delta y} = \frac{y}{2}\Delta w,$$

$$\frac{\delta^2 w}{\delta x\,\delta y} = \frac{y}{2}\cdot\frac{\delta}{\delta x}\Delta w,$$

$$\frac{\delta^2 w}{\delta y^2} = \frac{\Delta w}{2} + \frac{y}{2}\cdot\frac{\delta}{\delta y}\Delta w,$$

$$\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} = \frac{\Delta w}{2} - \frac{y}{2}\cdot\frac{\delta}{\delta y}\Delta w,$$

$$\Delta w = \int \frac{\delta}{\delta y}\Delta w\,dy.$$

Die Forderung, daß im Unendlichen sämtliche Spannungsresultierenden verschwinden, muß wie ganz allgemein für jede Gleichgewichtsgruppe so auch hier ohne weiteres erfüllt sein.

Wir beginnen mit der Integration der Querkräfte:

$$\frac{\delta}{\delta y}\Delta w = -\frac{q_y}{N} = -\frac{P y}{2\pi N}\sum\frac{1}{(n a - x)^2 + y^2} + \frac{\bar{p}}{2N},$$

$$\Delta w = \int \frac{\delta}{\delta y}\Delta w\,dy = -\frac{P}{4\pi N}\sum\ln[(n a - x)^2 + y^2] + \frac{\bar{p}\,y}{2N}.$$

Um hieraus etwas Brauchbares zu gewinnen, subtrahieren wir die unendliche Größe $-\frac{P}{4\pi N}\sum\ln(n a)^2$ und erhalten:

$$(\Delta w) = -\frac{P}{4\pi N}\sum\ln\left[\left(1 - \frac{x}{n a}\right)^2 + \left(\frac{y}{n a}\right)^2\right] + \frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

Mit $\left(1 - \frac{x}{n a}\right)^2 + \left(\frac{y}{n a}\right)^2 = \left(1 - \frac{x - i y}{n a}\right)\left(1 - \frac{x + i y}{n a}\right)$

ergibt sich weiter:

$$(\Delta w) = -\frac{P}{4\pi N}\left[\sum \ln\left(1-\frac{x-iy}{na}\right)+\sum \ln\left(1-\frac{x+iy}{na}\right)\right]+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

$$= -\frac{P}{4\pi N}\left[\ln\ldots\left(1+\frac{x-iy}{3a}\right)\left(1+\frac{x-iy}{a}\right)\left(1-\frac{x-iy}{a}\right)\left(1-\frac{x-iy}{3a}\right)\ldots+\ln\ldots\left(1+\frac{x+iy}{3a}\right)\left(1+\frac{x+iy}{a}\right)\left(1-\frac{x+iy}{a}\right)\left(1-\frac{x+iy}{3a}\right)\ldots\right]+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

$$= -\frac{P}{4\pi N}\left\{\ln\left[1-\left(\frac{x-iy}{a}\right)^2\right]\left[1-\left(\frac{x-iy}{3a}\right)^2\right]\left[1-\left(\frac{x-iy}{5a}\right)^2\right]\ldots+\ln\left[1-\left(\frac{x+iy}{a}\right)^2\right]\left[1-\left(\frac{x+iy}{3a}\right)^2\right]\left[1-\left(\frac{x+iy}{5a}\right)^2\right]\ldots\right\}+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

Vergleicht man damit das unendliche Produkt

$$\cos x = \left(1-\frac{4x^2}{\pi^2}\right)\left(1-\frac{4x^2}{9\pi^2}\right)\left(1-\frac{4x^2}{25\pi^2}\right)\ldots,$$

so kann man auch schreiben:

$$(\Delta w) = -\frac{P}{4\pi N}\left[\ln\cos\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x-iy}{a}+\ln\cos\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x+iy}{a}\right]+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

$$= -\frac{P}{4\pi N}\ln\cos\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x-iy}{a}\cos\frac{\pi}{2}\cdot\frac{x+iy}{a}+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

$$= -\frac{P}{4\pi N}\ln\left(\frac{1}{2}\cos\frac{\pi x}{a}+\frac{1}{2}\cos\frac{\pi iy}{a}\right)+\frac{\bar{p}\,y}{2N}$$

$$= -\frac{P}{4\pi N}\ln\frac{\cos\frac{\pi x}{a}+\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a}}{2e^{\frac{\pi y}{a}}}$$

Das Kriterium, ob dieser durch Subtraktion einer unendlichen Größe entstandene Ausdruck mit dem ursprünglichen noch gleichwertig ist, d. h. ob die abgeleiteten einfachen Beziehungen ihre Gültigkeit behalten haben, liegt in der erwähnten Tatsache, daß Δw für $y = \infty$ ohne weiteres verschwinden muß. Nach Berücksichtigung dieser Forderung ergibt sich endgültig:

$$\Delta w = -\frac{P}{4\pi N}\ln 2\,\frac{\cos\frac{\pi x}{a}+\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a}}{e^{\frac{\pi y}{a}}}$$

mit den Ableitungen

$$\frac{\delta}{\delta y}\Delta w = -\frac{P}{4Na}\left(\frac{\mathfrak{Sin}\frac{\pi y}{a}}{\cos\frac{\pi x}{a}+\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a}}-1\right)$$

$$\frac{\delta}{\delta x}\Delta w = +\frac{P}{4Na}\,\frac{\sin\frac{\pi x}{a}}{\cos\frac{\pi x}{a}+\mathfrak{Cof}\frac{\pi y}{a}}$$

Um w und damit auch $\frac{\delta w}{\delta x}$ zu finden, müssen wir Δw erst in eine Reihe entwickeln, da sich ein explicites Integral $w = \int_{\frac{y}{2}} \Delta w\,dy$ nicht angeben läßt.

Zu diesem Zwecke schreiben wir Δw in der Form:

$$\Delta w = -\frac{P}{4\pi N}\left\{\ln\left[e^{\frac{\pi}{a}(ix-y)}+1\right]+\ln\left[e^{\frac{\pi}{a}(-ix-y)}+1\right]\right\}$$

und erkennen, daß eine Entwicklung in die für $-1 < u < +1$ gültige Reihe

$$\ln(1+u) = u-\frac{u^2}{2}+\frac{u^3}{3}-\ldots$$

möglich ist, falls wir uns auf positive Werte von y beschränken, da

$$e^{\pm i\frac{\pi x}{a}} = \cos\frac{\pi x}{a}\pm i\sin\frac{\pi y}{a}$$

sowieso nur zwischen ± 1 schwankt. Dadurch erhalten wir:

$$\Delta w = -\frac{P}{4\pi N}\left[e^{\frac{\pi}{a}(ix-y)}-\frac{1}{2}e^{\frac{2\pi}{a}(ix-y)}+\frac{1}{3}e^{\frac{3\pi}{a}(ix-y)}-\ldots\right.$$
$$\left.+e^{\frac{\pi}{a}(-ix-y)}-\frac{1}{2}e^{\frac{2\pi}{a}(-ix-y)}+\frac{1}{3}e^{\frac{3\pi}{a}(-ix-y)}-\ldots\right]$$
$$= +\frac{P}{2\pi N}\sum\frac{(-1)^k}{k}e^{-\frac{k\pi y}{a}}\cos\frac{k\pi x}{a}$$
$$(k = 1, 2, 3, \ldots)$$

und daraus durch Integration:

$$w = -\frac{Pa^2}{4N\pi^3}\sum\frac{(-1)^k}{k^3}e^{-\frac{k\pi y}{a}}\left(1+\frac{k\pi y}{a}\right)\cos\frac{k\pi x}{a}.$$

Die gestellte Aufgabe ist damit vollständig gelöst, und wir sind nunmehr in der Lage, für w und seine zur Ermittlung der Spannungsresultierenden notwendigen Ableitungen die nachstehende Urtabelle zu berechnen.

w

y/a	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00	= x/a
0,00	+ 0,02908	+ 0,02231	+ 0,00363	— 0,02141	— 0,03876	
0,25	+ 0,02441	+ 0,01837	+ 0,00207	— 0,01819	— 0,02892	
0,50	+ 0,01657	+ 0,01215	+ 0,00071	— 0,01214	— 0,01803	
0,75	+ 0,01006	+ 0,00725	+ 0,00021	— 0,00725	— 0,01047	
1,00	+ 0,00572	+ 0,00408	+ 0,00005	— 0,00408	— 0,00583	
1,25	+ 0,00312	+ 0,00221	+ 0,00001	— 0,00221	— 0,00315	$\times\frac{Pa^2}{4N}$
1,50	+ 0,00165	+ 0,00117	+ 0,00000	— 0,00117	— 0,00166	bzw.
1,75	+ 0,00086	+ 0,00061	+ 0,00000	— 0,00061	— 0,00086	
2,00	+ 0,00044	+ 0,00031	+ 0,00000	— 0,00031	— 0,00044	$\times\frac{\bar{p}\,a^3}{2N}$
2,25	+ 0,00022	+ 0,00016	+ 0,00000	— 0,00016	— 0,00022	
2,50	+ 0,00011	+ 0,00008	+ 0,00000	— 0,00008	— 0,00011	
2,75	+ 0,00005	+ 0,00004	+ 0,00000	— 0,00004	— 0,00005	
3,00	+ 0,00003	+ 0,00002	+ 0,00000	— 0,00002	— 0,00003	
3,25	+ 0,00001	+ 0,00001	+ 0,00000	— 0,00001	— 0,00001	
3,50	+ 0,00001	+ 0,00000	+ 0,00000	— 0,00000	— 0,00001	

$\frac{\delta^2 w}{\delta x^2}$

0,00	— 0,2206	— 0,1954	— 0,1103	+ 0,0851	+ ∞	
0,25	— 0,1979	— 0,1696	— 0,0731	+ 0,1422	+ 0,4033	
0,50	— 0,1462	— 0,1174	— 0,0274	+ 0,1153	+ 0,2054	
0,75	— 0,0937	— 0,0712	— 0,0081	+ 0,0710	+ 0,1102	
1,00	— 0,0549	— 0,0402	— 0,0022	+ 0,0402	+ 0,0593	
1,25	— 0,0303	— 0,0218	— 0,0005	+ 0,0218	+ 0,0314	$\times\frac{P}{4N}$
1,50	— 0,0161	— 0,0116	— 0,0001	+ 0,0116	+ 0,0165	bzw.
1,75	— 0,0084	— 0,0060	— 0,0000	+ 0,0060	+ 0,0085	
2,00	— 0,0043	— 0,0031	— 0,0000	+ 0,0031	+ 0,0043	$\times\frac{\bar{p}\,a}{2N}$
2,25	— 0,0022	— 0,0015	— 0,0000	+ 0,0015	+ 0,0022	
2,50	— 0,0011	— 0,0008	— 0,0000	+ 0,0008	+ 0,0011	
2,75	— 0,0006	— 0,0004	— 0,0000	+ 0,0004	+ 0,0006	
3,00	— 0,0002	— 0,0002	— 0,0000	+ 0,0002	+ 0,0002	
3,25	— 0,0001	— 0,0001	— 0,0000	+ 0,0001	+ 0,0001	
3,50	— 0,0001	— 0,0000	— 0,0000	+ 0,0000	+ 0,0001	

$\frac{\delta^2 w}{\delta y^2}$

0,00	— 0,2206	— 0,1954	— 0,1103	+ 0,0851	+ ∞	
0,25	— 0,0413	— 0,0266	+ 0,0129	+ 0,0406	— 0,0157	
0,50	+ 0,0259	+ 0,0249	+ 0,0140	— 0,0233	— 0,0570	
0,75	+ 0,0361	+ 0,0286	+ 0,0053	— 0,0284	— 0,0468	
1,00	+ 0,0280	+ 0,0208	+ 0,0016	— 0,0208	— 0,0311	
1,25	+ 0,0179	+ 0,0130	+ 0,0003	— 0,0130	— 0,0188	$\times\frac{P}{4N}$
1,50	+ 0,0105	+ 0,0075	+ 0,0001	— 0,0075	— 0,0107	bzw.
1,75	+ 0,0058	+ 0,0042	+ 0,0000	— 0,0042	— 0,0059	
2,00	+ 0,0031	+ 0,0022	+ 0,0000	— 0,0022	— 0,0031	$\times\frac{\bar{p}\,a}{2N}$
2,25	+ 0,0016	+ 0,0013	+ 0,0000	— 0,0013	— 0,0016	
2,50	+ 0,0009	+ 0,0006	+ 0,0000	— 0,0006	— 0,0009	
2,75	+ 0,0004	+ 0,0004	+ 0,0000	— 0,0004	— 0,0004	
3,00	+ 0,0002	+ 0,0002	+ 0,0000	— 0,0002	— 0,0002	
3,25	+ 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0000	— 0,0001	— 0,0001	
3,50	+ 0,0001	+ 0,0000	+ 0,0000	— 0,0000	— 0,0001	

$\frac{\delta^2 w}{\delta x \delta y}$

y/a	0,00	0,25	0,50	0,75	1,00	= x/a
0,00		0	0	0		
0,25		+ 0,0435	+ 0,0944	+ 0,1431		
0,50		+ 0,0550	+ 0,0997	+ 0,0981		
0,75		+ 0,0440	+ 0,0704	+ 0,0575		
1,00		+ 0,0288	+ 0,0431	+ 0,0325		$\times \frac{P}{4N}$
1,25		+ 0,0170	+ 0,0246	+ 0,0179		
1,50	0	+ 0,0095	+ 0,0135	+ 0,0096	0	bzw.
1,75		+ 0,0051	+ 0,0072	+ 0,0051		$\times \frac{\bar{p}\, a}{2N}$
2,00		+ 0,0026	+ 0,0038	+ 0,0026		
2,25		+ 0,0013	+ 0,0019	+ 0,0013		
2,50		+ 0,0007	+ 0,0010	+ 0,0007		
2,75		+ 0,0004	+ 0,0005	+ 0,0004		
3,00		+ 0,0002	+ 0,0002	+ 0,0002		
3,25		+ 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0001		

$\frac{\delta}{\delta y} \Delta w$

0,00	+ 0,5	+ 0,5	+ 0,5	+ 0,5	— ∞	
0,25	+ 0,3132	+ 0,2862	+ 0,1721	— 0,2034	— 0,8380	
0,50	+ 0,1721	+ 0,1422	+ 0,0414	— 0,1385	— 0,2624	
0,75	+ 0,0866	+ 0,0665	+ 0,0089	— 0,0663	— 0,1047	
1,00	+ 0,0414	+ 0,0305	+ 0,0019	— 0,0305	— 0,0452	$\times \frac{P}{2Na}$
1,25	+ 0,0193	+ 0,0139	+ 0,0004	— 0,0139	— 0,0201	
1,50	+ 0,0089	+ 0,0063	+ 0,0001	— 0,0063	— 0,0091	bzw.
1,75	+ 0,0041	+ 0,0029	+ 0,0000	— 0,0029	— 0,0041	$\times \frac{\bar{p}}{N}$
2,00	+ 0,0019	+ 0,0013	+ 0,0000	— 0,0013	— 0,0019	
2,25	+ 0,0008	+ 0,0006	+ 0,0000	— 0,0006	— 0,0008	
2,50	+ 0,0004	+ 0,0003	+ 0,0000	— 0,0003	— 0,0004	
2,75	+ 0,0002	+ 0,0001	+ 0,0000	— 0,0001	— 0,0002	
3,00	+ 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0000	— 0,0001	— 0,0001	

$\frac{\delta}{\delta x} \Delta w$

0,00		+ 0,2071	+ 0,5	+ 1,2071	— ∞	
0,25		+ 0,1740	+ 0,3775	+ 0,5725		
0,50		+ 0,1099	+ 0,1993	+ 0,1962		
0,75		+ 0,0586	+ 0,0939	+ 0,0766		
1,00		+ 0,0288	+ 0,0431	+ 0,0325		$\times \frac{P}{2Na}$
1,25		+ 0,0136	+ 0,0197	+ 0,0143		
1,50	0	+ 0,0063	+ 0,0090	+ 0,0064	0	bzw.
1,75		+ 0,0029	+ 0,0041	+ 0,0029		$\times \frac{\bar{p}}{N}$
2,00		+ 0,0013	+ 0,0019	+ 0,0013		
2,25		+ 0,0006	+ 0,0008	+ 0,0006		
2,50		+ 0,0003	+ 0,0004	+ 0,0003		
2,75		+ 0,0001	+ 0,0002	+ 0,0001		
3,00		+ 0,0001	+ 0,0001	+ 0,0001		

Als Anwendungsbeispiel sei eine vollständige Tabelle für das Hauptproblem im Falle eines quadratischen Gitters mit den Seitenlängen 2a berechnet:

w

y/a	1,00	0,75	0,50	0,25	0,00	= x/a
1,00	0	+ 0,01761	+ 0,04327	+ 0,06257	+ 0,06960	
0,75	+ 0,01761	+ 0,02865	+ 0,04968	+ 0,06675	+ 0,07310	
0,50	+ 0,04327	+ 0,04968	+ 0,06379	+ 0,07647	+ 0,08141	$\times \frac{p\, a^4}{N}$
0,25	+ 0,06257	+ 0,06675	+ 0,07647	+ 0,08575	+ 0,08949	
0,00	+ 0,06960	+ 0,07310	+ 0,08141	+ 0,08949	+ 0,09278	

$\frac{\delta^2 w}{\delta x^2}$

y/a	1,00	0,75	0,50	0,25	0,00	= x/a
1,00	+ ∞	+ 0,0913	— 0,1103	— 0,2016	— 0,2292	
0,75	+ 0,4140	+ 0,1497	— 0,0731	— 0,1772	— 0,2086	
0,50	+ 0,2231	+ 0,1276	— 0,0275	— 0,1298	— 0,1635	$\times \frac{p\, a^2}{N}$
0,25	+ 0,1423	+ 0,0934	— 0,0086	— 0,0934	— 0,1247	
0,00	+ 0,1190	+ 0,0808	— 0,0044	— 0,0808	— 0,1102	

Bemerkung: $\frac{\delta^2 w}{\delta y^2}$ ergibt sich daraus durch Vertauschung von x und y.

$\frac{\delta^2 w}{\delta x \delta y}$

1,00		0	0	0		
0,75		+ 0,1393	+ 0,0891	+ 0,0397		
0,50	0	+ 0,0892	+ 0,0872	+ 0,0461	0	$\times \frac{p\, a^2}{N}$
0,25		+ 0,0399	+ 0,0462	+ 0,0273		
0,00		0	0	0		

$\frac{\delta}{\delta y} \Delta w$

1,00	— ∞	0	0	0	0	
0,75	— 1,2097	— 0,5761	— 0,2029	— 0,0911	— 0,0651	
0,50	— 0,5039	— 0,3825	— 0,2087	— 0,1138	— 0,0864	$\times \frac{2\, p\, a}{N}$
0,25	— 0,2098	— 0,1775	— 0,1165	— 0,0723	— 0,0576	
0,00	0	0	0	0	0	

Bemerkung: $\frac{\delta}{\delta x} \Delta w$ ergibt sich daraus durch Vertauschung von x und y.

Als Koordinatenanfangspunkt ist Feldmitte gewählt worden. Um eine Genauigkeit bis auf 4 Stellen zu erzielen, brauchten nur 4 Gleichgewichtsgruppen des zweiten Systems berücksichtigt zu werden. Nach Addition von deren Wirkungen ergibt sich w an den Stützpunkten nicht gleich Null, sondern dazu muß erst eine entsprechende Verschiebung der ursprünglichen Nullebene vorgenommen werden. Die Größe von P ist ersichtlich $= 4\, p\, a^2$.

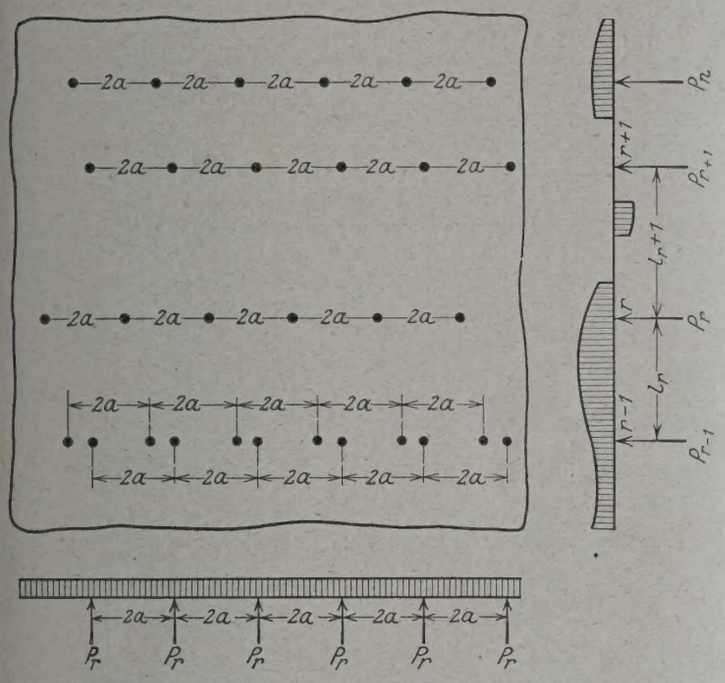
Das bislang erörterte Hauptproblem ist der einfachste Sonderfall eines weit allgemeineren Problems. Dieses umfaßt alle die Belastungsprobleme der allseitig unendlichen Platte und des an den Rändern frei gelagerten Plattenstreifens (dieser ist bekanntlich nichts anderes als ein Teil einer unendlichen Platte, in der die gegebene Belastung und Stützung abwechselnd spiegelbildlich und gleich wiederholt sind), die sich mittels der Theorie des durchlaufenden Trägers behandeln lassen, für den Fall, daß an die Stelle der stetigen Linienauflagerung eine einfach oder mehrfach periodische Punktunterstützung mit überall gleicher Periode 2a (sonst können die Stützkräfte einer Reihe nicht mehr untereinander gleich sein) tritt (s. Abb. 2).

Die Gleichgewichtsgruppe einer mehrfach periodischen Stützpunktreihe setzt sich aus mehreren gewöhnlichen Gruppen zusammen, deren Belastungsstärken so gegeneinander abzustimmen sind, daß die Durchbiegung sämtlicher Stützpunkte die gleiche ist.

Einfachere Fälle dieser Art sind bereits von Lewe behandelt worden (s. Bauingenieur 1922, Heft 10), indem er mittels Formeln für die entsprechenden Lastenzüge die Säulenkräfte als statisch unbestimmte Größen einführte, wohingegen unsere Berechnungsweise des zweiten Systems die Anwendung des Clapeyronschen Verfahrens gestattet, ganz abgesehen von den Vorteilen, die die Notwendigkeit nur einer einzigen Tabelle mit sich bringt.

Indem wir die Stützpunktreihen durch elastisch senkbare Linienauflager ersetzen, gelangen wir zu dem ersten

Gleichgewichtssystem. Das zweite unterscheidet sich nicht wesentlich von dem früheren, sondern nur dadurch, daß im allgemeinen die Belastungsstärken der einzelnen Gruppen sämtlich voneinander verschieden und zunächst unbekannt sind. Beide Systeme sind nun nicht mehr unabhängig voneinander,



a) Grundriß: Die Stützpunktreihen sind parallel zueinander und haben sämtlich die gleiche Periode 2a.
b) Schnitt in Richtung der Stützpunktreihen: Die Oberflächenbelastung p ist in dieser Richtung konstant.
c) Schnitt senkrecht zu den Stützpunktreihen: Die Oberflächenbelastung p ist in dieser Richtung beliebig veränderlich.

Abb. 2. Das verallgemeinerte Hauptproblem der Pilzdeckentheorie.

sondern durch die Bedingung verknüpft, daß die endgültigen Verschiebungen der Stützpunkte nach der Übereinanderlagerung beider Systeme untereinander gleich sein müssen. Mit den Bezeichnungen

w'_r für die elastische Senkung der Auflager des ersten Systems,

w''_r für die Verschiebung der Stützpunkte des zweiten, und

c für eine beliebige Konstante

gilt daher die Gleichung:

$$w'_r + w''_r = c.$$

Die Größen w''_r und wegen der soeben erwähnten Beziehung auch die Größen w'_r sind zwar eigentlich Funktionen sämtlicher Auflagerreaktionen, die sich mittels der Urtabelle oder nach den grundlegenden Formeln berechnen lassen. Tatsächlich genügt aber, da es sich um die Wirkungen von Gleichgewichtsgruppen handelt, selbst wenn eine große Genauigkeit gewünscht wird, die Berücksichtigung weniger Stützpunktreihen.

Zur Aufstellung geeigneter Gleichungen für die Ermittlung der unbekannten Stützpunktreaktionen wird zweckmäßig das Clapeyronsche Verfahren eingeschlagen. Es bezeichnen (vergl. Abb. 2):

M_{r-1}, M_r, M_{r+1} die Biegungsmomente über den drei aufeinander folgenden Stützen $r-1$, r, $r+1$;

l_r, l_{r+1} die Stützweiten zwischen diesen drei Stützen,

L_r das statische Moment der Momentenfläche des Zweistützenträgers l_r, bezogen auf die Senkrechte durch $r-1$,

R_{r+1} das statische Moment der Momentenfläche des Zweistützenträgers l_{r+1}, bezogen auf die Senkrechte durch $r+1$,

B_r, A_r die Auflagerdrücke der benachbarten Zweistützenträger an der Stütze r.

Dann ist

$$M_{r-1}\, l_r + 2\, M_r\, (l_r + l_{r+1}) + M_{r+1}\, l_{r+1} = N_r$$

wobei

$$N_r = -6\left(\frac{L_r}{l_r} + \frac{R_{r+1}}{l_{r+1}}\right) + 6\,E\,\frac{h^3}{12}\left(\frac{w''_{r-1}}{l_r} - \frac{w''_r(l_r+l_{r+1})}{l_r\, l_{r+1}} + \frac{w''_{r+1}}{l_{r+1}}\right)$$

(Die beliebige Konstante c ist herausgefallen.) In den Verschiebungswerten lassen sich die Auflagerreaktionen mittels der nachfolgenden Beziehungen durch die Biegungsmomente ersetzen:

$$P_r = 2a\,\bar{p}_r = 2a\left(B_r + A_r - \frac{M_r - M_{r-1}}{l_r} - \frac{M_r - M_{r+1}}{l_{r+1}}\right)$$

Um die für die Auflösung zweckmäßige Form der nach dem erläuterten Verfahren gewonnenen Gleichungen zu illustrieren, ermitteln wir dieselbe für die gleichförmig belastete, in einem quadratischen Gitter von Punkten unterstützte, am Rande freigelagerte unendliche Halbplatte.

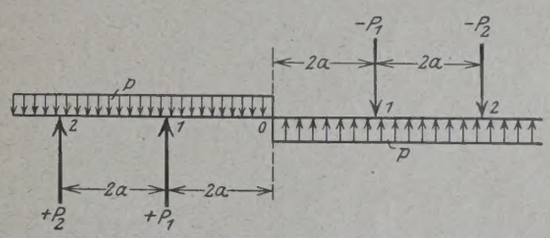


Abb. 3. Schnitt durch die gleichförmig belastete, in einem quadratischen Gitter von Punkten unterstützte, am Rande freigelagerte unendliche Halbplatte.

Die gemäß dem in Abb. 3 dargestellten, senkrecht zum Rande gelegten Schnitte belastete, allseitig unendliche Platte erfüllt an der Belastungsscheide aus Symmetriegründen die Bedingungen

$$w = o$$
$$m_y = o$$

eines freigelagerten Randes. Nach der Urtabelle ist

$$w''_r = -\,(0{,}000\,44\,P_{r-1} + 0{,}038\,76\,P_r + 0{,}000\,44\,P_{r+1})\,\frac{a^2}{4\,N}$$

darin $$P_r = 4\,p\,a^2 + M_{r-1} - 2\,M_r + M_{r+1}$$

somit

$$w''_r = -\,\frac{a^2}{N}\,(0{,}039\,64\,p\,a^3 + 0{,}000\,11\,M_{r-2} + 0{,}0947\,M_{r-1} - 0{,}019\,16\,M_r + 0{,}009\,47\,M_{r+1} + 0{,}000\,11\,M_{r+2})$$

$$N_r = -4\,p\,a^3 - a\,\frac{m^2-1}{m^2}\,(+0{,}00033\,M_{r-3} + 0{,}02775\,M_{r-2} - 0{,}113\,97\,M_{r-1} + 0{,}171\,78\,M_r - 0{,}113\,97\,M_{r+1} + 0{,}027\,75\,M_{r+2} + 0{,}000\,33\,M_{r+3})$$

Mit diesem Werte lautet das Schema der Elastizitätsgleichungen

$$\frac{m^2-1}{m^2}\left\{0{,}000\,33\,(M_{r-3} + M_{r+3}) + 0{,}027\,75\,(M_{r-2} + M_{r+2})\right\} + \left(2 - \frac{m^2-1}{m^2}\,0{,}113\,97\right)(M_{r-1} + M_{r+1}) + \left(8 + \frac{m^2-1}{m^2}\,0{,}171\,78\right) M_r = -4\,p\,a^2$$

Deren Auflösung liefert die M_r- und damit auch die $\bar{p}_r$- und P_r-Werte. Mittels der beiden ersteren lassen sich leicht die Formänderungen und Spannungen des ersten Gleichgewichts-

systems und mittels der Urtabelle diejenigen des zweiten Gleichgewichtssystems ermitteln. Durch Addition beider ist die gestellte Aufgabe gelöst.

Ein weiteres Beispiel möge noch die Anwendung des neuen Verfahrens auf den beiderseits freigelagerten Plattenstreifen zeigen. Wir wählen dazu einen solchen von der Breite 2 a mit gleichmäßig verteilter Belastung, der durch eine einzige Punktreihe von der Periode 2a in der Mitte gestützt ist.

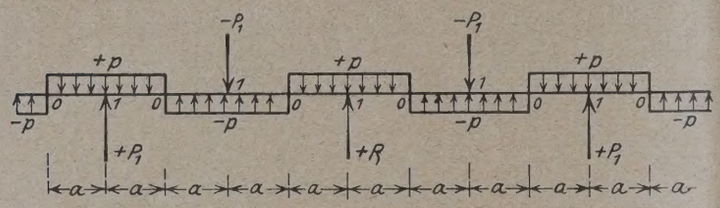


Abb. 4. Schnitt durch einen gleichförmig belasteten, beiderseits freigelagerten und in einer mittleren Punktreihe gestützten Plattenstreifen.

Die gemäß dem in Abb. 4 dargestellten, senkrecht zu den Rändern gelegten Schnitte belastete allseitig unendliche Platte erfüllt gleichfalls an den Belastungsscheiden aus Symmetriegründen die Bedingungen

$$w = 0$$
$$m_y = 0$$

eines freigelagerten Randes. Nach der Urtabelle ist

$$w_1'' = -(0{,}038\,76 - 2 \cdot 0{,}000\,44)\, P_1 \frac{a^2}{4N}$$

darin $$P_1 = 2\,p\,a^2 - 4\,M_1$$

somit

$$N_1 = -\frac{p\,a^3}{2} + 6\,E\,\frac{h^3}{12} \cdot \frac{2}{a}\, 0{,}037\,88\, \frac{a^2}{4N}\,(2\,p\,a^2 - 4\,M_1)$$

$$= -\frac{p\,a^3}{2} + \frac{m^2 - 1}{m^2}\,(0{,}227\,28\,p\,a^3 - 0{,}454\,56\,a\,M_1)$$

und die Elastizitätsgleichung lautet:

$$4\,a\,M_1 = N_1$$

oder

$$M_1\,(4 + \frac{m^2 - 1}{m^2}\,0{,}454\,56) = -\,p\,a^2\,(0{,}5 - \frac{m^2 - 1}{m^2}\,0{,}227\,28)$$

Für $m = \infty$ ist $M_1 = -0{,}061\,21\,p\,a^2$

$p_1 = 2{,}245\,p\,a^2$

$\overline{p}_1 = 1{,}122\,p\,a$

Kontrolle:

$$w_1 = -\frac{1{,}122\,p\,a}{E\frac{h^3}{12}} \cdot \frac{(2\,a)^3}{48} + \frac{2\,p\,a}{E\frac{h^3}{12}} \cdot \frac{5}{384}\,(2\,a)^3$$

$$- 0{,}037\,88\,\frac{a^2}{4} \cdot \frac{12}{E\,h^3}\, 2{,}245\,p\,a^2 = 0$$

Ermittlung von Formänderungen und Spannungen wie bei dem vorigen Beispiel.

VERSUCH DER ENTWICKLUNG VON GRUNDSÄTZEN FÜR DIE PLANUNG VON HOCHSEEFISCHEREIHÄFEN.

Auszug aus der gleichnamigen, von der Technischen Hochschule zu Braunschweig angenommenen Dissertation.

Von Reg.-Baumeister a. D. Otto Mast.

Einleitung: Der Umstand, daß nach dem Kriege in Erkenntnis der volkswirtschaftlichen Bedeutung der Hochseefischerei die bestehenden Hochseefischereihäfen stark erweitert und außerdem mit mehr oder weniger Erfolg Neugründungen ins Leben gerufen wurden, gab Veranlassung dazu, eine hisher fehlende Untersuchung über die wirtschaftlichen und technischen Gesichtspunkte anzustellen, die bei der Planung solcher Häfen vor allem Beachtung verdienen. Hierher gehören die verkehrsgeographische Lage des Hafens, ferner seine zu wirtschaftlicher Ausnutzung erforderliche Mindestgröße und endlich die in ihrer Bedeutung oft unterschätzte Tiefe des verfügbaren Geländes.

Zu diesem Zweck wird (unter Beifügung zahlreicher Schaubilder) zunächst im ersten Teil der Arbeit nach kurzem Rückblick auf die Vorkriegszeit die wirtschaftliche Lage der deutschen Hochseefischerei in den Jahren 1919 bis 1923 einer eingehenden Untersuchung unterworfen. Hieraus werden dann theoretisch im zweiten Teil die Forderungen abgeleitet, die an einen Hochseefischereihafen bezüglich seiner Lage, Größe und Gestalt zu stellen sind; abschließend wird die Theorie durch Anwendung auf die deutschen Hochseefischereihäfen nachgeprüft. Die Betrachtungen erstrecken sich grundsätzlich nur auf den mit Fischdampfern betriebenen Frischfischfang deutscher Reedereien, während Segel- und Heringsfischerei ausgeschlossen bleiben.

Erster Teil: Kritische Betrachtung der wirtschaftlichen Lage der deutschen Hochseefischereien in den Jahren 1919—1923.

I. Im Jahre 1913 landete die aus etwa 250 Dampfern bestehende deutsche Hochseefischereiflotte in deutschen Häfen einen Jahresfang von rd. 170 Millionen Pfund Frischfisch und deckte damit etwa 36% des deutschen Bedarfs an frischen Seefischen, während der Rest hauptsächlich aus Holland und Dänemark eingeführt wurde.

II. Im Interesse der durch den Krieg geschwächten deutschen Wirtschaft lag es, sowohl diesen Prozentsatz, wie auch den gegenüber anderen Ländern geringen Verbrauch an Seefischen zu steigern, um so die Einfuhr ausländischer Nahrungsmittel zu vermindern.

Für diese Aufgabe war am Ende des Krieges die Hochseefischereiflotte keineswegs gerüstet, da sie durch Kriegsereignisse jeder Art 126 Dampfer verloren hatte; hierneben gingen bis einschl. 1920 noch 45 Dampfer durch Minen verloren.

III. Die vorerwähnten wirtschaftlichen Gründe veranlaßten jedoch die beteiligten Kreise, trotz aller Hindernisse den Wiederaufbau der Flotte zu betreiben; der erfreuliche Erfolg war, daß diese Ende 1923 384 Dampfer umfaßte und damit den Friedensbestand um rd. 50% übertraf. Eine Folge dieser Vermehrung war wiederum die Erweiterung bestehender und Gründung neuer Märkte.

IV. Die Statistik (vgl. besonders „Der Fischerbote", Blankenese, bei Joh. Kröger) zeigt nun, daß die in deutschen Häfen gelandeten Fänge dieser Flotte keineswegs mit ihrer Vergrößerung Schritt hielten, sondern sogar nach einem Höchstfang von 267 Millionen Pfund (1920) ständig zurückgingen. Wenn gleichwohl der deutsche Bedarf im Jahre 1922 zu 76% (gegen 36% 1913) durch deutsche Fänge gedeckt werden konnte, so lag dies wesentlich in dem bedauerlichen Rückgang des Bedarfes selbst begründet.

Da eine merkbar geringere Ergiebigkeit der Fanggründe sich zahlenmäßig nicht einwandfrei nachweisen läßt, müssen

die Ursachen des Rückganges auf wirtschaftlichem Gebiet liegen. Hier sind vor allem die Auslandsanlandungen zu nennen, die bis 1923 stark zunahmen. In diesem Jahre landeten die deutschen Fischdampfer 30,4% ihres Fanges in England und 6,9% in Holland. Die Reedereien begründeten dies — zweifellos teilweise mit Recht — mit dringendem Bedarf an Devisen zur Beschaffung der nötigen Auslandskohle usw.; daneben aber wurde behauptet, daß im Ausland — abgesehen von der Wertbeständigkeit des Erlöses — höhere Preise als in Deutschland erzielt würden. Daher war man durch Auflegen zahlreicher Dampfer bestrebt, das Angebot in Deutschland künstlich zu verknappen und so die Preise auf eine Höhe zu bringen, die für die einzelnen Betriebe wirtschaftlich notwendig schien. Eine zahlenmäßige Untersuchung erweist, daß 1923 nur 42% der Zahl von Reisen in deutschen Häfen beendet wurden, die angesichts der Größe der Flotte hätte durchgeführt werden können. Der volkswirtschaftlichen Forderung auf Vermehrung der Anlandungen stand also die Forderung der Reedereien auf Verminderung des Angebots gegenüber.

Die Berechtigung des letzteren Standpunktes läßt sich nur durch eine kritische Betrachtung der Preisverhältnisse nachprüfen, die außerdem wertvolle Anhaltspunkte dafür geben muß, welchen äußeren Einwirkungen die Preisbildung im Fischereigewerbe unterliegt und wie etwa nachteiligen Einwirkungen begegnet werden kann.

V. Bei der Untersuchung der Preisverhältnisse in der Nachkriegszeit ist es unerläßlich, die Papiermark durch einen beständigeren Wertmesser zu ersetzen. Wegen der engen Beziehungen des deutschen Fischmarktes zum englischen erschien das englische Pfund als solcher geeignet. Da die statistischen Unterlagen durchweg für die einzelnen Kalendermonate vorlagen, wurden diese als Berechnungsabschnitte gewählt, wobei in einfachster, aber hinreichend genauer Weise ein monatlicher Mittelkurs des Pfundes und damit der Goldmark gefunden wurde. Aus der kritischen Betrachtung der so gewonnenen Preiskurve, deren Wiedergabe im einzelnen hier zu weit führen dürfte, können nun bei entsprechender Wertung aller in Frage kommenden Ereignisse etwa folgende Sätze abgeleitet werden, durch die zugleich die im zweiten, theoretischen Teil der vorliegenden Arbeit zu behandelnden Fragen festgelegt werden: Der Fischmarkt zeigt eine große Empfindlichkeit und Abhängigkeit auch von vorübergehenden Erscheinungen des Wirtschaftslebens, da die Ware infolge ihrer hohen Verderblichkeit nicht auf Lager genommen werden kann. Diese Empfindlichkeit in der Preisbildung ist vielleicht in Deutschland besonders stark, da der Fisch sich hier noch nicht genügend als Nahrungsmittel eingebürgert hat. Die scheinbare oder tatsächliche Minderwertigkeit z. B. gegenüber dem Fleisch muß durch einen bestimmten Minderpreis für den Verbraucher fühlbar sein, so daß also stets auf die Preisgestaltung gewissermaßen von außen her ein Druck ausgeübt wird. Außerdem sind auf Grund der geographischen Lage der meisten Verbrauchsgebiete die Transportkosten eine sehr erhebliche Belastung.

Da aber auch durch die Selbstkosten der Reedereien den Preisen eine scharfe Grenze nach unten gesetzt ist, so muß das vornehmlichste Ziel bei Planung und Betrieb eines Fischereihafens darin bestehen, die Unkostenbelastung so gering wie möglich zu gestalten. Es erhebt sich nun die Frage, welche Gesichtspunkte hierbei vor allem zu beachten sind.

Zweiter Teil: Theoretische Fassung der gewonnenen Gesichtspunkte und deren Prüfung durch Anwendung auf die deutschen Hochseefischereihäfen.

VI. Zunächst ist bei der Planung eines Hochseefischereihafens die verkehrsgeographische Lage einer Prüfung zu unterziehen. Abzuraten ist hierbei von der Wahl eines Platzes, dessen Lage gegen die Forderung, daß die drei Wege, Fanggebiet—Hafen, Rohstoff-(Kohlen-)Bezugsgebiet—Hafen und Hafen—Hauptverbrauchsgebiet jeder für sich so kurz wie möglich gehalten werden, wesentlich verstößt. Daneben ist auf möglichste Unabhängigkeit von den Gezeitenströmungen sowie auf günstige Eisenbahnverbindungen Wert zu legen.

Verfasser hat den Versuch gemacht, die günstigste Lage eines Hochseefischereihafens rein theoretisch bei Annahme bestimmter Fang-, Kohlenbezugs- und Verbrauchsgebiete durch eine Methode zu ermitteln, die sich eng an die bekannte für Landverkehrswege von Launhardt angegebene Methode des „Launhardtschen Kreises“ anlehnt, dessen Konstruktion hier als bekannt vorausgesetzt sei (vgl. W. Launhardt, Theorie des Trassierens, Heft 1, S. 35—44, Hannover 1887). Dabei entspricht der Hafen dem „Knotenpunkt“, in dem die Verbindungen der drei beteiligten Orte bzw. Gebiete zusammenlaufen.

Da in der Hochseefischerei die auf den drei Wegen geförderten Warenmengen zueinander in einem festen Verhältnis stehen, ist es zulässig, die gesamte Betrachtung für die Einheit, z. B. 1 t Fisch, durchzuführen.

Weil aber die Lage eines Hafens auch an Bedingungen gebunden ist, die im Launhardtschen Problem nicht enthalten sind (z. B. Lage an der Küste, an einem großen Strom usw.), ist auch der umgekehrte Weg kurz behandelt, daß nämlich der Knotenpunkt, d. h. der Hafen neben dem Fang- und dem Kohlenbezugsgebiet als bekannt angenommen und das günstigst gelegene Verbrauchsgebiet gesucht wird. Im Wesen der Launhardtschen Konstruktion liegt es jedoch begründet, daß sich hierfür wohl (vom Hafen aus gesehen) eine bestimmte Richtung, nicht aber eine bestimmte Lage ermitteln läßt.

Um zu zeigen, welches Ergebnis man bei Anwendung der Launhardtschen Theorie auf die Praxis erhält, sind zwei Zahlenbeispiele durchgeführt, in denen die theoretisch günstigste Lage eines Hafens gesucht wird, der Mitteldeutschland versorgen soll und seinen Kohlenbedarf aus dem Ruhrgebiet deckt. Als Fanggebiet werden die Nordsee (mit 60 000 Pfund Monatsfang eines Dampfers) und Island (mit 100 000 Pfund Monatsfang) angenommen. Wie bereits erwähnt, genügt es, die kilometrischen Einheitskosten (also die Transportkosten je tkm) für 1 t Fisch festzulegen, wobei freilich auf der Strecke Hafen—Verbrauchsgebiet wegen der erforderlichen Verpackung mit 2,5 t und auf der Strecke Kohlenbezugsgebiet mit dem Transport von 3,125 t Kohle (für Dampferfahrt und Eisfabrikation) gerechnet werden muß. Während die beiden letzten Frachtsätze ohne weiteres feststellbar sind, bereitet die Ermittlung der auf 1 tkm entfallenden Transportkosten auf der Strecke Fanggebiet—Hafen gewisse Schwierigkeiten. Diesen wurde in der Weise begegnet, daß die gesamten monatlichen Unkosten eines Fischdampfers auseinandergezogen und die einzelnen Posten mit Hilfe einfachster Rechnungsansätze einer eingehenden Prüfung unterzogen wurden, ob und in welchem Maße sie auf die reine Fahrzeit anzurechnen seien. Dabei war sowohl die zeitliche Verteilung zwischen Fahr-, Fang- und Liegezeit wie auch die wechselnde Heranziehung der einzelnen Posten während dieser Zeiten zu beachten. Unter Einsetzung der entsprechenden Fahrstrecken ergaben sich für Ende 1923 folgende auf 1 t Frischfisch bezogenen Transportkosten:

Fanggebiet—Hafen

a) Nordseefischerei	f_n	= 3,05	Pf/tkm
b) Islandfischerei	f_i	= 2,12	„
Kohlenbezugsgebiet—Hafen	k	= 10,52	„
Hafen—Verbrauchsgebiet	v	= 13,71	„

Die Versandkosten erwiesen sich demnach als so hoch, daß die Konstruktion des Launhardtschen Kostendreiecks nicht möglich war, da diese $v-k < f$ voraussetzt; aber auch eine — theoretische — Herabsetzung der Versandkosten auf 11,5 Pf/tkm ergab noch eine Lage weit im Binnenland als „günstigste“. Es sei daher nochmals auf den oben angedeuteten Weg, die Lage des Hafens als gegeben anzunehmen, verwiesen.

Neben der geographischen Lage ist vor allem die Größe der Hafenanlage von wesentlicher Bedeutung. Allgemein wird der Großhafen zu bevorzugen sein; für ihn sprechen die geringere Unkostenbelastung der Umschlagseinheit, also die Möglichkeit höherer Auktionspreise bei gleichen örtlichen Ver-

kaufspreisen sowie die bessere zeitliche Ausgleichung in Angebot und Nachfrage.

Jedenfalls gibt es — von der Befriedigung rein örtlicher Bedürfnisse abgesehen (Hamburg!) — eine Mindestgröße des Verkehrs, die auch bei Wahl einfachster Anlagen nicht unterschritten werden darf, um den betreffenden Hafen lebensfähig zu erhalten. Zur Ermittlung dieser Größe werden die Hafenanlagen in vier Gruppen aufgeteilt, nämlich Löschanlagen, Versandanlagen, Ausrüstungsplätze und Nebenindustrie. Für den wirtschaftlichen Betrieb jeder dieser Gruppen müssen sich Mindestwerte des Verkehrs festlegen lassen, deren größter für die Beantwortung der gestellten Frage maßgebend ist.

Während die Nebenindustrie wegen ihrer Anpassungsfähigkeit einer Untersuchung nicht bedarf, ergibt sich für die Löschanlagen, daß mit einem einzigen, aus 10 Mann bestehenden, Löschgang arbeitstäglich 2 Nordseedampfer abgefertigt werden können, womit sich ein Monatsverkehr von 50 Nordseedampfern mit je 60 000 Pfund Monatsfang bezw. 17 Islanddampfern ergibt. Bei den Bekohlungsanlagen erhält man unter Annahme des Handbetriebes die gleiche Mindestleistung; diese ist auch für die Versandanlagen als angemessen zu bezeichnen.

Es kann also gesagt werden: In einem Hochseefischereihafen muß ein Monatsumsatz von 50 Nordsee- bezw. der entsprechenden Zahl von Islandreisen gewährleistet sein, um die Lebensfähigkeit der Anlage zu sichern. Wird ein derartiger Verkehr, der einem Jahresumsatz von 18 Millionen Pfund entspricht, nicht erreicht, so ist der betreffende Hafen den größeren Plätzen gegenüber auf die Dauer nicht wettbewerbsfähig.

Von großer Wichtigkeit für die Wirtschaftlichkeit des Hafens ist endlich die richtige Wahl der Hafengrundstückstiefe (senkrecht zum Hafenbecken gemessen). Eine zu geringe Geländetiefe verursacht Verzettelung und Umständlichkeit des Betriebes an Land, häufig auch den Bau von an sich überflüssigen Kaimauern. Im entgegengesetzten Fall ergeben sich ungenutzte Flächen hinter einem Teil der Kaimauern. Nimmt man deren Länge als eine für einen bestimmten Umschlag gegebene Größe an, so ist die günstigste Geländetiefe zweifellos die, bei der sich die jeweils erforderlichen Landanlagen gerade hinter der betreffenden Kailänge unterbringen lassen. Verfasser hat dieses Maß für einen Hafen von der vorstehend ermittelten Mindestgröße festgelegt, da sich jeder größere Hafen aus dieser Form entwickeln läßt. Vorausgesetzt wird bei der Untersuchung die übliche und nötige Trennung in Löschkaiseite und Kohlenkaiseite sowie ein Flottenbestand von 25 Schiffen in den üblichen Abmessungen. Auch der Hafenbetrieb soll sich in den bewährten Formen abspielen (bzgl. der Einzelheiten vgl. Dr.-Ing. Agatz, Die technische und wirtschaftliche Entwicklung der deutschen Hochseefischereihäfen, Hannover 1919, Alb. Lockemann). Verfasser nimmt an, daß die Packhallen bei 24 m Gebäudetiefe und 6 m Hofraum sämtlich sowohl Straßen- wie auch Gleisanschluß haben; dieser ist auch für alle sonstigen Industriegrundstücke vorgesehen, deren Tiefen im übrigen nach den jeweiligen Bedürfnissen zu regeln sind. In Anlehnung an die im Laufe vieler Jahre entstandenen Anlagen in Geestemünde, das etwa den fünffachen Umsatz des zu untersuchenden Normalhafens aufweist, wird der Geländebedarf der einzelnen Betriebsgruppen (Packhallen, Hafenbahnhof, Nebenbetriebe wie Räuchereien usw., Verwaltungsgebäude, Abfallbetriebe, wie Fischmehlfabriken usw. einerseits, Kohlenplätze, Slips, Maschinenfabriken, Netzmachereien usw. andererseits) abgeleitet und hinter der jeweils für den betr. Zweck verfügbaren Kailänge untergebracht. Als allgemein wesentlich ergibt sich, daß für eine Auktionshalle jeweils drei Packhallen gleicher Länge vorzusehen sind. Im übrigen müssen zwei Fälle unterschieden werden, deren äußeres Kennzeichen die Lage der für Ausbesserungen benötigten Slips ist. Ist nämlich eine Vergrößerung des Hafens durch den Bau neuer Becken vorgesehen, so wird man die Slips an den Hafenkopf legen (Fall 1); soll aber das bestehende Hafenbecken später verlängert werden, so wird man für die Slips einen Platz auf der Kohlenkaiseite aussparen müssen (Fall 2).

Die Geländetiefe der Löschkaiseite wird durch diesen Unterschied nicht wesentlich beeinflußt. Für den untersuchten Normalhafen mit 18 Millionen Pfund Jahresumschlag ergibt sich bei einer 150 m langen Versteigerungshalle mit drei dahinterliegenden gleich langen Packhallen sowie bei Anordnung eines Zollauslandsgebiets von 120 m Uferlänge eine Gesamttiefe von 208 m; im Fall 2 erhöht sich diese auf 267 m, die allerdings erst bei tatsächlich eintretender Erweiterung ganz in Anspruch genommen werden.

Erheblicher sind die Unterschiede auf der Kohlenkaiseite, deren Kern die Bunkerplätze von 150 m Länge mit den dahinterliegenden Reedereigebäuden bilden. Daneben werden für die weitere Liegezeit 100 m Uferlänge zur Verfügung gestellt. Unter Anordnung einer breiten Uferstraße erhält man im Fall 1 eine Gesamttiefe von 119 m, im Fall 2 aber, da die Slips hinter den Liegeplätzen eingeschoben werden müssen und hier Industriegelände wegnehmen, eine Gesamttiefe von 175,5 m.

Erwähnt sei noch, daß der Hafen selbst bei 120 m Breite der gesamten Flotte ohne Verkehrsschwierigkeiten Zuflucht zu bieten vermag.

VII. Um nun diese rein theoretischen Erwägungen hinsichtlich der Lage, Größe und Gestalt eines Hochseefischereihafens praktisch nachzuprüfen, hat Verfasser unter Verwendung des bereits im 1. Teil verwerteten statistischen Materials die Entwicklung der einzelnen Häfen untersucht.

Zu den alten Nordseehäfen (Geestemünde, Bremerhaven und Nordenham an der Weser, Altona, Hamburg und Cuxhaven an der Elbe) traten nach dem Kriege Emden, Wilhelmshaven, Kiel, Lübeck und Rostock, deren Entwicklung aber durchweg die Unterschätzung der oben aufgestellten Grundsätze bewies.

Ein sehr erfreuliches Bild bietet Geestemünde, das günstig an der Weser gelegen ist und über guten Eisenbahnanschluß verfügt. Über die Umsatzgrenze von 18 Millionen Pfund ist Geestemünde längst hinausgewachsen, seiner Erweiterung in einer zweckentsprechenden Form sind praktisch sehr weite Grenzen gezogen. Es ist daher nicht verwunderlich, daß Geestemünde einen dauernd steigenden Anteil des deutschen Gesamtfanges an sich zieht.

Ein gänzlich anderes Bild bietet Bremerhaven, obwohl seine verkehrsgeographische Lage angenähert die gleiche ist. Die Einzwängung des Hafens zwischen Strom und Stadt (Geländetiefe rd. 110 bis 150 m) sowie der geringere Umsatz, der nur 1920 die Grenze von 18 000 000 Pfund überschritt, schaffen eine ungünstige Lage, die sich gegenüber Geestemünde in schlechterer Ausnutzung der Flotte sowie in niedrigeren Versteigerungspreisen ausdrückt.

Nordenham bedarf keiner besonderen Erwähnung, da dort ein offener Markt nicht besteht.

An der Elbe nahm bislang Altona eine führende Stellung ein, das durch die unmittelbare Nähe Groß-Hamburgs hervorragend begünstigt ist. Weniger günstig ist die Lage am Strom sowie die völlig unzureichende Geländetiefe, die aber wegen des geringen Versandgeschäfts erträglich ist. Die Anlandungsmenge bewegt sich stets erheblich über der Mindestgrenze, und der Anteil am Gesamtfang weist eine ruhige Steigerung auf, so daß auch Altona als entwicklungsfähig betrachtet werden kann.

Hamburg zeigt deutlich den Einfluß seiner hervorragenden Lage dadurch, daß es sich trotz geringer Umsätze neben Altona behaupten kann und — im Gegensatz zu Bremerhaven — zuweilen höhere Preise als der benachbarte Großmarkt bietet.

Cuxhaven endlich liegt von allen Großhäfen den Fangplätzen am nächsten, hat dafür aber den Nachteil längerer Eisenbahnverbindungen. Die Breitenausdehnung des Hafens läßt etwas zu wünschen übrig und dürfte nur mit gewissen Schwierigkeiten auf das günstigste Maß gebracht werden können. Mit der Erweiterung im Jahre 1922 setzte eine lebhafte Entwicklung ein, die den Jahresumsatz weit über 18 000 000 Pfund hinaus steigerte und den Anteil am Gesamtfang erheblich anwachsen ließ. Diese erhöhte Anziehungskraft des vergrößerten Hafens läßt Cuxhaven durchaus als aussichtsreich erscheinen.

Unter den Neugründungen nahm Wilhelmshaven durch den gewählten „gemeinnützigen" Betrieb eine Sonderstellung ein. Obwohl ein ansehnlicher Grundstock für die Flotte vorhanden war, vermochte sich der Hafen infolge des zu teuren und schwerfälligen Betriebs trotz seiner nicht ungünstigen Lage nicht zu halten. Die Flotte wanderte wegen mangelnden Absatzes ab, und Wilhelmshaven wurde Ende 1922 geschlossen.

Besser schneidet Emden ab, das — allerdings in einseitiger Weise — äußerst günstig für das Ruhrgebiet gelegen ist. Wenn auch die zu kleine Emdener Flotte bislang den auch durch die Ruhrbesetzung schwer getroffenen Hafen nicht zu halten vermochte, so ist doch zu sagen, daß bei der hervorragenden Lage Emdens ein mit ausreichenden Mitteln unternommener Versuch zum Erfolg führen müßte.

An der Ostsee war das Kieler Unternehmen infolge seiner für Absatz und Kohlenbezug äußerst ungünstigen Lage von vornherein zum Scheitern verurteilt, und auch die Häfen in Lübeck und Rostock erlagen Ende 1921 dem gleichen Umstand, da sie nur unzureichende und heftig schwankende Preise bei hohen Unkosten zu bieten vermochten.

Zusammenfassend kann also allgemein gesagt werden, daß die alten Häfen sich ihre Stellung nicht haben nehmen lassen; insbesondere aber sind — in weitgehender Übereinstimmung mit der Theorie — derzeit nur Geestemünde, Altona und Cuxhaven als aussichtsreich zu bezeichnen, die bei günstiger Lage über einen Jahresumsatz von mehr als 18 Millionen Pfund verfügen.

Zusammenfassung:

Das Ergebnis der Untersuchung kann etwa folgendermaßen zusammengefaßt werden: Eine Vermehrung des Eigenfangs der deutschen Hochseefischerei ist über das Friedensmaß hinaus um etwa 50% erfolgt; eine weitere Steigerung erscheint erwünscht und auch durchführbar. Infolge der stets vorhandenen scharfen Einengung der Preise ist eine möglichst geringe spezifische Unkostenbelastung anzustreben. Hierfür ist neben günstigen Eisenbahntarifen die Anlage bzw. Beibehaltung von Großhäfen zu empfehlen. Insbesondere ist als Mindestgrenze für die Wettbewerbsfähigkeit ein Jahresumsatz von 18 Millionen Pfund festgestellt worden. In verkehrsgeographischer Hinsicht besteht die ideale Lösung darin, die Wege vom Fanggebiet, vom Kohlenbezugsgebiet und zum Verbrauchsgebiet zu Kleinstwerten zu machen. Die vorstehend unter VI entwickelte Breitenausdehnung ist von wesentlicher Bedeutung. Von den deutschen Häfen sind auf Grund dieser Überlegungen nur Geestemünde, Cuxhaven und Altona als aussichtsreich zu bezeichnen; bei den übrigen Häfen ist mit einer Entwicklung, die größere Geldausgaben lohnt, nicht zu rechnen.

NEUE SOLIDITIT-BETON-STRASSEN IN DEUTSCHLAND.

Von Dipl.-Ing. E. Horstmann, Heidelberg.

Während sich der Beton-Straßenbau in den Vereinigten Staaten von Amerika aus ganz kleinen Anfängen im Jahre 1909 heraus auf die beträchtliche Höhe von fast 70 Millionen Quadratmeter im Jahr hergestellte Straßenfläche entwickelt hat, während er in England, Frankreich, Belgien und Italien weite Verbreitung gefunden hat, konnte er sich in Deutschland bis heute noch nicht in dem Maße durchsetzen, wie dies die vorzüglichen Eigenschaften des Betons als Straßendeckenmaterial, sorgfältige Ausführung vorausgesetzt, rechtfertigen würden. Die Gründe, die heute noch bei uns von vielen Fachleuten gegen den Betonstraßenbau geltend gemacht werden, sind bekannt. Sie liegen in der Hauptsache in den Bedenken gegen die beim gewöhnlichen Betonbau stets auftretenden Risse, welche zu weiteren Zerstörungen infolge Eindringens von Wasser sowie zu mechanischen Zerstörungen führen, ferner in der schwierigen Frage der Ausbildung der erforderlichen Dehnungsfugen. Die Lösung dieser Fragen muß auch bei uns in Deutschland den Betonstraßenbau einer großzügigen Entwicklung entgegenführen und ihn neben der heute so bevorzugten Klein- und Großpflaster-Straßendecke sowie der neuerdings immer weitere Verbreitung findenden Bitumenstraße in scharfe Konkurrenz mit diesen Bauweisen setzen. Die Eigenschaft der vollkommen ebenen Oberfläche, bei Vermeidung der Schlüpfrigkeit und die Staubfreiheit muß bei dem Kraftwagenverkehr, der heute mit ca. 80% die meisten Land- und städtischen Straßen beherrscht, einen starken Ausschlag für die Befürwortung des Betonstraßenbaues geben.

Neuerdings sind in Deutschland im Betonstraßenbau mehrere Versuchsstrecken von der Deutschen Soliditit-Zentrale in Köln bzw. von den mit dem Ausführungsrecht betrauten Lizenzfirmen hergestellt worden. Es handelt sich bei diesen Ausführungen um ein Spezial-Betonverfahren, wobei an Stelle des gewöhnlichen Portlandzements ein hochwertiger, der sogenannte Soliditit-zement tritt. Die Herstellung dieses Zements geschieht nach einem besonderen patentierten Verfahren D. R. P. 293 124. Die mit einem solchen Bindemittel unter Verwendung von Granit oder Porphyrsplitt als Zuschlagstoff hergestellte Betonstraße hat die Eigenschaft einer vollkommen monolithischen Platte, etwa einer künstlichen Granitplatte, stellt also das Ideal einer für stärksten und schwersten Verkehr bestimmten Verkehrsstraße dar.

Straßen in Soliditit-beton sind bereits vor dem Kriege in Italien, Frankreich und Belgien in ausgedehntem Umfang und mit bestem Erfolg gebaut worden. Sie sind auch in neuester Zeit wiederholt von namhaften Fachleuten besichtigt und begutachtet worden. Ich erwähne hier einen Bericht der Herren Dr.-Ing. Risch, Prof. an der Technischen Hochschule in Hannover, und Magistr.-Oberbaurat Löschmann, welche im Auftrag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau einige Soliditit-beton-Straßen bei Brüssel und Köln besichtigt haben. Ferner einen Bericht über die Studienreise der Herren Stadtbaurat Dipl.-Ing. W. Seegert in Duisburg und Prof. Dr. Erwin Neumann von der Technischen Hochschule Braunschweig nach Belgien, wobei anschließend auch die in Deutschland bereits gebauten Versuchsstrecken besichtigt wurden. Aus der Feder des Herrn Prof. Neumann stammt ebenfalls ein Aufsatz vom Oktober d. J. über Erfahrungen mit Soliditit-beton.

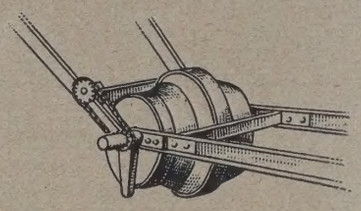
In Belgien, wo bereits über 150 000 m² Straßen in Soliditit-beton-Bauweise ausgeführt sind, sollen weitere große Strecken nach diesem Verfahren ausgebaut werden, ein Beweis dafür, daß man mit den bisherigen Erfahrungen dort vollauf zufrieden ist.

In Deutschland, wo dieses Verfahren erstmalig im Frühjahr d. J. durch die oben erwähnte Deutsche Soliditit-Zentrale Köln eingeführt worden ist, wurden im Laufe dieses Sommers und Herbstes vier größere Versuchsstrecken gebaut und zwar: etwa 1200 m² auf der Provinziallandstraße Düsseldorf-Mülheim/Ruhr für das Landesbauamt in Düsseldorf, etwa 3500 m² auf der ehemaligen Militär-Ringstraße in Köln in der Nähe des neuerbauten Stadions im Auftrag des städtischen Tiefbauamts. Gleich große Versuchsstrecken wurden ausgeführt in Bayern auf der Straße München—Tegernsee und in Sachsen auf der Straße Dresden—Pirna. Besonders diese letztere Probestrecke, welche in einem Landstrich liegt, in dem im Winter sehr starke Fröste auftreten, wird geeignet sein, ein Bild über die Widerstandsfähigkeit des neuen Straßenbaustoffes bei scharfem Temperaturwechsel zu geben.

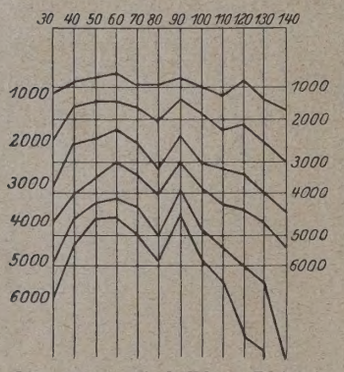
Die zuerst erwähnte Strecke bei Düsseldorf wurde 14 Tage nach Herstellung des letzten Feldes im Juni d. J. dem öffentlichen Verkehr übergeben. Irgendwelche Rissebildungen oder sonstige Nachteile haben sich bis jetzt auf dieser Versuchsstrecke nicht gezeigt. Die vor kurzem dem Verkehr übergebene Ver-

suchsstrecke auf der Militär-Ringstraße in Köln, in einer Länge von 600 m und einer Breite von 6 m hergestellt, ist in ihrer Eigenschaft als Versuchsstrecke insofern interessant, als anschließend an die Betonstrecke zwei weitere Versuchsstrecken

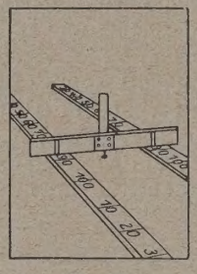
Proben zur Feststellung des Widerstandes bzw. der Abnutzung.



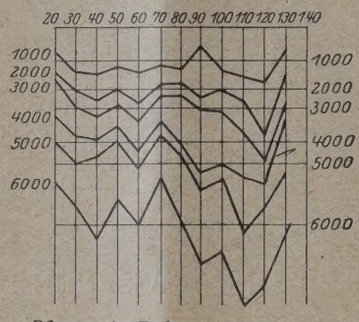
Normalrad, erfunden von Ing. Italo Vandone zur Feststellung des Straßenwiderstandes.



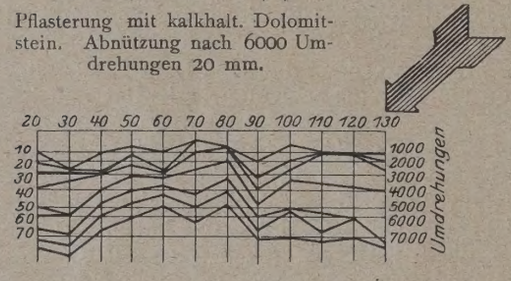
Pflasterung mit kalkhalt. Dolomitstein. Abnützung nach 6000 Umdrehungen 20 mm.



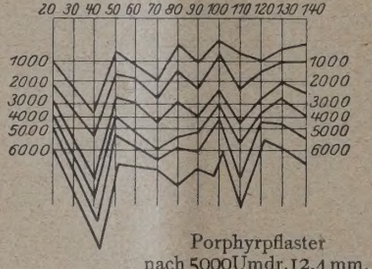
Abnutzungsmesser.



Pflaster in Dolomitsteinen nach 6000 Umdrehungen 9,6 mm.



„Soliditit"
Nach 16 000 Umdrehungen Abnutzung 3,8 mm!



Porphyrpflaster nach 5000 Umdr. 12,4 mm.

nach dem Bitumenverfahren von je 500 m Länge ausgeführt sind, welche infolge ihrer örtlichen Lage von genau dem gleichen Verkehr betroffen werden, die Überlegenheit und Nachteile des einen oder anderen Verfahrens also direkt auf der Straße abgelesen werden können.

Die Eigenschaften des Solidititbetons, welche ihn für seine Anwendung im Straßenbau besonders geeignet machen, sind seine hohe Zug- und Druckfestigkeit, sowie seine große Widerstandsfähigkeit gegen mechanischen Verschleiß, die auf seine große Härte zurückzuführen ist. Die Straße neigt infolgedessen so gut wie nicht zur Staubbildung. Druckversuche an Probewürfeln, welche gelegentlich der Ausführung der Kölner Versuchsstraße gemacht wurden, haben eine Druckfestigkeit von 375 kg/cm² bereits nach vier Tagen nach deren Herstellung ergeben. In Italien angestellte Versuche haben ergeben, daß die Abnützung des Solidititbetons bei gleicher Beanspruchung durch ein Normalschleifrad nur etwa den zehnten Teil der Abnutzung von Porphyrpflaster betragen hat.

Die Ausführung einer Straßendecke in Solidititbauweise setzt das Vorhandensein eines tragfähigen, nicht nachgebenden Untergrundes voraus, da beim Ausweichen des Untergrundes naturgemäß Bruchrisse in der verhältnismäßig schwachen Betondecke eintreten müssen. Aufgeschütteten Dämmen muß daher genügend Zeit zur Setzung gelassen werden. Dagegen kann das Verfahren bei Neubauten auf gewachsenem Boden sowie auf bereits bestehenden Makadamstraßen ohne weiteres Anwendung finden.

Die Solidititzentrale in Köln empfiehlt zwei Arten der Ausführung, und zwar einmal Herstellung auf vorhandener fester Unterlage wie Chaussierung usw. In diesem Fall wird auf die vorhandene Straßendecke eine Unterbetonschicht von 4—10 cm verlegt, wodurch die Unebenheiten der alten Straße ausgeglichen werden sollen. Der Unterbeton besteht aus einer Kies-Solidititzement-Betonschicht in Mischung etwa 1:8. Auf diesen Unterbeton wird die eigentliche Solidititdecke in einer Stärke von 6½ cm aufgebracht. Die zweite Art der Ausführung ist die bei einer neuen Straßenbefestigung. Hierbei soll die Unterbetonschicht eine Stärke von 18 cm erhalten, worauf die Solidititschicht von 6,5 cm wie vor verlegt wird. Selbstverständlich kann die Einebnung einer ausgefahrenen Straße so erfolgen, daß die zerstörte alte Straßendecke zuerst aufgerissen, neu mit Kleinschlag eingedeckt und darauf wieder eingewalzt wird. In diesem Fall, wo der Unterbeton in Wegfall kommen kann, wird man die Solidititdecke aber mindestens 8 cm stark machen. Erfahrungsgemäß empfiehlt es sich, an den Straßenrändern auf eine gewisse Breite die Decke auf etwa 15 cm anlaufend zu verstärken. Die Einlage von Eisen in den Beton erübrigt sich bei guter Unterlage.

Da sowohl Unterbeton wie Straßendecke mit dem gleichen Bindemittel, nämlich Solidititzement, hergestellt werden, da ferner die Decke möglichst auf dem noch nicht fertig abgebundenen Unterbeton aufgebracht wird, entsteht in den beiden obenerwähnten Fällen eine mindestens 10,5 bzw. 24,5 cm starke Betonplatte, die gewissermaßen eine für den natürlichen Verschleiß bestimmte Schicht von 6,5 cm Stärke aufweist. Eine Zerstörung der Straßenoberfläche kann daher bei sachgemäßer Ausführung erst nach Abnutzung dieser Verschleißschicht erfolgen, wobei die Lebensdauer nach den an ausländischen Solidititstraßen gemachten Erfahrungen auf mindestens 15 Jahre angenommen werden darf.

Die Verwendung des gleichen Bindemittels sowohl bei Unterbeton als auch bei der Decke verbürgt eine gleichmäßige Elastizität der gesamten Platte und damit die Vermeidung von unerwünschten Rissen infolge von Temperaturdehnungen. Die

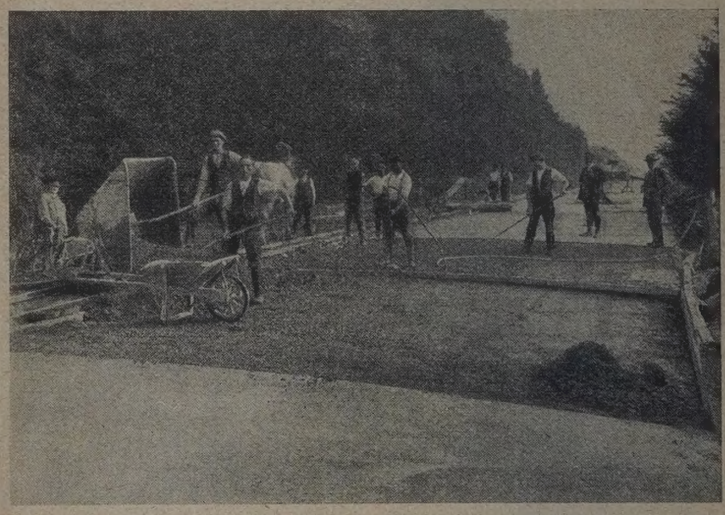


Abb. 2. Arbeitsvorgänge für die Solidititbefestigung auf der Militärringstraße Köln, September 1925.

mit Solidititbeton hergestellte Straßendecke ist auch weit weniger Raumänderungen infolge Temperaturschwankungen ausgesetzt als die mit gewöhnlichem Portlandzement hergestellten Betonstraßen. Infolgedessen stellen sich auch der Lösung der Frage über die Anordnung der Fugen weniger Schwierigkeiten in den Weg. Die meisten bisher ausgeführten Solidititstraßen haben nur bei der Herstellung raumlose Fugen erhalten, d. h. die einzelnen Felder, deren Länge zwischen 8 und 15 m schwankt, sind dicht aneinander betoniert, wobei nur vermieden ist, daß der Beton des letzten Feldes an den des vorhergehenden anbindet. Bei der deutschen Versuchsstrecke ist dies durch einen einfachen Lehmanstrich erreicht worden. Natürlich muß bei der Ausführung besonderes Augenmerk darauf gerichtet werden, daß an den Fugen keine Erhöhung in der Straßenoberfläche entsteht, welche Anlaß zu Schlägen des darüberrollenden Rades gibt. Bei sorgfältig ausgeführter Fuge gleitet das Rad ohne Stoß über den bei kaltem Wetter kaum sichtbaren Spalt hinweg, ohne die scharf ausgebildete Kante zu zerstören. Zweckmäßig werden die Fugen etwas schräg zur Straßenachse angelegt, damit das Rad auch theoretisch keinen Moment seine Unterlage verliert.

Die Ausführung der Solidititstraßen erfolgt nach bekannten Methoden. Für die Mischung des Betons sind nur solche Mischmaschinen zu empfehlen, deren Mischgefäß der Reinigung leicht zugänglich ist, da die sehr fette Mischung leicht ein Zusetzen unübersichtlich angeordneter Trommeln verursacht. Bei der raschen Erhärtung des Solidititzementes kann dies für die Gebrauchsfähigkeit der Maschine verhängnisvoll werden. Das Stampfen des Betons geschieht zweckmäßig mit Preßluftstampfern, wobei besonders auf raschen Arbeitsfortschritt und Vermeidung von Zwischenfugen geachtet werden muß. Das sogen. Abziehen des Betons nach dem Einbringen über quer zur Staßenachse in das auszuführende Feld gelegte Lehren hat sich nach den Erfahrungen des Verf. als unzweckmäßig erwiesen, da die Stellen, wo die Lehren im Beton gelegen haben, stets schwache Punkte in der Decke darstellen, selbst bei sorgfältigster Ausfüllung und nachträglicher Anstampfung. Bei der Methode des Walzens der Oberfläche können in der Decke entstandene Unebenheiten stets noch durch aufgelegte Profillehren erkannt und ausgeglichen werden.

Die letzte Behandlung der Oberfläche der Betonstraße vor dem Abbinden des Zementes ist in der Hauptsache eine Schönheitsfrage und wird sich nach den jeweiligen Wünschen der bauausführenden Behörde richten, je nachdem welchem Rauhigkeitsgrad man den Vorzug gibt. Auf der Kölner Versuchsstrecke hat man verschiedene Methoden angewendet. Man hat einmal die mit einer 3 Ztr. schweren Steinwalze hergestellte Oberfläche mit dem „Span" glatt gestrichen, weiter hat man versucht, die beim Walzen an der Oberfläche entstehenden Schlammstriche mittels eines mit Stahlblech beschlagenen Schlittens an langer Stange zu verteilen. Das beste Resultat hat aber die Methode ergeben, nach der die Oberfläche sofort nach dem Walzen mit dem Span glattgerieben wurde und die dabei entstandenen Spanstriche nach kurzem „Reifenlassen" des Oberflächenschlammes mit einem weichen Besen verteilt wurden. Die hierbei entstehende Oberfläche hat ein gleichmäßig ebenes und schwach rauhes Aussehen und dürfte sowohl für den Autoverkehr die besten Eigenschaften besitzen als auch für den Pferdehuf genügende Griffigkeit aufweisen.

Bei der Herstellung der Oberfläche ist es erforderlich, daß für die ersten Stunden des Abbindens starke Regengüsse durch geeignete Schutzmaßnahmen ferngehalten werden. Leichter Regenfall hat jedoch keinen ungünstigen Einfluß, im Gegenteil, die Oberfläche wird dadurch von einer wünschenswerten Ebenheit und feinkörnigen Rauhigkeit.

Nach völliger Erhärtung der Straßendecke, die sich unter dauernder Naßhaltung vollziehen muß, wird die Solidititdecke noch einer Oberflächenbehandlung unterzogen, welche ein Eindringen von Wasser in die Poren des Betons verhindern soll. Diese Oberflächenbehandlung wird zweckmäßig bei geringen Kosten nach einigen Jahren wiederholt. Muß aus irgendwelchen Gründen die Solidititdecke stellenweise aufgerissen werden, so lassen sich die Aufbruchstellen dank der Fähigkeit des Solidititzementes, auch mit erhärtetem Beton sich wieder zu verbinden, in einwandfreier Weise wieder schließen.

Solidititbetonstraßen dürften bis zu einem Gefälle von 1:30 ohne weiteres ausführbar sein, da sie genügende Rauhigkeit besitzen. Das Quergefälle wird zweckmäßig nicht stärker als 1:40 gemacht. In Köln ist man auch, so viel mir bekannt, zum ersten mal bei einer gewöhnlichen Landstraße dazu übergegangen, die Kurven mit einseitigem Gefälle und Übergangsstrecken ähnlich wie auf Autorennbahnen anzulegen. Ob dies auf öffentlichen Straßen, die häufige Kreuzungen aufweisen, mit Rücksicht auf die Verleitung des Autofahrers, ein Renn-

Abb. 3. Probestrecke in Solidititbeton auf der Provinziallandstraße Düsseldorf—Mülheim-Ruhr, km 15,5, Steigung 1:30, Juni 1925.

tempo einzuschlagen, zu empfehlen ist, mag dahingestellt bleiben.

Die Herstellungsdauer von Solidititstraßen hält etwa gleichen Schritt mit der Herstellung der Bitumenstraßen. Dort, wo der Verkehr nicht vollkommen unterbrochen werden darf, kann die Anordnung einer Längsfuge in Straßenachse eine Lösung bringen, die der Dauerhaftigkeit der Straße später keinen Abbruch tut. Es wird überhaupt zu empfehlen sein, bei Straßenbreiten über 8—10 m eine Längsfuge vorzusehen, während die Querfugen, wie oben erwähnt, nicht über 15 m Abstand haben sollen, um zu große Spannungen in der Decke zu vermeiden.

Der Solidititstraßenbau ist in seinen Herstellungskosten etwa den neueren Asphalt- und Bitumenstraßen gleichzusetzen. Hierbei darf aber nicht der Vorteil unterschätzt werden, daß sämtliche Rohmaterialien, sowohl des Bindemittels als auch der Zuschlagsstoffe, in Deutschland gewonnen werden, während bei den Asphalt- und Bitumenstraßen ein wesentlicher Teil der Rohstoffbeschaffungskosten ins Ausland geht. Wenn noch berücksichtigt wird, daß die Kosten des Solidititstraßenbaus etwa 20—30% unter den Kosten der Kleinpflasterstraße bleiben, so darf wohl diesem neuen Betonstraßenbau, für den nun eine ganze Reihe von Erfahrungen sowohl im Ausland als im Inlande vorliegt, eine rege Entwicklung vorausgesagt werden.

BEITRAG ZUR FRAGE DES PASSIVEN ERDDRUCKES.

Von Dipl.-Ing. Alfred Streck, Hannover.

(Schluß von Seite 3.)

Vorschlag für eine neue Berechnung.

Die Annahme eines wagerecht gerichteten Erddrucks bedeutet bei senkrechter Wand die Unmöglichkeit der Aufnahme senkrechter Kräfte durch die Druckwand. Für den Bewegungsvorgang im Erdkörper bedeutet dies ein Gleiten auf der vom Wandfuß ausgehenden Gleitfläche und der vollkommen glatten Wand. Bei rauher Druckwand ist der Erddruck nur dann wagerecht gerichtet, wenn neben dem Gleiten auf der vom Wandfuß ausgehenden Gleitfläche ein Anheben der für diesen Fall gewichtlos zu denkenden Druckwand ohne Bewegungshindernisse stattfinden kann. Ist die Wand nicht reibungslos und ist für das Mitgehen der Wand mit der nach oben gerichteten Bewegung des auf der Gleitfläche ausweichenden Erdkörpers eine Kraft aufzuwenden, so muß die den ersten Bedingungen entsprechende Gleitfläche infolge der in der Wand wirkenden senkrechten Kraft eine Formänderung erfahren, d. h. sie muß eine flachere Neigung annehmen. Über die Reichweite und die Größe dieser Verflachung läßt sich vermuten, daß beides eine Funktion der Größe der in der Wand hinzukommenden senkrechten Kraft und damit des Neigungswinkels der Erdkraft gegen die Wand sein wird. Für die Reichweite der Lagenänderung muß aber eine obere Grenze vorhanden sein, da eine an der Wand angreifende vertikale Kraft bei kohäsionslosem körnigem Material sich nicht bis ins Unendliche auszuwirken vermag. Eine Bestätigung dieser Tatsache ist in den Versuchen Strohschneiders und in den Ergebnissen der vorn bereits erwähnten eigenen Fundamentbelastungsversuche zu erblicken. Strohschneider erhielt als Grenze der Reichweite eine vom Belastungspunkt ausgehende Kegelfläche.

Bei Beurteilung der Reichweite kommt anscheinend der vom Kopfe der Wand unter dem Winkel $45° - \frac{\varphi}{2}$ gegen die Wagerechte ausgehenden (der Richtung der Hauptgleitfläche für wagerechten Erddruck konjugierten) Gleitfläche eine erhöhte Bedeutung zu (AB′ in Abb. 1). Für diese Ansicht sprechen auch die in den Abb. 2, 4, 5 gegebenen Bewegungsbilder und außerdem die Tatsache, daß für das Ausweichen nach oben des durch die beiden konjugierten Gleitflächen abgeschlossenen Keiles ABC bezw. AB′C′ in Abb. 1 das Minimum an wagerechtem Druck erforderlich ist. Unter dieser Voraussetzung muß also bei B der Winkel $90° + \varphi$ zwischen den Gleitflächen AB und BC erhalten bleiben. Die Tangente an den unterhalb von B′ liegenden gekrümmten Teil der Hauptgleitflächen hat dann also die Richtung von BC und muß die Kurve in einem Punkt berühren, der auf der Geraden durch B und den Kopf A der Druckwand liegt.

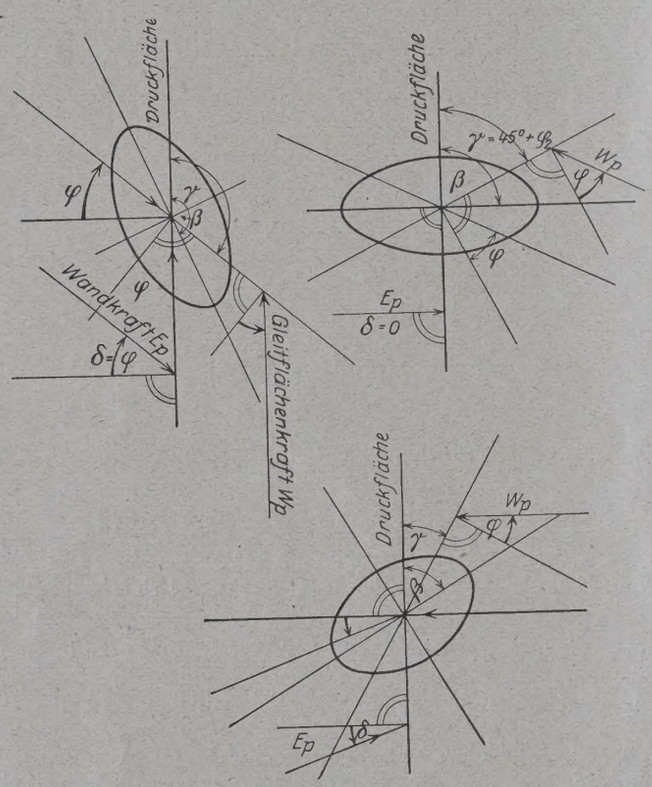


Abb. 8. Winklersche Spannungsellipse. Abhängigkeit der Gleitflächenrichtung von der Kraftrichtung auf eine senkrechte Fläche bei passivem Erddruck.

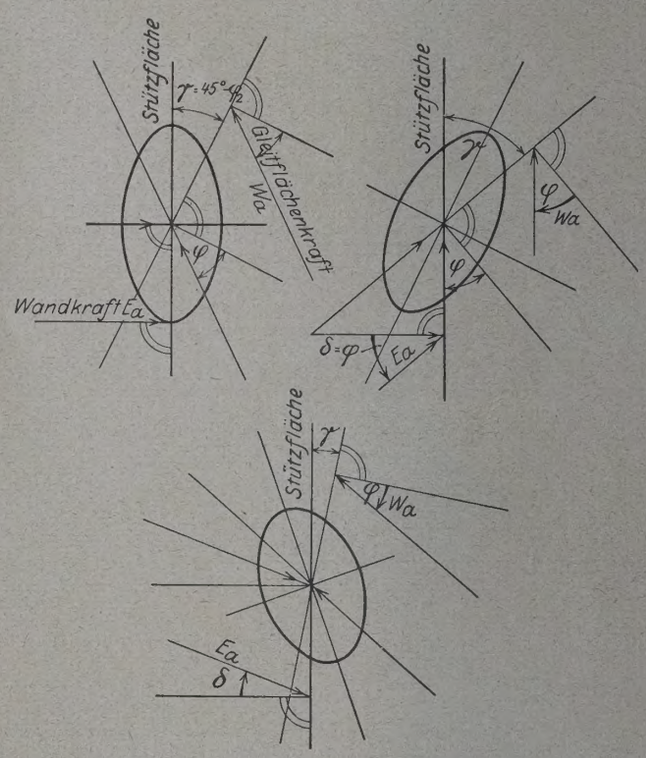


Abb. 9. Winklersche Spannungsellipse zur Darstellung der Abhängigkeit von Druckrichtung und Gleitflächenrichtung bei senkrechter Druckwand und aktivem Erddruck.

Außer dieser Bedingung für den Verlauf der Gleitfläche ist ohne weiteres die Notwendigkeit vorhanden, daß die Gleitfläche vom Wandfuß ausgehen muß.

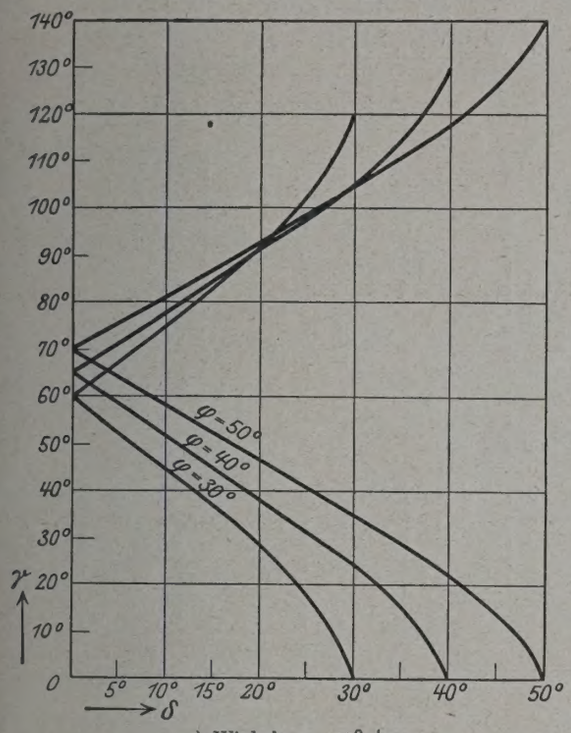
Es sind aber jetzt immer noch unendlich viele Kurven möglich, die beiden Richtungen entsprechen.

Die Darstellung der Spannungsverhältnisse im Erdreich für den Grenzzustand des Gleichgewichtes durch die Winklersche Spannungsellipse ermöglicht eine weitere Aussage über die Bedingungen, denen der Verlauf des Krümmungsteiles der Gleitfläche unterliegt. Durch diese Darstellung ist eine Abhängigkeit der Lage einer unter einem bestimmten Winkel von einer Kraft getroffenen Fläche zur Hauptachse und damit zu den Gleitflächen gegeben. Die hierfür gültige Beziehung lautet

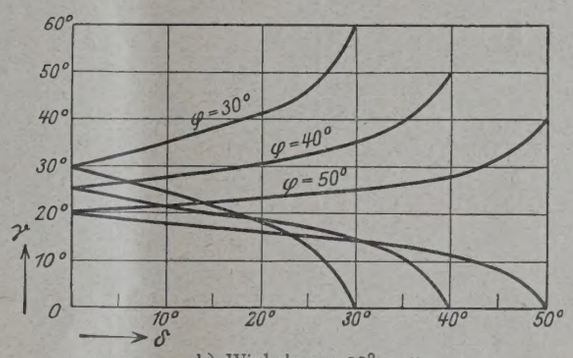
nach Winkler: $\sin(2\beta + \delta) = \frac{\sin\delta}{\sin\varphi}$

β = Winkel der getroffenen Fläche mit der Hauptachse,
δ = Winkel der Kraft mit der Flächennormalen (Abb. 8).

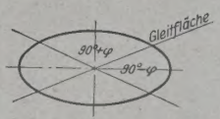
Aus obiger Gleichung ergeben sich zwei Winkel β für die Lage der unter dem Winkel $90° - \delta$ getroffenen Fläche. Die Werte



a) Winkelraum $90° + \varphi$.



b) Winkelraum $90° - \varphi$.



c)

Abb. 11. Werte für die $\sphericalangle\gamma$.

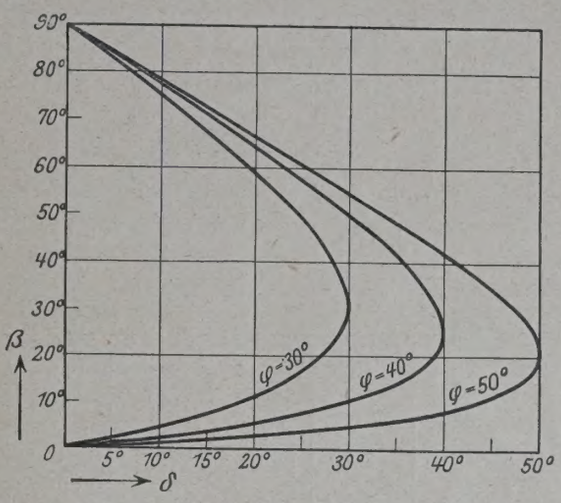


Abb. 10. Werte für den $\sphericalangle\beta$ (s. a. Tab. 1).

sind für verschiedene Winkel φ und δ in Tabelle 1 gegeben und in Abb. 10 graphisch aufgetragen. Jedem Winkel β entsprechen alsdann zwei Werte für den Winkel γ (= Winkel zwischen der betrachteten Fläche und der Gleitfläche). Für den speziellen Fall ergibt sich der zu benutzende Wert des Winkels γ aus der Berücksichtigung der Kraftrichtungen auf der betrachteten Fläche und auf der Gleitfläche. Es ist hierbei zu beachten, daß die Richtungen der Gleitflächen derart miteinander verknüpft sind, daß die Richtung der einen Gleitfläche die Richtung der auf der anderen Gleitfläche wirkenden Kraft angibt. Es sind also für den passiven Erddruck und für den aktiven Erddruck je zwei Winkelwerte γ möglich, je nachdem ob der Winkel δ im Sinne des Uhrzeigers oder in anderem Sinne vom Flächenlot abweicht. Im ersten Fall ergänzen sich beide

Tabelle 1. Tabelle der Werte für den Winkel β.
Winkel β = Winkel zwischen Flächenrichtung und Hauptachse der Spannungsellipse.

	φ =					φ =					
	30°	35°	40°	45°	50°	30°	35°	40°	45°	50°	
	β_1	β_1	β_1	β_1	β_1	β_2	β_2	β_2	β_2	β_2	
0°	0	0	0	0	0	90°	90°	90°	90°	90°	0°
5°	2° 30′	1° 52′	1° 30′	1° 0′	0° 45′	82° 30′	93° 10′	83° 30′	85° 0′	84° 15′	5°
10°	5° 10′	3° 50′	2° 50′	2° 7′	1° 35′	75° 0′	76° 10′	77° 10′	77° 53′	78° 15′	10°
15°	8° 7′	5° 55′	4° 25′	3° 30′	2° 25′	67° 0′	69° 20′	70° 35′	71° 45′	72° 35′	15°
20°	11° 35′	8° 15′	6° 2′	4° 25′	3° 15′	58° 30′	61° 45′	64° 0′	65° 35′	66° 40′	20°
25°	16° 25′	11° 15′	8° 10′	5° 50′	4° 16′	48° 30′	53° 45′	56° 50′	59° 10′	60° 45′	25°
30°	30° 0′	15° 15′	10° 46′	7° 27′	5° 15′	30° 0′	44° 45′	49° 20′	52° 30′	54° 45′	30°
35°		27° 30′	14° 0′	10° 5′	6° 40′		27° 30′	41° 0′	45° 0′	49° 0′	35°
40°			25° 0′	12° 50′	8° 35′			25° 0′	37° 0′	41° 25′	40°
45°				22° 30′	11° 0′				22° 30′	34° 0′	45°
50°					20° 0′					20° 0′	50°

Winkel zu $90° + \varphi$, im anderen Fall zu $90° - \varphi$. In der Tabelle 2 sind die Winkel γ für verschiedene Winkel φ und δ gegeben und in Abb. 11 a und b graphisch aufgetragen. Abb. 8 und 9 zeigen verschiedene Möglichkeiten der Lage der Spannungsellipse und damit der Gleitflächen zu einer von einem Druck in gegebener Richtung getroffenen Fläche (Flächenrichtung ist hierbei senkrecht angenommen).

Da aller Wahrscheinlichkeit nach der spezifische Druck am Wandfuß die Richtung der auf der Wand angreifenden resultierenden Kraft haben wird, so ist bei bekannter (oder angenommener) Kraftrichtung die Lage der Gleitfläche am Fuße der Wand durch den Winkel δ bestimmt.

Aus dem aus der Tabelle zu ersehenden Ergebnis, daß der zu $\varphi = 90°$ gehörende Winkel zwischen 17° und 20° beträgt, ist zu folgern, daß Versuchseinrichtungen, bei denen der Kastenboden wagerecht durch den Wandfuß geht, keine höheren Werte des Wandreibungswinkels im Grenzzustand des Gleichgewichts liefern können.

Aus dem gleichen Grunde muß alsdann bei nur wagerechter Bewegungsmöglichkeit der Druckwand für den Grenzzustand des Gleichgewichtes der Neigungswinkel der Wandkraft denselben Beschränkungen unterliegen. Daraus ergibt sich aber die Notwendigkeit, bei Einsatz eines Wandreibungswinkels die Bewegungsmöglichkeit der Wand weitgehend zu berücksichtigen. Von der gesuchten Krümmungsstrecke der Gleitfläche ist also nunmehr bekannt:

1. ein Punkt (Wandfuß) mit der in diesem Punkt vorhandenen Tangentenrichtung (Winkel γ),

Tabelle 2. Tabelle der Werte für den Winkel γ.
Winkel γ = Winkel zwischen Flächenrichtung und Gleitfläche.

1. Flächenlage im Winkelraum $90° + \varphi$.

$\delta =$	$\varphi =$ 30° γ	35° γ	40° γ	45° γ	50° γ	$\varphi =$ 30° γ	35° γ	40° γ	45° γ	50° γ	$\delta =$
0°	60°	62° 30′	65° 0′	67° 30′	70°	60° 0′	62° 30′	65° 0′	67° 30′	70°	0°
5°	67° 30′	69° 20′	71° 25′	72° 30′	75° 45′	52° 30′	55° 40′	58° 35′	62° 30′	64° 15′	5°
10°	75°	76° 20′	77° 50′	79° 57′	81° 35′	45°	49° 40′	52° 10′	57°	58° 17′	10°
15°	83°	83° 10′	84° 25′	85° 45′	87° 25′	37°	41° 50′	45° 35′	49°	52° 35′	15°
20°	91° 30′	91° 45′	91° 2′	92° 0′	93° 20′	28° 30′	33° 15′	39° 00′	43° 00′	46° 40′	20°
25°	101° 25′	98° 45′	98° 10′	98° 20′	99° 15′	18° 35′	26° 15′	31° 50′	36° 40′	40° 45′	25°
30°	120° 0′	107° 45′	105° 40′	105° 00′	105° 15′	0° 0′	17° 15′	24° 20′	30° 0′	34° 45′	30°
35°		125° 00′	114° 0′	112° 30′	111° 0′		0° 0′	16° 00′	22° 30′	29° 0′	35°
40°			130° 0′	120° 20′	118° 0′			0° 0′	14° 40′	22° 0′	40°
45°				135° 00′	126° 0′				0° 0′	14° 0′	45°
50°					140° 0′					0° 0′	50°

2. Flächenlage im Raume $90° - \varphi$.

$\delta =$	$\varphi =$ 30° γ	35° γ	40° γ	45° γ	50° γ	$\varphi =$ 30° γ	35° γ	40° γ	45° γ	50° γ	$\delta =$
0°	30°	27° 30′	25° 0′	22° 30′	20° 00′	30° 0′	27° 30′	25° 00′	22° 30′	20° 0′	0°
5°	27° 30′	25° 38′	23° 30′	21° 30′	19° 15′	32° 30′	29° 22′	26° 30′	23° 30′	20° 45′	5°
10°	24° 50′	23° 40′	22° 10′	20° 25′	18° 25′	36° 0′	31° 20′	27° 50′	24° 37′	21° 35′	10°
15°	21° 53′	21° 35′	20° 35′	19° 00′	17° 35′	38° 7′	33° 15′	29′ 25′	26° 0′	22° 25′	15°
20°	18° 25′	19° 15′	18° 58′	18° 5′	16° 45′	41° 36′	35° 45′	31° 2′	26° 10′	23° 15′	20°
25°	13° 35′	16° 15′	16° 50′	16° 40′	15° 45′	46° 25′	38° 45′	33° 10′	28° 20′	24° 15′	25°
30°	0° 0′	12° 15′	14° 20′	15° 3′	14° 45′	60° 0′	42° 45′	35° 40′	30° 0′	25° 35′	30°
35°		0° 0′	11° 0′	12° 25′	13° 20′		55° 0′	39° 0′	32° 35′	26° 40′	35°
40°			0° 0′	9° 40′	11° 25′			50° 0′	35° 20′	28° 35′	40°
45°				0° 0′	9° 0′				45° 0′	31° 0′	45°
50°					0° 0′					40° 0′	50°

2. eine zweite Tangentenrichtung, deren Lage zur Kurve durch die Bedingung festgelegt ist, daß der Berührungspunkt mit der Kurve auf einer nach Richtung bekannten Geraden (A—B) liegt.

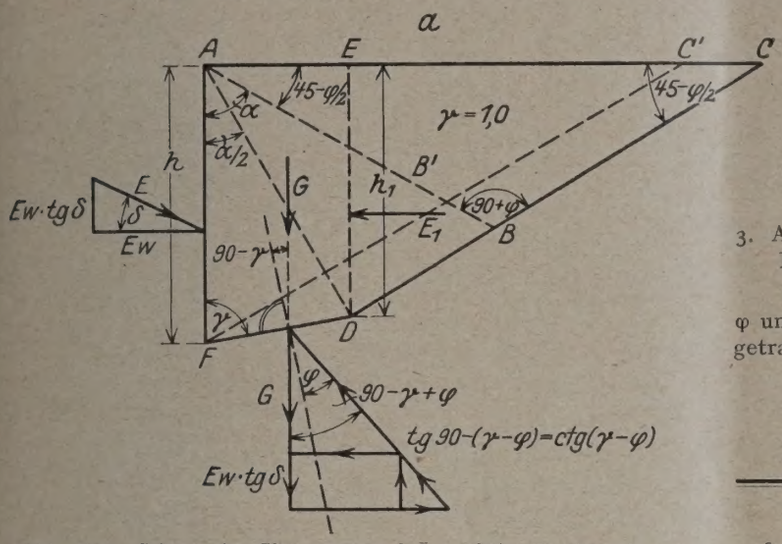


Abb. 12 a. Schema des Gleitvorganges bei vertikaler Druckwand.

Um die an sich noch sehr vielen Möglichkeiten des Kurvenverlaufes weiter einzuschränken, soll die durch die Bedingung einer stetigen Änderung der Spannungen im Erdkörper stützbare einfache Annahme gemacht werden, daß der Schnittpunkt der beiden gegebenen Tangenten auf der Winkelhalbierenden des Winkels zwischen der Gleitflächenrichtung AB (Abb. 1) und der Wandfläche liegt $\left(\text{bei senkrechter Wand beträgt dieser Winkel } 45° + \frac{\varphi}{2}\right)$. Auf diese Weise ergibt sich das auf Abb. 12a—c gezeichnete Schema des Gleitvorganges. Aus diesem Schema erhält man eine einfache und sehr übersichtliche Berechnungsweise, wenn man an Stelle der zwischen den Tangenten sich bildenden Übergangskurve die Tangenten selbst als Gleitflächen ansieht. Da die Gleitfläche DC die Gleitfläche des wagerechten passiven Erddrucks auf DE darstellt, ist die an DE angreifende Kraft wagerecht gerichtet und

$$(\text{für } DE = h_1) = \frac{h_1^2}{2} p \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right).^{2)}$$

Auf der Strecke FD greift alsdann das Gewicht des Erdkörpers FDEA und die senkrechte Komponente des Erdwiderstandes E an. Die Resultierende dieser Kräfte ist, da FD eine Gleitfläche darstellt, unter dem Winkel $90° - \varphi$ gegen diese Flächenrichtung geneigt. Aus dem Kräftebild in Abb. 12a ergibt sich dann für die wagerechte Komponente des Erdwiderstandes der Wert:

$$E_W = p \frac{h^2}{2}\left[\frac{a \operatorname{ctg}(\gamma-\varphi) + \mu^2 n^2}{1 - \operatorname{tg}\delta \operatorname{ctg}(\gamma-\varphi)}\right] = p\,\mu_1 \frac{h^2}{2}$$

p = Raumgewicht; $h_1 = \mu h$; $a = (\mu + n^2) \operatorname{tg} \frac{\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right)}{2}$

$$\mu = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Die senkrechte Komponente ergibt sich dann zu $E_s = E_W \operatorname{tg}\delta$.

3. Anwendung der Formel und Vergleich mit den Ergebnissen der üblichen Berechnungsweise.

Die Zahlenwerte für μ_1 sind für die gebräuchlichen Werte φ und δ in der Tabelle 3 und in den Kurven auf Abb. 13 aufgetragen. Für die Verhältnisse $\varphi = 35°$ und verschiedenes δ

Tabelle 3.
Tabelle der μ_1-Werte für senkrechte Wand und negativen Winkel δ.

$\delta =$	$\varphi =$ 30° μ_1	35° μ_1	40° μ_1	45° μ_1	50° μ_1	$\delta =$
0°	3,03	3,7	4,64	5,99	7,64	0°
5°	3,27	4,2		8,1		5°
10°	3,8	4,95	5,00	8,7	11,5	10°
15°	4,3	5,4				15°
20°	4,6	5,9	8,00	11,0	16,4	20°
25°	5,9	6,7				25°
30°	7,00	7,45	10,0	14	22,00	30°
35°		11,1				35°
40°			20	22	42,5	40°
45°				34		45°
50°					230	50°

sind dort gleichfalls die Werte μ_1 für den wagerechten Erddruck aus der Kreyschen Erddrucktabelle, die durch Anwendung der Coulombschen Theorie für ebene Gleitflächen erhalten wurden, aufgetragen. (Die bei Krey angegebenen Werte beziehen sich auf den geneigten Erddruck und sind für den Vergleich mit den Werten des Verfassers mit cos δ multipliziert.)

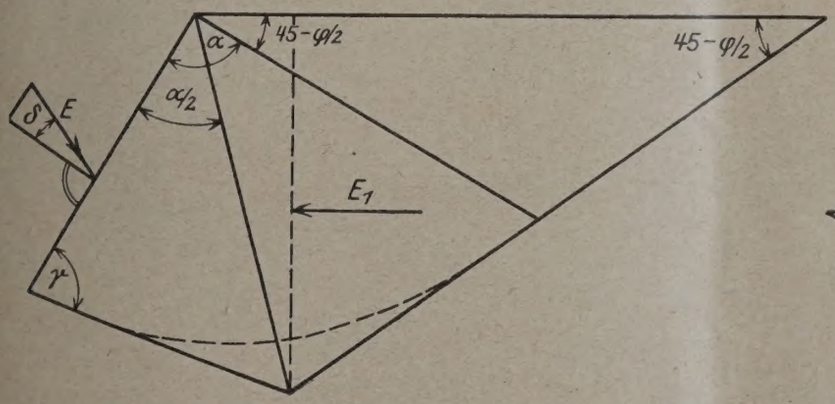


Abb. 12b. Schema des Gleitvorganges bei geneigter Druckwand.

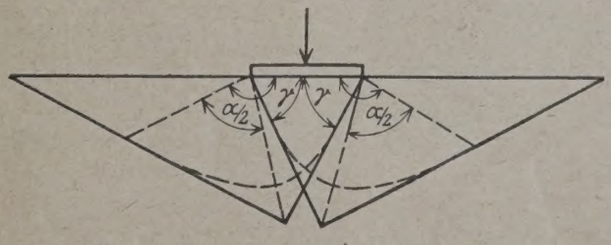


Abb. 12c. Schema des Gleitvorganges bei horizontaler Druckwand.

Der Vergleich zeigt, daß die Werte nach der Formel für geknickte Gleitfläche geringer sind als die Kreyschen Werte. Der Unterschied wächst für bestimmten Winkel φ mit wachsendem Winkel δ und für bestimmtes δ mit wachsendem Winkel φ.

2) Es wurde zur Bezeichnung des Raumgewichtes p verwendet, da das dafür gebräuchliche γ gleichzeitig als Winkelwert auftritt.

Der Unterschied der den beiden Formeln zugrunde liegenden Annahmen über die Bewegungsvorgänge ließ ein derartiges Verhalten voraussehen. Für μ_1 stimmen entsprechend den gemachten Annahmen beide Formeln überein. Es sei hier besonders erwähnt, daß die gebräuchliche Berechnungsart für $\varphi = 45°$ bei $\delta = 45°$ und für $\varphi = 50°$ bei $\delta = 40°$ einen schon gefühlsmäßig unmöglichen unendlich großen Wert μ_1 ergibt. Der Eindruck einer falschen Voraussetzung bei dieser Berechnungsart zeigt sich außerdem noch zwingend bei Betrachtung der Werte, die man damit für geneigte Druckwände erhält. Es ergeben sich dann schon unendlich große Werte für folgende Verhältnisse:

Wandneigung	Winkel φ	Winkel δ
10°	40°	40°
20°	35°	32° 30′
30°	30°	27°

Es muß erwähnt werden, daß die Kreyschen Erddrucktabellen vorstehend als Vergleich herangezogen wurden, weil sie in leichter Form die benötigten Vergleichswerte zu liefern geeignet waren.

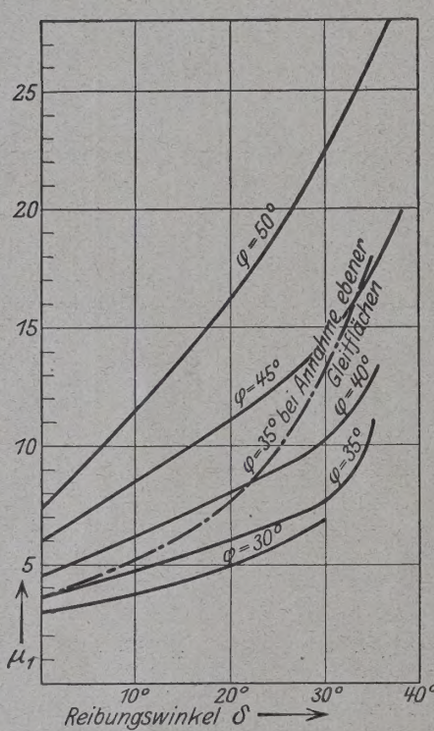


Abb. 13.

μ_1-Werte der Formel $E_w = p\,\mu_1 \frac{h^2}{2}$

(s. a. Tabelle 3).

Die Werke anderer Autoren wie Müller-Breslau, Möller, Petersen benutzen für die Berechnung der zum Vergleich herangezogenen Werte dieselben Grundlagen und erhalten daher auch die gleichen z. T. unwahrscheinlichen Werte.

Trotzdem vielen Forschern die Unwahrscheinlichkeit des Auftretens der hohen Erddruckwerte bekannt war, hat man noch nicht den Versuch gemacht, diesen Mißstand durch Erforschung des Bewegungsvorganges zu beseitigen, sondern hat sich damit begnügt, vor der Inrechnungsetzung der Wandreibung zu warnen.

Grunde muß wohl auch das Fehlen der Behandlung des Erdwiderstandes in den gebräuchlichen Handbüchern (Förster, Hütte) zuzuschreiben sein.

Wenn auch bei senkrechter Wand, da im allgemeinen bei normaler Bauweise kein höherer Wandreibungswinkel als 30° (tg 30° = 0,57) in Frage kam, die gebräuchlichen Theoriewerte noch nicht die ganz unmöglichen Größen erreichten, so zeigt doch die zuletzt gegebene Übersicht über die Verhältnisse bei schräger Druckwand zur Genüge das Gefahrvolle der Wiedergabe derartiger Werte in Abhandlungen, die dem Praktiker Aufschluß über das Verhalten des Bodens geben wollen. Derartige Werte wurden beibehalten, trotzdem eine ganze Reihe Ingenieure aus der Frage nach der Tragfähigkeit des Baugrundes heraus Formeln für das Ausweichen des Bodens unter einer wagerechten Druckplatte aufstellte und die Tatsache des Ausweichens des Bodens unter einer derartigen Lastübertragung experimentell nachwies.

Es haben verschiedene Forscher auf die Möglichkeit einer gekrümmten Gleitfläche hingewiesen, jedoch ohne einen Versuch zur Klärung des Einflusses einer solchen Möglichkeit auf die Höhe des passiven Erddruckes zu unternehmen. Untersuchungen, die zur Ermittlung des Einflusses einer gekrümmten Gleitfläche für den Fall des aktiven Erddruckes angestellt wurden, ergaben nur geringen Unterschied für die verschiedenen Formen der Gleitflächen. Da in sämtlichen Werken über Erddruck der passive Erddruck erheblich vernachlässigt wird (so gibt Müller-Breslau z. B. nur die Formel für $\delta = 0$), war man anscheinend geneigt, den gleichen geringen Einfluß auch für den oberen Grenzwert des Erddruckes den passiven Erddruck anzunehmen.

Es fragt sich nun, inwieweit der Vorschlag des Verfassers geeignet ist, eine brauchbare Berechnung des Erdwiderstandes zu ermöglichen.

Bei der Wichtigkeit einer genauen Erfassung der Kraftgrößen für den Bestand der Bauwerke ist die versuchstechnische Bestätigung noch recht mangelhaft, und die Berechnungsweise hat daher nur hypothetischen Charakter. Da aber der angenommene Bewegungsvorgang durch das vorhandene Versuchsmaterial in befriedigender Weise bestätigt wird, so scheint die Annahme gerechtfertigt, daß auch bei anderen Verhältnissen keine übermäßige Abweichung eintreten wird.

Für die Nachprüfung der Formelwerte fehlt es z. Z. noch an geeignetem Versuchsmaterial. Nach Ansicht des Verfassers müssen erst die Beziehungen zwischen dem Böschungswinkel des lose geschütteten Bodens und dem tatsächlich im Innern auftretenden Reibungswinkel, deren gebräuchliche Gleichsetzung in neuerer Zeit mit Recht angegriffen wird[3]), geklärt werden.

Die relative Brauchbarkeit, d. h. die Möglichkeit eines Ersatzes für die gebräuchlichen Berechnungsweisen scheint dem

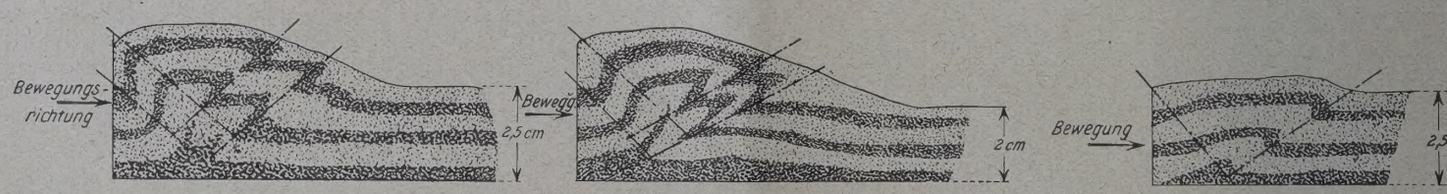


Abb. 14a. Abb. 14b. Abb. 14c.

Abb. 14a—c aus „Forchheimer, Bewegungserscheinungen im Innern trockenen Sandes", Z. d. ö. A.- u. I.-Ver. 1882.

So schreibt z. B. Krey auf S. 28 seines Werkes: „Die ganz hohen Wertziffern für μ_1 sind nicht zu verwenden, da die schon vorher eintretende plastische Zusammenpressung des Bodens bestimmend ist." Diese Formulierung scheint nur ein Ausweg aus der Ratlosigkeit zu sein, mit der man den unwahrscheinlichen Ergebnissen der Theorie gegenüberstand. Demselben Verfasser aber ohne weiteres erwiesen, da der versuchstechnische Nachweis für die Berechtigung der Annahme ebener Gleitflächen bzw. die Berechtigung des Ersatzes der gekrümmten

[3]) S. „J. Feld, Lateral Earth Pressure", Transact. of the American Soc. of Civil Engineers Vol. 86, S. 1448 (Bericht über amerikanische Erddruckversuche und „Terzaghi, Bodenmechanik" S. 56 (Reibung im Sand).

Gleitflächen durch ebene Gleitflächen hinsichtlich ihres Gleitwiderstandes aller Wahrscheinlichkeit nach nicht erbracht werden kann. Es kann also schon jetzt gesagt werden, daß die Annäherung an die Wirklichkeit in der Formel des Verfassers größer sein wird als bei der bisher gehandhabten Rechnungsweise, und sie daher dieser vorzuziehen ist. Verfasser glaubt daher, daß, nachdem mit der Grundannahme der herkömmlichen Berechnungsweise gebrochen ist, es an Hand neuer Versuche nicht allzu schwierig sein wird, zu einem Ausbau des hier gegebenen Prinzipes, das sich natürlich auch auf alle anderen Fälle des Erdwiderstandes (z. B. schräge Wand, positiven $\measuredangle\delta$) und auch auf den aktiven Erddruck anwenden läßt, zu kommen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß bei Anwendung auf den aktiven Erddruck die bisher mit geneigter Stützwand erhaltenen Versuchsergebnisse, denen man theoretisch mit den ebenen Gleitflächen nicht beikommen konnte, eine befriedigende Erklärung finden werden. Die Untersuchungen über die eben angeführten Fälle sind noch nicht abgeschlossen.

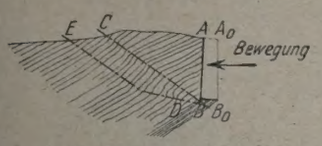


Abb. 15.
Bild aus „Möller, Erddrucktabellen", Leipzig 1902.

In den Abb. 14 u. 15 seien noch einige Bewegungsbilder wiedergegeben, wie sie Prof. Forchheimer und Prof. Möller bei Versuchen in kleinem Maßstabe erhielten, und durch die das Auftreten einer gekrümmten Gleitfläche bestätigt wird.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Geschäftsunkosten und Bautenertrag.

In Heft 13 des Jahrganges 1925 habe ich an gleicher Stelle dieses Thema behandelt. Die wirtschaftlichen Verhältnisse haben sich in der abgelaufenen Zeit ständig weiter verschlechtert. Manche Bauunternehmung wird am Jahresschluß vor der Tatsache stehen, einen mehr oder minder großen Verlust als Ergebnis des abgelaufenen Geschäftsjahres verbuchen zu müssen. Das Minus wird, soweit es nicht aus Reserven gedeckt werden kann, buchtechnisch als Verlust für das nächste Jahr vorgetragen. Es erhebt sich für die Leitung des Unternehmens sofort die Frage, ob es in der jetzigen Konjunktur gelingen kann, den Verlust aufzuholen oder, präziser ausgedrückt, wie groß der Umsatz und der Bruttoertrag aus den abzuwickelnden Bauaufträgen sein muß, um den mit einer aufgenommenen Schuld gleichbedeutenden Verlust zu verzinsen und zu tilgen.

Wir bezeichnen wieder mit

U den jährlichen Umsatz, d. h. die Summe aller aus Bauverträgen herrührenden geldlichen Ansprüche aus Leistungen und Lieferungen an die Bauherrschaft,

G die Generalunkosten des Unternehmens, wobei ich, wie üblich, unter Generalien alle diejenigen allgemeinen Unkosten verstehe, welche außerhalb der unmittelbar rechnerisch zu erfassenden Selbst- oder Gestehungskosten bei der Abwicklung von Bauverträgen noch anfallen und erst am Schluß eines Rechnungsjahres auf den gesamten Umsatz umgelegt werden können.

B das zur Finanzierung des Umsatzes vorhandene bzw. neu aufzubringende Betriebskapital,

b den Zinsfaktor für B, und zwar als Mittelwert für das ganze Geschäftsjahr,

n die sogenannte Umsatzziffer, d. h. diejenige Zahl, welche mit B multipliziert, den Umsatz ergibt, oder anders ausgedrückt, die Umsatzhäufigkeit des Betriebskapitals im Geschäftsjahr,

p den Bruttoertragskoeffizienten, welcher aus der Abwicklung der Bauverträge resultiert.

Die abzutragende Summe der Kreditoren, unter welche sinngemäß auch der vorzutragende Verlust fällt, soll mit K und ihr Verzinsungsfaktor mit k bezeichnet werden. Der Amortisationskoeffizient von K sei a.

Setzen wir, wie früher, in guter Übereinstimmung mit der Wirklichkeit

$$G = B\,b + G' \quad \text{und} \quad G' = \frac{1}{2}\,[U]^{3/4},$$

so folgt:

$$K = U\,\frac{p - \frac{b}{n}}{k + a} - \frac{2{,}8^{H}}{k + a}\,U^{3/4}.$$

In heutiger Zeit ist günstigenfalls

$$p = 0{,}15 \text{ (im Mittel)}$$
$$b = 0{,}12$$
$$n = 3$$
$$k = 0{,}12$$

und der Tilgungsfaktor a soll = 0,03 gesetzt werden.

Es folgt:

$$K = 0{,}733\,U - 18{,}67\,\sqrt[4]{U^3}$$

Diese Gleichung liefert uns die z. Z. angenähert gültige Beziehung zwischen dem Umsatz U und der mit demselben zu verzinsenden und zu amortisierenden Kreditorensumme K.

In nachstehender Tabelle ist für einige Zahlenwerte diese gegenseitige Abhängigkeit zusammengestellt, nämlich:

U =		K ≏		$\frac{U}{K}$ =
100 000,—		— 32 000		— 3,2
500 000,—		+ 9 200		+ 52,7
1,0 Mill.		+ 140 000		+ 4,2
2,0	„	+ 482 000		+ 4,2
3,0	„	+ 872 000		+ 3,4
4,0	„	+ 1 261 000		+ 3,2
5,0	„	+ 1 658 000		+ 3,0
7,5	„	+ 2 850 000		+ 2,6
10,0	„	+ 4 000 000		+ 2,5
15,0	„	+ 6 702 000		+ 2,2

Die Auflösung der Gleichung

$$K = 0{,}733\,U - 18{,}67\,\sqrt[4]{U^3}$$

geschieht am einfachsten mit der regula falsi; z. B. für K = 1 000 000 muß, wie man leicht erkennt, U zwischen 3 000 000 und 4 000 000 liegen.

Man erhält für $U_1 = 3\,000\,000$ und K = 1 000 000 aus der Gleichung $y = f(U) - K$:

$$y_1 = -\,129\,000$$

und für $U_2 = 4\,000\,000$:

$$y_2 = +\,260\,000\,.$$

Folglich ist:

$$U = U_1 + \frac{(U_2 - U_1)\,y_1}{y_1 - y_2},$$

$$U = 3\,000\,000 + \frac{(4\,000\,000 - 3\,000\,000)\cdot(-\,129\,000)}{-\,129\,000 - 260\,000},$$

$U \backsimeq 3\,330\,000$ (in erster Annäherung).

Unter den angenommenen Verhältnissen ist mit einem Umsatz, welcher kleiner als rund 400 000 M ist, überhaupt keine Schuldenlast zu verzinsen und zu amortisieren.

Setzt man k + a = 0,15 + 0,10 = 0,25, was einem Abtragen der Schuld in 6 bis 7 Jahren entspricht, so folgt mit im übrigen gleichen Zahlen:

$$K = 0{,}44\,U - 11{,}2\,\sqrt[4]{U^3}\,.$$

Hat eine Unternehmung z. B. eine Schuldenlast von 2,4 Millionen M abzutragen, welche mit 25% des Grundbetrages jährlich verzinst und amortisiert werden soll, so ist hierzu für die nächsten Jahre ein Umsatz von U ≏ 10 000 000 erforderlich. Ferner muß aus diesem Umsatz ein Bruttoertrag von 15% resultieren, die Generalien dürfen 5,0% des Umsatzes nicht überschreiten, das Betriebskapital muß dreimal umgesetzt werden und seine Verzinsung darf nicht höher als 12 % sein.

Probe:

$$10\,000\,000 \cdot 0{,}15 = 10\,000\,000\left[\frac{0{,}12}{3} + 0{,}05\right] + 2\,400\,000 \cdot 0{,}25$$

$$1\,500\,000 = 1\,500\,000.$$

Obige Zahlen zeigen mit erschreckender Deutlichkeit die Gefahren, in denen sich das Baugewerbe heute befindet. Jeder Eingeweihte wird mir darin zustimmen, daß ein angenommener Mittelertrag von 15% brutto aus Bauverträgen in der heutigen Zeit als Optimismus angesprochen werden muß; eine Verzinsung von 12% des Betriebskapitals ist auf der anderen Seite gering angenommen, dreimaliger Umsatz kaum zu erreichen. Es treten im Gegenteil fast bei jeder Bauabwicklung Verluste bei den heutigen Submissionsverhältnissen auf. Wohin sie führen, zeigt obige Rechnung. Besserung ist in absehbarer Zeit nicht zu erwarten, solange die Unternehmer in Selbsttäuschung leben und private und staatliche Bauherrschaften die Verhältnisse und ihre Folgen verkennen. Videant consules, ne . . . Dr. Ing. P. M.

Industrielle Bauunternehmungen und Handwerksorganisationen. Von den verschiedensten, dem Handwerk nahestehenden Kreisen wird immer wieder die baldige Bekanntgabe einer „Reichshandwerksordnung" und deren Verabschiedung durch die gesetzgebenden Körperschaften verlangt. Auch in dem von dem Reichsminister a. D. Koch den Parteien der Weimarer Koalition vorgelegten Regierungsprogramm war die Schaffung einer Reichshandwerksordnung als besonderer Programmpunkt vorgesehen.

Es ist daher verständlich, wenn die Handwerkskammern und Innungen bestrebt sind, ihren Wirkungsbereich noch kurz vor Toresschluß auszudehnen und zahlungsfähige Gewerbezweige und Einzelunternehmungen in ihre Organisation einzugliedern. Hierbei haben sie es besonders auf die größeren Unternehmungen des Hoch- und Betonbaues abgesehen. So haben z. B. in letzter Zeit die Handwerkskammern Halle a. S., Magdeburg, Hamm i. W., Wanne i. W., Königsberg i. Pr. versucht, größere Bauunternehmungen zum Handwerkskammerbeitrag zu veranlagen. Ferner haben die Maurerzwangsinnungen in Solingen und Mülheim verschiedene Bauunternehmungen als Mitglieder in Anspruch genommen. Zum Teil schwebt das Verfahren noch, zum Teil sind die Versuche erfolgreich abgewehrt.

In Köln a. Rh. war eine größere Bau-Aktien-Gesellschaft aufgefordert worden, ihre Arbeiter bei der Vereinigten Ortskrankenkasse der Handwerker anzumelden, mit der Begründung, daß gemäß § 1 der Satzung der Kasse alle handwerksmäßig betriebenen Gewerbe, zu denen alle Bauunternehmungen gehören sollten, ihre Kassenbeiträge nicht an die Allgemeine Ortskrankenkasse, sondern an diejenige der Handwerker abzuführen hätten. Auch dieser Vorstoß konnte auf Grund einer Entscheidung des Versicherungsamtes in Köln abgewehrt werden.

Die Handwerkskammer in Kiel hatte gegen eine Eisenbetonbauunternehmung auf Grund §§ 129 und 148 der Reichsgewerbeordnung eine polizeiliche Geldstrafe erwirkt, weil die Firma Lehrlinge eingestellt hatte, wozu sie nach Ansicht der Kammer nicht berechtigt sei, weil der Firmeninhaber die Meisterprüfung nicht abgelegt hatte. In einer daraufhin herbeigeführten beachtenswerten gerichtlichen Entscheidung hat das Amtsgericht Kiel wie folgt Stellung genommen:

„Eine Zuwiderhandlung gegen §§ 129, 148 9b RGewO. hat zur Voraussetzung, daß der Betrieb des Angeklagten, ein Eisenbetonbauunternehmen, zu den Handwerksbetrieben zu zählen ist, denn nur für Handwerksbetriebe hat die Gewerbeordnung besondere Bestimmungen hinsichtlich der Lehrlingsausbildung getroffen. Für alle anderen nicht zum Handwerk gehörigen Betriebe gelten die Sonderbestimmungen der §§ 129 f. nicht, sondern nur die Bestimmungen der §§ 124 bis 128 GO. über Lehrlingsverhältnisse im allgemeinen. Die GO. gibt keine Begriffsbestimmung dessen, was zu den Handwerksbetrieben zu rechnen ist, doch lassen sich aus der Rechtsprechung der obersten Gerichte, vor allem des Reichsgerichts, eine Reihe von Merkmalen entnehmen, bei deren Vorhanden- oder Nichtvorhandensein ein Schluß auf den Charakter des Betriebes gezogen werden kann.

Als ein dem Handwerksbetriebe wesentliches Merkmal wird es angesehen, wenn der Unternehmer des Betriebes selber gelernter Handwerker ist. Der Unternehmer der Fa. . . . . hat das Maschinen- und Tiefbaufach erlernt, ist also nicht gelernter Handwerker. Ein zweites dem Handwerksbetriebe wesentliches Merkmal ist der Umstand, daß die Gehilfen des Unternehmers, von Handlangern abgesehen, Handwerksgesellen sind, die in einem besonderen Handwerk ihre Lehrzeit durchgemacht haben. Bei der Firma des Angeklagten sind aber vorwiegend ungelernte Arbeiter beschäftigt.

Gegen einen Handwerksbetrieb spricht im vorliegenden Falle ferner die Zahl der im Betrieb beschäftigten Arbeiter, die zwischen 60 und 150 Personen schwankt. Nach Landmann, Kom. z. GO. 1925 II Bd. S. 86 ist ein Betrieb mit mehr als 50 Personen ein Großbetrieb, und solchen Betrieben fehlt schon deswegen die Handwerkseigenschaft, weil ein Großbetrieb ohne fabrikmäßige Arbeitsteilung nicht denkbar ist. Auch der große Umfang der Arbeitsleistung durch Beschäftigung der Arbeiter in der ganzen Provinz Schleswig-Holstein nach Mecklenburg-Schwerin hinein entspricht nicht dem Wesen des handwerklichen Betriebes. Weiter deutet die Verwertung verschiedenartiger Maschinen und die mechanisierte Arbeitsweise bei Ausführung der Eisenbetonbauten nach genauen Zeichnungen der Ingenieure darauf hin, daß es sich nicht um einen Handwerksbetrieb handelt. Es fehlt dem Betrieb, um als „Fabrikbetrieb" gelten zu können, lediglich das für einen solchen wesentliche Merkmal der Konzentration der Arbeit in der gewerblichen Anlage des Unternehmers. Das Reichsgericht anerkennt in seinem Urteil vom 12. April 1904 Z. 57, 381 grundsätzlich neben dem Handwerksbetrieb und dem Fabrikbetrieb eine dritte Betriebsform, den kaufmännisch-gewerblichen Großbetrieb, dessen Zuordnung zum Handwerksbetriebe der Auffassung des Verkehrslebens widerspräche. Auch nötigen die Vorschriften der GO. nicht dazu, daß ein auf Herstellung von körperlichen Gütern gerichteter Gewerbebetrieb schlechterdings dann als Handwerk betrachtet werden müßte, wenn er nicht unter den Begriff „Fabrik" fiele.

Es ist daher zur Anleitung von Lehrlingen in vorliegendem Eisenbetonbauunternehmen keine Verleihung der Befugnis von der höheren Verwaltungsbehörde erforderlich, sondern die Befugnis zur Lehrlingsausbildung ist aus § 129 Absatz 5 GewO. herzuleiten.

Der Angeklagte hat sich durch Einstellung des Lehrlings W. keiner strafbaren Handlung im Sinne der §§ 129, 148 e GO. schuldig gemacht.

Es ist auf Freispruch zu erkennen."

Es ergibt sich also, daß Bauunternehmungen (Großbetriebe), ebenso wie jeder Handwerksbetrieb erstens berechtigt sind, Lehrlinge für ein Handwerk (Mauerei und Zimmerei) auszubilden und sie zur Ablegung der Gesellenprüfung bei der Handwerkskammer anzumelden, ohne daß letztere vorher in einen Handwerksbetrieb übertreten müßten.

Hinsichtlich der Betonlehrlinge (Zementfacharbeiter, Betonzimmerer und Einschaler) ist zweitens darauf hinzuweisen, daß sie als Industrielehrlinge zu betrachten sind und demnach den gesetzlichen, nur für das Handwerk gegebenen Bestimmungen nicht unterliegen.

Abgekürzte Firmenbezeichnung im Postscheckverkehr. Der Deutsche Industrie- und Handelskammertag teilt folgendes mit: Wenn Firmen mit langer Firmenbezeichnung neben dieser eine abgekürzte Bezeichnung in das Handelsregister eintragen lassen, so geht die abgekürzte Bezeichnung ohne weiteres in die Bezeichnung des Postscheckkontos der Firma über, da die Bezeichnung des Postscheckkontos mit der handelsgerichtlichen Eintragung gleichlautend ist. Um nun aber auch solchen Firmen, die eine abgekürzte Bezeichnung in das Handelsregister nicht haben eintragen lassen, nach Möglichkeit entgegenzukommen, ist vom Reichspostministerium angeordnet worden, daß auch bei diesen Firmen auf Antrag eine im Verkehr übliche abgekürzte Bezeichnung in die Kontobezeichnung mit aufzunehmen ist, wenn die Firma durch eine Bescheinigung der zuständigen Handelskammer nachweist, daß sie neben der handelsgerichtlich eingetragenen Bezeichnung die in der Bescheinigung anzugebende abgekürzte Bezeichnung führt. Auf solchen Konten sollen Gutschriftsanträge auch dann gebucht werden, wenn in der Anschrift nur die abgekürzte Bezeichnung angegeben ist, sofern nach den sonstigen Angaben (Kontonummer und Wohnort, unter Umständen auch Straßenangabe usw.) keine Ungewißheit über die Empfangsberechtigung besteht.

Da jede Ausnahme bei einem Massenverkehr, wie ihn die Postscheckämter zu bewältigen haben, den Betrieb nachteilig beeinflußt, muß jedoch nach Ansicht der Reichspost die Anwendung der abgekürzten Bezeichnung nur auf bestimmte Fälle beschränkt bleiben und demgemäß in allen Fällen, in denen die Kontobezeichnung, wie es bei Zahlkarten vielfach zu geschehen pflegt, vorgedruckt wird, der volle Wortlaut der Kontobezeichnung angewandt werden.

Großhandelsindex:

25. Nov.	2. Dez.	9. Dez.	16. Dez.	23. Dez.	30. Dez.
122,7	122,9	122,5	120,9	120,7	121,2

Lebenshaltungskostenindex:

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli
(Alte Berechnung)	(124	125,1	125,7	126,8	125,6	128,2	133,7)
Neue ,,	—	135,6	136	136,7	135,5	138,3	143,3
	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.		
,, ,,	145	144,9	143,5	141,4	141,2		

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Gesetz über die Senkung der Lohnsteuer. Vom 19. 12. 1925 (RGBl. I S. 469). Enthält die Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages auf 100 M. im Monat, die Erhöhung der Familienermäßigungen für die Kinderreichen mit niedrigem Einkommen und die Erhöhung des Existenzminimums. Die Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages und der Familienermäßigungen findet Anwendung auf Arbeitslohn, der für eine nach dem 31. 12. 1925 erfolgende Dienstleistung gewährt wird.

Gesetz über die Gebühren der Zeugen und Sachverständigen. Vom 21. 12. 1925 (RGBl. I S. 470). Die Zeugengebühren werden auf 0,20 bis 1,50 M, die Sachverständigengebühren auf 3 M, in schwierigen Fällen auf 6 M für jede angefangene Stunde festgesetzt. An Reiseentschädigungen werden 10 Pf für jedes angefangene Kilometer des Hin- und Rückweges vergütet. Der neue Wortlaut der Gebührenordnung wird veröffentlicht.

Verordnung über die Revision in bürgerlichen Rechtsstreitigkeiten. Vom 21. 12. 1925 (RGBl. I S. 476). Die Grenze für die Zulässigkeit der Revision beim Reichsgericht in Rechtsstreitigkeiten über vermögensrechtliche Ansprüche wird vom 1. Januar 1926 ab von 1800 auf 4000 RM erhöht.

Verordnung über die Einfuhr von Waren. Vom 24. 12. 1925 (RAnz. Nr. 302). Auch die Einfuhr von Waren schweizerischen Ursprungs, für die noch nach der Verordnung vom 12. Dezember 1925 eine Einfuhrbewilligung erforderlich war, ist vom 1. 1. 1926 ab vom Einfuhrverbot befreit. Darunter befindet sich auch Zement schweizerischen Ursprungs oder Herkunft. Dagegen wird das Einfuhrverbot für Bau- und Nutzholz polnischen Ursprungs vom 1. 1. 1926 ab etwas erweitert.

Bekanntmachung über die Festsetzung von weiteren Steuerkursen. Vom 28. Dezember 1925 (RAnz. 303).

Verlängerung der Aufbrauchsfrist für unzulässige Briefumschläge. (Verfügung des Reichspostministers, Amtsbl. d. RPM. v. 27. 11. 1925.) Reklameaufdrucke auf Briefumschlägen sollen künftig nur auf dem linken Drittel der Aufschriftseite zulässig sein (Vergl. Bauing. S. 909). Umschläge, die diesen Anforderungen nicht entsprechen, sind, vorausgesetzt, daß der Aufdruck den Postbetrieb nicht wesentlich erschwert und Aufschrift und Anbringung der Stempelabdrücke und Vermerke nicht beeinträchtigt, noch bis zum 31. 12. 1926 zur Beförderung zugelassen. Bei der Entscheidung ist nicht kleinlich zu verfahren. Die Versender von nicht zulässigen Umschlägen werden von den Postanstalten unterrichtet.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 30, Nollendorfplatz 3.)

Herr Adolf Dörband, bisher Prokurist der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh., hat sein Amt als Vorsitzender der Gruppe Rheingau des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes und des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes niedergelegt.

Das Amt als Vorsitzender der Gruppe Rheingau nimmt vorläufig der bisherige stellvertretende Vorsitzende Herr Minthe, Inhaber der Firma F. Minthe in Mainz, wahr.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 10. Dez. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. T 28 557. Carl Trubel, Dortmund, Nordmarkt 5. Stempelwiderlager eines aus Blechstreifen gebogenen Kappschuhs. 27. II. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. B 115 869. Anton Baur, München, Widemayerstr. 32. Seilträgerrolle für Seilbahnen mit Trossenwagen. 27. IX. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. K 89 297. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, und Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Standbahn mit Zugseilbetrieb. 22. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. O 14 916. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Tageslichtsignal, insbesondere für Eisenbahnen. 30. IV. 25.

Kl. 20 i, Gr. 33. N 23 880. Dr. Alfred Nothhaft, München, Walhallastraße 7. Einrichtung zur Betätigung einer im Eisenbahnzug angeordneten Signaleinrichtung. 5. XII. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 84 529. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Einrichtung zur Verhütung des Eckens von Verladebrücken o. dgl. 8. II. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. R 51 559. Heinrich Rieche, Cassel-W., Kunoldstr. 60. Verladebrücke. 2. XII. 21.

Kl. 80 c, Gr. 14. S 64 208. Société Anonyme des Chaux et Ciments De Lafarge & du Teil, Viviers, Ardèche, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Herstellen von Schmelzzementen. 30. X. 23.

Kl. 81 e, Gr. 31. A 43 673. A. T. G. Allgemeine Transportanlagen-G.m.b.H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung z. Förderung von Abraummaßen mittels Abraumförderbrücke. 4. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. M 88 589. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln Kalk. Absetzvorrichtung. 23. II. 25.

Kl. 81 e, Gr. 32. W 68 667. W. Weber & Co. Akt.-Ges. für Bergbau-Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Haldenschütter. 28. II. 25.

Kl. 85 h, Gr. 17. K 91 592. Theodor Klaprodt, Langenhagen. Selbsttätige Mischvorrichtung des Spülwassers von Abortanlagen und ähnlichen Einrichtungen mit Entseuchungsstoffen. 6. XI. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 49 vom 10. Dez. 1925.

Kl. 20 h, Gr. 4. 423 236. Johannes Feuerlein, Zehlendorf, Wannseebahn, Hermannstr. 5. Gleisbremse. 3. IV. 25. F 58 500.

Kl. 37 f, Gr. 8. 423 186. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zur Erzielung eines gleichmäßigen Luftstroms in Luftschiffhallen. 5. X. 24. M 86 610.

Kl. 80 b, Gr. 1. 423 346. Dr. Richard Hempel, Berlin, Schleiermacherstr. 6. Verfahren zur Verbesserung von Trockenmörtel für Putzzwecke. 4. VI. 24. H 97 472.

Kl. 84 a, Gr. 6. 423 219. Albert Büsin, Zuoz, Schweiz; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Wasserkraftanlage mit künstlichem Hochdruckgefälle. 11. VI. 24. B 114 434. Schweiz 8. VI. 23 u. 19. III. 24.

Kl. 85 b, Gr. 1. 423 224. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Herstellung eines basenaustauschenden Materials aus Ton für die Enthärtung von Wasser. 18. XI. 16. P 35 304.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wassermessungen bei Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. L. A. Ott, Kempten (Allgäu). Sonderdruck aus Wasserkraft-Jahrbuch 1924. Richard Pflaum-Verlag, München.

Dieser Sonderdruck gibt mir willkommenen Anlaß, auf ihn ganz besonders aufmerksam zu machen. Die Arbeit bringt trotz gedrängter Kürze eine vortreffliche Übersicht über die verschiedenen Verfahren der Wassermessung unter Hinweis auf die in einem Anhang zusammengestellte einschlägige reiche Literatur. Es kann auch hier nur eindringlich der von Ott gegebene Rat wiederholt werden, schon beim Entwurf der Anlagen auf die Notwendigkeit der Wassermessungen Rücksicht zu nehmen und entsprechende Vorkehrungen zu treffen.

Es werden zunächst die britischen „Normen für die Untersuchung hydraulischer Kraftanlagen" in wörtlicher Übersetzung mitgeteilt. Sie sind gemeinsam von den beiden großen englischen Vereinigungen der Zivil- und Maschineningenieure aufgestellt worden und haben auf der Weltkraftkonferenz in London im Juli 1924 ihre endgültige Fassung erhalten. Diese sehr eingehenden und neuesten Normen werden in einem zweiten Abschnitt kritisch besprochen. Daran schließt sich im dritten Abschnitt eine Darlegung des Weges, den die Praxis in den deutschen und skandinavischen Ländern gegangen ist und geht. Während es unter 10. in den englischen Normen heißt: „Wo das Gerinne auf einer ziemlich langen Strecke einen regelmäßigen Querschnitt und eine gleichmäßige Tiefe hat und wo außerdem die Geschwindigkeiten gering oder mäßig sind, können recht gute Resultate erzielt werden mit Stabschwimmern, die so beschwert sind, daß sie senkrecht im Wasser schweben und mit dem unteren Ende nur wenige Zoll von der Sohle abstehen", verwirft Ott den Stabschwimmer mit der Begründung, daß er meist zu große Werte ergebe. Er sei „aus der Meßtechnik vollständig verschwunden und seine Wiedererweckung dürfte sich nicht empfehlen". Dem kann ich nicht beipflichten, wie ich in meinem Handbuch ausführlich dargelegt habe. Ich halte vielmehr in Übereinstimmung mit den britischen Normen, die Verwendung des Stabschwimmers in genügend langen Gerinnen von regelmäßigem Querschnitt für durchaus unbedenklich. Bemerkenswert sind die Mitteilungen über das Meßwehr. Die britischen Normen empfehlen für verhältnismäßig große Wassermengen ausschließlich den scharfkantigen Überfall ohne Seitenkontraktion in der Auswertung nach der Formel von Bazin. Die Formel von Hausen ergab rund 5%, die von Rehbock 4% weniger Wasser als die von Bazin, während neuere amerikanische Messungen bei 2 m Wehrbreite 1,2 m größter Überfallhöhe und 17,7 m³ sekundlicher Wassermenge, bei der die Wassermenge nach dem chemischen Verfahren bestimmt wurde, eine weitgehende Übereinstimmung mit der Bazin-Formel ergaben. Endlich hat eine in Niederländisch-Indien durchgeführte Messung, die gleichzeitig nach dem chemischen Verfahren, mit einem hydrometrischen Flügel und mit einem Rehbock-Wehr bewirkt wurde, eine vollständige Übereinstimmung der chemischen und Flügelmessung, bei der Wehrmessung aber eine 2—3% zu kleine Wassermenge ergeben. Es werden neue Versuchsreihen von Rehbock angekündigt, denen wir mit besonderem Interesse entgegensehen dürfen.

Im dritten Abschnitt zeigt sich der Verfasser bei Erörterung der Flügelmessungen in Rohrleitungen, die bei dem gegenwärtigen Stand des Ausbaues der Wasserkräfte von großer Bedeutung sind, als einen Meister in der rechnerischen und zeichnerischen Auswertung solcher Messungen. Seine diesbezüglichen Darlegungen sind zugleich von großem Nutzen für die Praxis. Das gleiche gilt von den Mitteilungen über Flügelmessungen in offenen Turbinen-Einläufen, wie sie in vorbildlicher Weise namentlich in Schweden und Norwegen zur Ausführung gekommen sind. H. Engels.

Hütte. Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akadem. Verein Hütte E. V. in Berlin. 25. neu bearbeitete Auflage. Bd. I. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leinen gebd. 13,20, in Leder gebd. 15,90 RM.

Mit der neu vorliegenden Auflage, zunächst Bd. I, tritt die „Hütte" zum 25. Male in die Öffentlichkeit. Mit Recht bringt deshalb auch das Vorwort eine Geschichte des Taschenbuches Hütte. Die erste Auflage erschien 1857, die 10. 1875, die 20. 1908. Das Taschenbuch hat während der ver gangenen 7 Jahrzehnte seines Bestehens eine Verbreitung von mehr als $^1/_3$ Million in der ganzen Welt gefunden und sich in dieser Zeit als ein zuverlässiger Freund des Ingenieurs — in erster Linie des Maschineningenieurs — erwiesen.

Die vorliegende „Jubiläumsausgabe" ist sehr erheblich umgearbeitet und erweitert, hierbei im besonderen den neuen Anforderungen und den wirtschaftlichen Umgestaltungen der Nachkriegszeit Rechnung tragend. Daß die „Normung" der deutschen Industrie eingehende Berücksichtigung gefunden hat, ist selbstverständlich.

Bd. I enthält:

1. Mathematik, vollkommen neubearbeitet und durch eingehendere Abschnitte über Zahlenrechnen, Nomographie, Wahrscheinlichkeitsrechnung, Ausgleichsrechnung, sowie Vektoranalyse, ergänzt und bereichert.

2. Mechanik. Auch hier finden sich wesentliche Verbesserungen, namentlich die Berücksichtigung praktischer Methoden in der Dynamik, eine Erweiterung der Ähnlichkeitsmechanik, die Hinzufügung eines Abschnittes thermischer Ähnlichkeit, die Neueinfügung des Kapitels Mechanik, bildsamer Körper u. a. m.

3. Einen neuen Gesamtabschnitt: Technische Physik, namentlich über die Schwingungsvorgänge über Schutz gegen Erschütterungen, Schallübertragung und Optik.

4. Wärme, ebenfalls eingehend besprochen und ergänzt.

5. Festigkeitslehre. Auch hier ist das Neuzeitliche gebracht, beispielsweise die Knickberechnung auf Grund des ω-Verfahrens usw.

6. Stoffkunde. Auch hier ist der Stoff erheblich vermehrt und die Ausführungen breiter und ausführlicher gestaltet. Neu sind Ausführungen über Hartschneidelegierungen, Edelmetalle, Wasser, Wärmeschutzstoffe, Brennstoffe und wichtige chemische Stoffe.

7. u. 8. Die Schlußabschnitte „Meßkunde" und Vermessungskunde weisen zahlreiche Ergänzungen und Neuerungen auf.

Im Anhang sind zahlreiche Umrechnungstafeln der verschiedensten Art gegeben.

Alles in allem ist Bd. I des Jubiläumsausgabe den Traditionen des Werkes und der Bedeutung der Ausgabe in weitestem Sinne gerecht geworden. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der 6. Vortragsabend in der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, veranstalteten Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" wird am Montag, den 11. Januar 1926, abends 7½ Uhr im Ingenieurhaus, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (großer Saal) I. Stock stattfinden. An diesem Abend wird das Thema „Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen?" behandelt werden. Vortragender: Herr Professor Dr.-Ing. E. Probst von der Technischen Hochschule Karlsruhe i. B. An den Vortrag wird sich eine Aussprache anschließen. Gäste sind willkommen.

Die Normung und Typisierung und ihre Einführung in die Praxis.

Im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen sprach am 3. November 1925 in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Ortsgruppe Brandenburg, Regierungsbaumeister Sander, Berlin, über „Die Normung und Typisierung und ihre Einführung in die Praxis". Der Vortrag ist auszugsweise bereits in der „Baunormung", Heft 33 vom 20. 11. 25 des Bauingenieur veröffentlicht worden.

Sodann sprach Herr Regierungs- und Baurat Lübbert, Hannover, über „Normung und Typisierung im Hochbau". Zunächst geht der Referent auf die Begriffe Norm und Typ im Hochbau ein. Im Mittelalter haben alle Häuser eine bestimmte Form gehabt. Fast alle Bürgerhäuser in einer mittelalterlichen Stadt waren nach einem allgemein üblichen Bauplan ausgeführt. Es hatte sich eine typische Form im Hausbau ergeben. Dagegen seien die Abmessungen des Grundrisses und der einzelnen Bauteile verschieden gewesen. Das genaue Festlegen der Masse von typischen Bauteilen, z. B. der Treppen und mit ihnen der Stockwerkshöhe, der Türen und Fenster bedeutet die Normung. Legt man z. B. die sämtlichen Abmessungen und die beim Bau verwendeten Materialien an dem typischen Bremer Dreifensterhaus genau fest, so ist der Typ des Bremer Dreifensterhauses auch genormt. Man kann schwierig im Hochbau typisieren, dagegen kann man die einzelnen Typen in ihren Bauteilen festlegen, d. h. normen. Diese Normung erstreckt sich im Hochbau auf einzelne Bauteile, z. B. Fenster, Türen, Treppen, Dachrinnen, Dachziegel, Herde, Öfen, Beschlagteile für Fenster und Türen, Balken, Sparren und dergl., weiter auf Grundrisse, d. h. vor allen Dingen auf die Abmessungen der Treppenhäuser. Endlich ist die Normung ganzer Häuser in allen Einzelheiten und in der Gesamtgestaltung denkbar und in den letzten Jahren auch vielfach durchgeführt worden. Ein geschichtlich wertvolles Beispiel für eine solche Normung ist die sogenannte Fuggerei in Augsburg, wo im Jahre 1519 die Fugger 106 Wohnungen nach einheitlich festgelegten Maßen der Grundrisse, der Geschoßhöhe und der einzelnen Bauteile, d. h. nach Normenentwürfen ausführten. Auch Friedrichs des Großen Siedlungstätigkeit weist vielfach genormte Bauteile und Häuser auf. In der jüngsten Zeit vor dem Kriege hatte sich dagegen eine wilde Individualisierung herausgebildet, so daß gegenüber früheren Zeiten ein beträchtlicher Rückschritt festzustellen war. Die Vereinheitlichung der Bauform durch die Normung der einzelnen Bauteile und ganzer Straßenzüge wird wesentlich zur Besserung unserer Hochbauten beitragen. Die durch die Normung mögliche Massenherstellung der einzelnen Bauteile wird die Kosten erheblich herabsenken. Die wirtschaftliche Bedeutung des Wohnungsbaues in Deutschland mögen folgende Zahlen beweisen: Bei unserer Übervölkerung müssen wir, wenn wir nur einigermaßen mit unserer Wohnkultur auf der heutigen Höhe bleiben wollen, jährlich insgesamt 270 000 Wohnungen errichten, wodurch eine jährliche Produktion von etwa 270 000 Herden, 540 000 Öfen, 360 000 Treppenläufen, 12 Millionen Fensterscheiben, etwa 3,2 Millionen Türen, 3,8 Millionen Fenster und dergl. mehr erforderlich ist. Wie unwirtschaftlich nun im allgemeinen gearbeitet wird, erkennt man daran, daß zur Anfertigung z. B. der 3,8 Millionen Fenster schätzungsweise 400 000 Zeichnungen oder Skizzen hergestellt werden, wo man diese Fenster nach nur 4000 Zeichnungen serienweise anfertigen könnte. Überhaupt alles, was auf Baustellen fertig angeliefert wird, würde sich bei einer Normung erheblich billiger herstellen lassen, wobei auch gleich die Qualität verbessert werden könnte. Durch eine serienweise Herstellung der ganzen Bauten wird sich schließlich das Bauen wieder wirtschaftlich gestalten lassen, so daß mit der gleichen Arbeitskraft und mit dem gleichen Kapital wesentlich mehr Wohnräume geschaffen werden können. Die Bauunternehmer werden auf eigene Anfertigung von Fenstern und Türen verzichten und dieselben bei Großbetrieben einkaufen. Unsere Baumethoden und Bauweisen müssen wir wesentlich ändern. Die Austrocknungszeit von ½ Jahr wirkt bei dem heute üblichen hohen Zinssatz zu unwirtschaftlich. Ebenso sind die Bauzeiten zu lang, dazu ist neben der Normung, die die Herstellungszeit verkürzt, eine unbedingt leichtere Bauweise notwendig, so daß die Austrocknungszeit verkürzt wird, was allerdings seitens der Behörden auf erheblichen Widerstand stößt.

In der anschließenden Aussprache sagt Professor Weihe, daß auch auf dem Gebiete des Baumaschinenwesens zweifellos viele Sachen zur Normung reif sind. Beim Militär war diese Normung konsequent durchgeführt. Ministerialrat Busch erwähnt, daß auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues Bestrebungen im Gange sind, endlich auch für die Wagenkastenbreite gewisse Höchstmaße festzusetzen. Die Festlegung eines lichten Raumes ist vor dem Bau der geplanten Automobilstraßen zur Notwendigkeit geworden. Auf die Frage von Dipl.-Ing. Blumenthal bezüglich der Lebensdauer der schnell und leicht erbauten Häuser erklärt Architekt Paulsen, daß das billige Haus das zweckmäßigere sei. Habe man zwischen der Herstellung von zwei Häusern im Preise von 8 bzw. 10 000 M. zu wählen, von denen das erste 40 Jahre, das letztere 200 Jahre stehen würde, so wird man das billigere wählen, denn die ersparten 2000 M. verzinsen sich äußerst schnell, so daß sich das billigere Haus zugleich wirtschaftlicher stellt. Zivilingenieur Küster erklärt zusammenfassend, daß wir im Wohnungsbau noch Jahrhunderte zurück sind, daß heute schnelles und leichtes Bauen erforderlich sei.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 15. Januar 1926 | Heft 3

DIE KOSTEN DER SCHALUNG VON EISENBETONDECKEN.

Von Dr.-Ing. Palen, Oberingenieur der Fa. Robert Berndt Söhne, Dresden.

Vor dem Kriege machte die Berechnung der Kosten für die Schalung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen nicht viel Arbeit, da es sich um Werte handelte, die durch lange Erfahrung festgesetzt waren, und die sich fast gar nicht änderten. Die Kosten der Schalung waren auch nicht von so großer Bedeutung, da die Holzpreise und die Frachten weit niedriger waren als heute. Heute ändern sich die Holzpreise, und auch Fracht und Anfuhr spielen eine größere Rolle als früher. Für den Anteil an Fracht und Anfuhr ist es auch von Bedeutung, wie oft das Holz auf einem Bau verwendet werden kann. Es dürfte daher wohl von Wert sein, Formeln zu finden, welche gestatten, die Kosten der Schalung von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen, insbesondere von Decken zu ermitteln.

Die Verrechnung der Kosten des Schalungsmaterials muß so erfolgen, daß ein Baukonto mit demselben Wert belastet wird, gleichgültig ob das Holz neu oder gebraucht ist, sonst wäre ja die Unternehmung, die für eine Bauausführung kein gebrauchtes Holz zur Verfügung hat, sondern neues anschaffen muß, im Nachteil gegenüber anderen, die gebrauchtes Holz haben. Sie würde den Auftrag nicht erhalten, wenn sie mit höheren Holzpreisen rechnen müßte als die Konkurrenz, und käme auch nicht in die Lage, das neue Holz anzuschaffen. Sie könnte dann also nie einen Bauauftrag gegen Konkurrenz erhalten.

Es gibt nun zwei Wege, die eingeschlagen werden können:

1. Das Baukonto wird mit den vollen Kosten des neuen Holzes belastet und gibt das Holz nach Abzug des Verschnittes dem Materialplatze zu einem verminderten Werte zurück. Der Unterschied beider Werte muß dann für ein und denselben Neuwert des Holzes konstant bleiben, wenn das Holz einem anderen Baukonto geliefert wird.
2. Das Holz wird zu einem bestimmten Preise, der auch eine Funktion des Neuwertes und konstant ist, dem Baukonto vorgehalten.

Auf diese Weise wird erzielt, daß, solange der Holzmarktpreis konstant bleibt, auch die Baukonten das Holz zu konstanten Preisen erhalten, gleichgültig ob es neu beschafft werden mußte oder nicht.

In welcher Beziehung dieser konstante Wert C, mit dem ein Baukonto belastet wird, zum Markt- oder Neuwert des Holzes steht, soll nun untersucht werden.

Ein Prozentsatz des Holzes wird verschnitten. Es kann nur so oft verwendet werden, bis der Verschnitt oder die Abnutzung so groß ist, daß es nur noch Abfall darstellt. Nach jeder Verwendung ändert sich der Wert des Holzes vom Neuwert bis zum Abfallwert. Eine Holzmenge wird neu und dann nach jedesmaligem Abgange des Verschnittes den Baukonten zu gewissen Preisen geliefert. Wenn das Holz verschnitten oder nur noch Abfall ist, muß der Einkaufswert bezahlt sein. Der Abfall hat ja auch noch einen gewissen Wert; er kann noch für Laschen, Unterlagen u. dgl. verwendet werden, er ist aber dem Baukonto dann nicht mehr zu berechnen, da er sich schon voll bezahlt gemacht hat.

Angenommen, das Holz könne überhaupt m mal verwendet werden und der Verschnitt sei p % der jeweiligen Menge, so wird vom Materialkonto dem Baukonto zuerst die Menge N geliefert. Das Baukonto liefert zurück $N\frac{100-p}{100}$, das Materialkonto liefert dieselbe Menge wieder einem Baukonto, dieses gibt $N\left(\frac{100-p}{100}\right)^2$ dem Materialkonto zurück und so fort, bis das Holz nach m maliger Verwendung nur noch Abfall ist. Die Mengen, welche das Materialkonto geliefert hat, stellen also folgende geometrische Reihe dar:

$$N,\quad N\frac{100-p}{100},\quad N\left(\frac{100-p}{100}\right)^2,\ \ldots\ldots,N\left(\frac{100-p}{100}\right)^{m-1}$$

Es ist dies eine Reihe von der Form

$$a,\quad aq,\quad aq^2,\ \ldots\ldots,aq^{m-1},$$

das letzte Glied ist $n = aq^{m-1}$ und ihre Summe:

$$S=\frac{qn-a}{q-1}.$$

Die Summe unserer Reihe ist nun:

$$S=\frac{\frac{100-p}{100}N\left(\frac{100-p}{100}\right)^{m-1}-N}{\frac{100-p}{100}-1},$$

$$S=N\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}{1-\frac{100-p}{100}}.$$

Ist P der ursprüngliche Wert des Holzes, so gilt also die Gleichung:

$$PN=CN\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}{1-\frac{100-p}{100}},$$

hieraus folgt:

$$(1)\qquad C=P\frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}=P\alpha_m,$$

wobei

$$\alpha_m=\frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}$$

ist. Das Materialkonto leiht also dem Baukonto die Menge N zum Preise C, oder es liefert zu irgendeinem anderen Preise. In letzterem Falle gibt das Baukonto die Menge $N\left(\frac{100-p}{100}\right)^n$ dem Materialkonto zurück, zu einem Preise R, der sich aus

folgender Gleichung ergibt, nachdem das Holz n mal auf dem betreffenden Bau verwendet wurde:

$$NP - N\left(\frac{100-p}{100}\right)^n R = NC = NP\,\frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m};$$

$$(2)\quad \left\{\begin{array}{l} R = \left(\frac{100}{100-p}\right)^n P\left(1-\frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}\right) \\ \text{oder} \qquad R = \beta\gamma P, \end{array}\right.$$

wobei $$\beta = \left(\frac{100}{100-p}\right)^n$$

und $$\gamma = 1 = \alpha_n$$

ist.

Zu dem berechneten Holzpreis kommt noch derjenige für die Anfuhr und die Abfuhr des verbleibenden Holzes. — Ein Teil des Abfalles wird zurückbefördert, da er noch zu Laschen und dergleichen Verwendung finden kann. — Den Prozentsatz des Verschnittes hatten wir mit p bezeichnet. Etwa die Hälfte davon kommt für den Rücktransport in Betracht.

Von den N antransportiertem Holze bleibt für den Rücktransport also übrig:

$$N\left(\frac{100-p}{100}\right)^n + \frac{1}{2}\left[N - N\left(\frac{100-p}{100}\right)^n\right] = \frac{N}{2}\left[\left(\frac{100-p}{100}\right)^n + 1\right].$$

Kostet die Einheit Holz anzutransportieren A, abzutransportieren B, so kostet der ganze Transport:

$$AN + B\,\frac{N}{2}\left[\left(\frac{100-p}{100}\right)^n + 1\right].$$

Diese Kosten verteilen sich, wenn das Holz n-mal auf der Baustelle verwendet worden ist auf:

$$N + N\,\frac{100-p}{100} + N\left(\frac{100-p}{100}\right)^2 + \ldots + N\left(\frac{100-p}{100}\right)^{n-1} = N\,\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}{1-\frac{100-p}{100}}.$$

Sie betragen also für die Einheit:

$$T = \frac{N\left\{A + \frac{1}{2}B\left[\left(\frac{100-p}{100}\right)^n + 1\right]\right\}}{N\,\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}{1-\frac{100-p}{100}}};$$

$$T = \frac{\left\{A + \frac{1}{2}B\left[\left(\frac{100-p}{100}\right)^n + 1\right]\right\}\left(1-\frac{100-p}{100}\right)}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n};$$

$$(3)\quad \left\{\begin{array}{l} T = \dfrac{\left\{A + \frac{1}{2}B\left[1+\left(\frac{100-p}{100}\right)^n\right]\right\}\left(1-\frac{100-p}{100}\right)}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n} \\ \text{oder} \qquad T = \alpha(A + \delta B), \end{array}\right.$$

wobei $$\alpha = \frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}$$

und $$\delta = \frac{1}{2}\left[1+\left(\frac{100-p}{100}\right)^n\right]$$

ist.

Nachfolgende Tabellen enthalten die Werte α, β, γ, δ für verschiedene Größen von p und m bzw. n.

Tabelle 1. α-Werte.

p	m = 1 n = 1	m = 2 n = 2	m = 3 n = 3	m = 4 n = 4	m = 6 n = 6	m = 10 n = 10
0	1	0,500	0,333	0,250	0,167	0,100
5	1	0,513	0,351	0,270	0,188	
10	1	0,526	0,369	0,291	0,213	
15	1	0,541	0,389	0,314	0,241	
20	1	0,556	0,410	0,339	0,271	

Für p = 0 wird $\alpha = \frac{0}{0}$ unbestimmt.

In diesem Falle ist $C = \frac{P}{m}$ oder $\alpha = \frac{1}{m}$.

Tabelle 2. β-Werte.

p	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4
0	1	1	1	1
5	0,950	0,902	0,857	0,815
10	0,900	0,810	0,729	0,656
15	0,850	0,722	0,614	0,522
20	0,800	0,640	0,512	0,410

Tabelle 3. γ-Werte.

p	m = 1	m = 2	m = 3	m = 4	m = 6	m = 10
0	0	0,500	0,667	0,750	0,833	0,900
5	0	0,487	0,649	0,730	0,812	
10	0	0,474	0,631	0,709	0,787	
15	0	0,459	0,611	0,686	0,759	
20	0	0,444	0,590	0,661	0,729	

Tabelle 4. δ-Werte.

p	n = 1	n = 2	n = 3	n = 4
0	1,000	1,000	1,000	1,000
5	0,975	0,951	0,929	0,907
10	0,950	0,905	0,865	0,828
15	0,925	0,861	0,807	0,761
20	0,900	0,820	0,756	0,705

Das benötigte Material für die Schalung setzt sich in der Hauptsache zusammen aus:

Schalbrettern parallel besäumt von in der Regel 30 mm Stärke. Ihre Kosten ab Werk oder Lagerplatz seien P_s pro m^3.

Sogenannte Schalbögen, das sind Bretter von durchweg gleicher Breite, welche auf die hohe Kante gestellt zur Unterstützung der Schalbretter dienen und selbst durch Kanthölzer unterstützt werden. Diese Bretter haben an einer Ecke einen dreieckförmigen Abschnitt von in der Regel 5 cm Höhe und 15 cm Länge, der Deckenschräge entsprechend. Zwei solche Bretter werden nebeneinander gestellt und so gegeneinander verschoben, daß sie ohne Verschnitt zur Überspannung des Raumes von einem Unterzug zum anderen dienen. Die Entfernung dieser Schalbögen ist 30—60 cm, und die beiden nebeneinander stehenden Bretter übergreifen sich etwa um $^1/_3$ ihrer Länge. Sie sind meist 15 cm breit und auch 30 mm stark. Ihre Kosten seien P_b pro m^3.

Kanthölzer. In der Regel von 10.12 cm² Querschnitt. Ihre Kosten seien P_K pro m³.

Rundholzsteifen von meist etwa 13 cm mittlerer Stärke. Ihre Kosten seien P_r pro m³.

An sonstigem Material kommen Hartholzkeile, Nägel und Schrauben in Betracht.

Die Schalung normaler Eisenbetonkonstruktionen kann man sich aus folgenden Elementen zusammengesetzt denken:

1. Deckenschalung; das ist die Schalung für eine ebene Deckenplatte über beliebig vielen Stützen, wobei wir über die dazwischen liegenden Balken hinwegmessen. Die Schalung etwaiger Balkenbodenflächen ist also hier mitgerechnet.

2. Balkenfläche; es sind dies die abgewickelten Flächen aller Balken, wie der Unterzüge, Oberzüge und Stürze. Bei Unterzügen und Oberzügen, die zur Unterstützung damit zusammenhängender Deckenplatten dienen, kommen nur die Seitenflächen in Betracht, bei Stürzen, weil deren Boden noch nicht mit in Deckenschalung enthalten ist, Seiten- und Bodenflächen.

3. Unterzugslänge; es kommt hierfür die Unterstützung der Balkenkästen der Unterzüge in Frage. Wir rechnen diese gesondert von Nr. 2, weil je nach der Steifenhöhe und der Balkenhöhe mehr oder weniger auf 1 m² Balkenfläche entfällt.

4. Sturzlänge bezieht sich auf die Unterstützung der Stürze.

5. Säulenfläche; es ist dies die abgewickelte Schalungsfläche einer Säule.

6. Wandfläche.

7. Fundamentschalung.

Die Einzelheiten der Deckenschalung und der Unterzüge sind in Abb. 1 und 2 dargestellt.

Die Steifenentfernung beträgt im allgemeinen 1 m nach jeder Richtung, unter den Unterzügen stehen alle 1 m zwei bzw. eine Steife. An den Wänden entlang steht je eine Reihe Steifen. Deshalb kommen auf 1 m² etwas mehr als eine Steife, aber da die Unterzüge z. T. alle 1 m zwei Steifen nebeneinander haben, die ungefähr um die Unterzugsbreite auseinander stehen, von denen eine auf „Deckenschalung", die andere auf „Unterzugslänge" gerechnet wird, so ist beim Unterzug die Entfernung der Deckensteife, die unter dem Unterzuge steht, bis zu den beiden benachbarten Deckensteifen um ungefähr eine halbe Unterzugsbreite größer, deshalb können wir genau genug sagen: auf 1 m² Decke kommt eine Steife auf „Deckenschalung": Ähnlich können wir sagen, auf 1 m „Unterzugslänge" kommt eine Steife, weil beim Kreuzen des Neben- mit dem Hauptunterzuge nicht vier, sondern nur zwei Steifen stehen.

Bei dem benötigten Holze besteht ein Teil aus gutem, wenig abgenutzten Material, für den anderen Teil kann man Abfall, das sind kurze Brett- und Kantholzstücke, verwenden.

Für die einzelnen Schalungselemente werden nun folgende Hölzer benötigt.

1. Deckenschalung.

a) Bretter

Schalung . . . . . 1,00 m²

Bretter unter den Steifen, unterhalb der Keile:

1,00·0,20 = 0,20 „

1,20 m²

Darüber aus Abfallstücken:

Laschen oben an einer Steife . . . . . 0,40·0,15 = 0,06 m²

je 3 Laschen an $^2/_3$ der Steifen, welche gestoßen sind:

$\frac{2}{3} \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}80 \cdot 3$ = 0,24 „

0,30 m²

b) Schalbögen

Alle 50 cm ein Paar, je eins das andere um $^1/_3$ der Länge übergreifend . . . . . $\frac{1{,}00}{0{,}50} \cdot \frac{6}{5}$ = 2,40 m

c) Kanthölzer.

1 m Kantholz über den Steifen liegend, welches zur Unterstützung der Schalbögen dient, wenn zwischen je zwei Unterzügen eine Reihe Steifen steht . . . . 0,50 m

d) Rundhölzer.

Ihre Höhe ist Geschoßhöhe vermindert um Schalungsstärke, Schalbögenhöhe, Kantholzhöhe, Höhe zweier Keile, Stärke des Unterlagsbrettes. Also wenn **H** die Geschoßhöhe ist:

H — 0,03 — 0,15 — 0,12 — 0,07 — 0,03 = H — 0,40.

Mithin kommt auf 1 m² Decke (H—0,40) Meter Streifen.

2. Balkenfläche.

a) Bretter.

Wandung . . . . . 1,00 m²

Hierüber aus Abfallholz:

14 cm breite Laschen alle 70 cm $1{,}00 \cdot 0{,}14 \cdot \frac{1{,}00}{0{,}70}$ = 0,20 m²

3. Unterzugslänge.

Unter den Unterzügen stehen alle 1 m zwei Steifen; bei schwachen Unterzügen, also in der Regel unter den Nebenunterzügen, abwechselnd eine und zwei Steifen. Nehmen wir auf $^1/_4$ der Unterzugslänge alle 1 m zwei Stück, auf $^3/_4$ alle 1 m ein Stück an, so kommen im Mittel auf 1 m Unterzugslänge:

$$\frac{1 \cdot 2 + 3 \cdot 1{,}5}{4} = 1{,}63 \text{ Stück.}$$

a) Bretter.

Bretter an den Kastenseiten als Auflager für die Schalbögen . . . . . 2·0,18·1,00 = 0,36 m²

Hierüber aus Abfall:

Laschen oben und unten an den Steifen 2·0,15·0,50 = 0,15 m²

Jede 4. Steife gestoßen, Laschen dazu 3·0,15·0,80 : 4 = 0,09 „

Laschen der Kastenböden aller 70 cm 0,30·0,15 : 0,70 = 0,06 „

0,30 m²

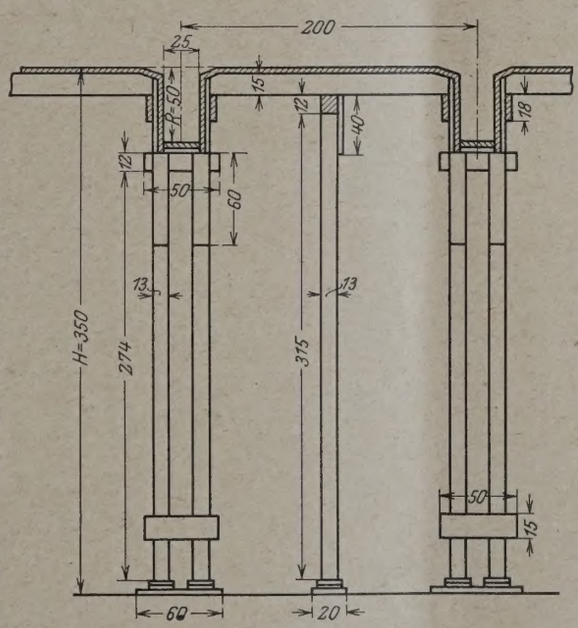


Abb. 1.

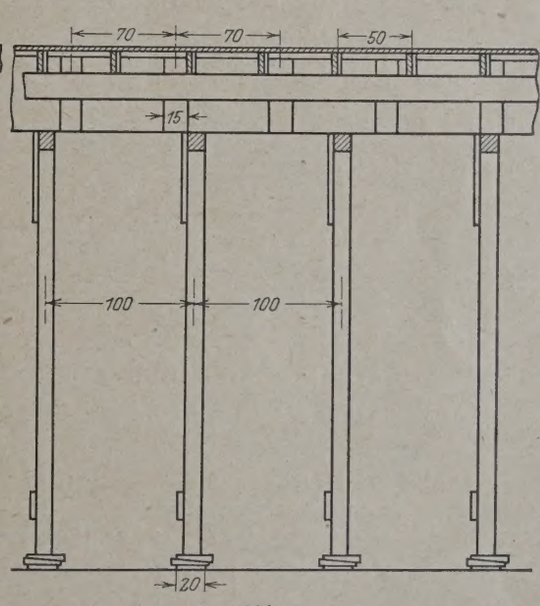


Abb. 2.

b) Kantholz.

Querriegel oben über je zwei oder eine Steife im Mittel je 0,50 m lang, 1 Stück auf 1 lfd. m aus Abfall . . . 0,50 m

c) Rundholzsteifen.

Wenn die mittlere Balkenhöhe einschl. Platte h ist,

1,63 (H—h—2·0,03—0,12—0,07—0,03) — (H—0,40)

= 1,63 (H — h — 0,28) — (H — 0,40)

= 0,63 H — 1,63 h — 0,06.

4. Sturzlänge.

Bei einer mittleren Sturzlänge von 2,5 m ergeben sich

$\frac{3,5}{2,5} = 1,4$ Steifenpaare auf 1 m lichte Länge.

a) Bretter.

Aus Abfall:

Unter den Steifen	$1,4 \cdot 0,60 \cdot 0,20$	=	0,17 m²
Laschen oben und unten an den Steifen	$1,4 \cdot 3 \cdot 0,15 \cdot 0,50$	=	0,32 „
Jedes 4. Steifenpaar gestoßen, Laschen dazu	$1,4 \cdot 3 \cdot 0,15 \cdot 0,80 : 4$	=	0,13 „
			0,62 m²

b) Kantholz.

Aus Abfall:

Querriegel oben	$1,4 \cdot 0,50$	=	0,70 m

c) Rundholzsteifen.

$1,4 \cdot 2\,(H - h - 0,28) = 2,8\,(H - h - 0,28)$.

5. Säulenfläche.

Die Säulen sind an drei Seiten zugeschalt gedacht, während an der vierten Seite die Schalbretter mit dem Fortschritt des Betonierens wagerecht eingeschoben werden. Zusammengehalten wird die Säule durch eiserne Spannvorrichtungen oder Vierecke von horizontal liegenden Brettern. Es wird eine Säule von $40 \cdot 40$ cm² Querschnitt und 3 m Höhe als eine mittlere angenommen.

a) Bretter.

Wandung	$3,00\,(0,52 \cdot 3 + 0,46)$	=	6,06 m²
Hierüber aus Abfall:			
Laschen der drei Wände . .	$4 \cdot 0,20\,(0,52 + 2 \cdot 0,60)$	=	1,38 „
3 Rahmen	$3 \cdot 0,20 \cdot 4 \cdot 1,00$	=	2,40 „
			3,78 m²

Die Abwicklung der Säulenfläche ist

$$F = 3,00 \cdot 4 \cdot 0,4 = 4,80 \text{ m}^2.$$

Demnach kommt auf 1 m² abgewickelte Säulenfläche

a) Bretter.	$6,06 : 4,80$	=	1,26 m²
Hierüber aus Abfall	$3,78 : 4,80$	=	0,79 m²

6. Wandfläche.

Die Bretter der Schalung seien alle 0,50 m durch ein horizontales und alle 1,00 m durch ein vertikales Kantholz unterstützt und dieses alle 2 m durch ein Rundholz unter 30° zur Wand abgesteift, dann kommt auf 1 m² Wandfläche bei einer Wandhöhe H

a) Bretter . . . . . 1,00 m²
b) Kanthölzer . . . . . 2,5 m
c) Rundholzsteifen

$(2 + 4 + \ldots + H) : \cos 30° = 1,15\,(2 + 4 + \ldots + H)$

7. Fundamentschaltung.

a) Bretter			1,00 m²
Hierüber aus Abfall			
Laschen von 15 cm Breite alle 50 cm . . .	$2 \cdot 0,15$	=	0,30 m²

Die folgende Tafel 5 gibt eine Zusammenstellung des soeben ermittelten Holzbedarfes ausschließlich Verschnitt. Mit Verschnitt sind die Werte der Tabelle mit $\frac{100 - p}{100}$ zu multiplizieren.

Tabelle 5. Holzbedarf ausschließlich Verschnitt.

	Gutes Holz				Abfall	
	Bretter	Bögen	Kantholz	Rundholz	Bretter	Kantholz
	m²	m	m	m	m²	m
Deckenschalung . . D. S.	1,20	2,40	0,50	H — 0,40	0,30	—
Balkenfläche . . . B. F.	1,00	—	—	—	0,20	—
Unterzugslänge . . U. L.	0,36	—	—	0,63 H — 1,63 h — 0,06	0,30	0,50
Sturzlänge . . . . S. L.		—		2,8 (H — h — 0,28)	0,62	0,70
Säulenfläche . . . S. F.	1,26	—	—	—	0,79	—
Wandfläche . . . W. F.	1,00	—	2,50	1,15 (2 + 4 + . . . + H)	—	—
Fundamentschalung F. S.	1,00	—	—	—	0,30	—

Der der Kalkulation zugrunde zu legende Preis setzt sich nun zusammen aus dem Werte C für die Einheit angelieferten Holzes und den auf diese Einheit entfallende Transportkosten:

$$(4) \quad \begin{cases} \underline{P' = C + T} \\ \text{oder} \quad \underline{P' = \alpha_m P + \alpha_n (A + \delta B)}. \end{cases}$$

Die Kosten des Antransportes A setzen sich in der Regel zusammen aus

Abholung des Holzes vom Werk oder Lagerplatz,
Verladen des Holzes in den Bahnwagen,
Fracht,
Umladen in Kraftwagen oder Geschirr,
Anfuhr,
Abladen und Stapeln am Bau.

Für den Abtransport B kommen dieselben Posten in umgekehrter Reihenfolge in Frage, die jedoch andere Größen haben können als beim Antransport.

Für das Abfallholz kommt nur der An- und Abtransport in Betracht; es ist vorher berücksichtigt worden, daß nur etwa die Hälfte des Abfalles wieder abtransportiert wird. Ein Wert C kommt nicht in Betracht, denn der Wert C ist so bestimmt worden, daß das Holz völlig bezahlt ist, ehe es Abfall ist. — Die Zahl m, wie oft ein Holz Verwendung finden kann, und wie groß der Prozentsatz p des Verschnittes ist, sind Erfahrungswerte, über die die Ansichten sehr geteilt sein werden. — Die Kosten der Nägel, Hartholzkeile und Schrauben können wohl am besten durch einen Zuschlag zu den Holzpreisen berücksichtigt werden, und zwar mögen die Holzkosten dadurch auf das c-fache erhöht werden.

Nennen wir die der Kalkulation zugrunde zu legenden Werte P' für

Bretter	P_s'	bzw. deren Abfall	P_s'',		
Schalbögen	P_b',				
Kantholz	P_K'	„	„	„	P_K'',
Rundholz	P_r'	„	„	„	P_r''

und sei

1 m² Schalholz	s	m³,
1 m² Schalbögen	b	m³,
1 m² Kantholz	K	m³,
1 m² Rundholz	r	m³,

so kostet

1 m² Deckenschalung:

$$(5) \quad \begin{cases} D.S. = c \Big[1,20\, P_s' \frac{100 + p_s}{100} s + 2,40\, P_b' \frac{100 + p_b}{100} b \\ \qquad + 0,50\, P_K' \frac{100 + p_K}{100} K + (H - 0,40)\, P_r' \frac{100 + p_r}{100} r \\ \qquad + 0,30\, P_s'' \frac{100 + p_s}{100} s \Big] + \lambda M, \end{cases}$$

wobei λ die auf die Einheit entfallende Stundenzahl bedeutet und M den durchschnittlichen Stundenlohn;

1 m² Balkenfläche:

$$(6) \quad B.F. = c\,(1,00\, P_s' + 0,20\, P_s'') \frac{100 + p_s}{100} s + \lambda M;$$

1 m Unterzugslänge:

$$(7) \quad \begin{cases} U.L. = c \Big[0,36\, P_s' \frac{100 + p_s}{100} s + (0,63 H - 1,63 h + 0,06)\, P_r' \frac{100 + p_r}{100} r \\ \qquad + 0,30\, P_s'' \frac{100 + p_s}{100} s + 0,50\, P_K'' \frac{100 + p_K}{100} K \Big] + \lambda M; \end{cases}$$

1 m Sturzlänge:

$$(8)\quad \begin{cases} \text{St.L.} = c\Big[2{,}8\,(H-h-0{,}28)\,P_r'\,\frac{100+p_r}{100}\,r + 0{,}62\,P_s''\,\frac{100+p_s}{100}\,s \\ \qquad + 0{,}70\,P_K''\,\frac{100+p_K}{100}\,K\Big] + \lambda M; \end{cases}$$

1 m² Säulenfläche:

$$(9)\quad \text{S.F.} = c\,(1{,}26\,P_s' + 0{,}79\,P_s'')\,\frac{100+p_s}{100}\,s + \lambda M;$$

1 m² Wandfläche:

$$(10)\quad \begin{cases} W = c\Big[1{,}00\,P_s'\,\frac{100+p_s}{100}\,s + 2{,}5\,P_K'\,\frac{100+p_K}{100}\,K \\ \qquad + 1{,}15\,(2+4+\ldots+H)\,P_r'\,\frac{100+p_r}{100}\,r\Big] + \lambda M; \end{cases}$$

1 m² Fundamentschalung:

$$(11)\quad \text{F.S.} = c\,(1{,}00\,P_s' + 0{,}30\,P_s'')\,\frac{100+p_s}{100}\,s + \lambda M.$$

Die Arbeitszeit λ in Stunden wird auch ziemlich verschieden sein; sie setzt sich zusammen aus

Herrichten der Schalung,
Aufstellen der Schalung,
Abbrechen der Schalung,
Entnageln und Reinigen der Schalung.

Die Zahl m, wie oft eine Holzart verwendet werden kann, ist bei den einzelnen Holzarten verschieden, je nachdem, wie schnell sie abgenutzt werden. Erfahrungsgemäß kann man setzen für

Schalbretter $m_s = 4$,
Kanthölzer und Rundhölzer $m_K = m_r = 6$,
Schalbögen $m_b = 10$,

weil diese letzteren weder verschnitten noch genagelt werden und auch nicht mit dem Beton in Berührung kommen. Für Schalbögen ist also der Verschnittprozentsatz $p_b = 0$, während er für die anderen Holzarten mit $p_s = p_K = p_r = 10\,\%$ angenommen werden kann. Der Verbrauch an Nägeln, Hartholzkeilen und Schrauben kann mit 5% des Holzwertes, also $c = 1{,}05$, angenommen werden. Setzen wir diese Erfahrungswerte in die Ausdrücke für die einzelnen Schalungselemente ein, so erhalten wir, wenn wir noch die üblichen Querschnitte der einzelnen Holzarten berücksichtigen, also setzen:

$s = 0{,}03$ m³,
$b = 0{,}15 \cdot 0{,}03 = 0{,}0045$ m³,
$K = 0{,}10 \cdot 0{,}12 = 0{,}012$ m³,
$r = \frac{1}{4} \cdot 0{,}13^2\,\pi = 0{,}0133$ m³,

$$\text{D.S.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,[1{,}20 \cdot 0{,}03\,P_s' + 0{,}50 \cdot 0{,}012\,P_K' + (H - 0{,}40) \cdot 0{,}0133\,P_r' + 0{,}30 \cdot 0{,}03\,P_s''] + 1{,}05 \cdot 2{,}4 \cdot 0{,}0045\,P_b' + \lambda M.$$

$$(12)\quad \begin{cases} \underline{\text{D.S.} = 0{,}0416\,P_s' + 0{,}0113\,P_b' + 0{,}0069\,P_K} \\ \qquad \underline{+ 0{,}0154\,(H - 0{,}40)\,P_r' + 0{,}0104\,P_s'' + \lambda M.} \end{cases}$$

$$\text{B.F.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,(1{,}00 \cdot 0{,}03\,P_s' + 0{,}20 \cdot 0{,}03\,P_s'') + \lambda M.$$

$$(13)\quad \underline{\text{B.F.} = 0{,}0347\,P_s' + 0{,}0069\,P_s'' + \lambda M.}$$

$$\text{U.L.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,[0{,}36 \cdot 0{,}03\,P_s' + (0{,}63\,H - 1{,}63\,h - 0{,}06) \cdot 0{,}0133\,P_r' + 0{,}30 \cdot 0{,}03\,P_s'' + 0{,}50 \cdot 0{,}012\,P_K''] + \lambda M.$$

$$\text{U.L.} = 0{,}0125\,P_s' + 0{,}0154\,(0{,}63\,H - 1{,}63\,h - 0{,}06)\,P_r' + 0{,}0104\,P_s'' + 0{,}0069\,P_K'' + \lambda M.$$

Es ist $P_s'' = T_s$ und $P_K'' = T_K$.

T_s ist aber gleich T_K, weil beide für dasselbe n und p gelten, demnach:

$$(14)\quad \begin{cases} \underline{\text{U.L.} = 0{,}0125\,P_s' + 0{,}0154\,(0{,}63\,H - 1{,}63\,h - 0{,}06)\,P_r'} \\ \qquad \underline{+ 0{,}0173\,P_s'' + \lambda M.} \end{cases}$$

$$\text{St.L.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,[2{,}8\,(H - h - 0{,}28) \cdot 0{,}0133\,P_r' + 0{,}62 \cdot 0{,}03\,P_s'' + 0{,}70 \cdot 0{,}012\,P_K''] + \lambda M.$$

$$\text{St.L.} = 0{,}0430\,(H - h - 0{,}28)\,P_r' + 0{,}0215\,P_s'' + 0{,}0097\,P_K'' + \lambda M.$$

$$(15)\quad \underline{\text{St.L.} = 0{,}0430\,(H - h - 0{,}28)\,P_r' + 0{,}0312\,P_s'' + \lambda M.}$$

$$\text{S.F.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,(1{,}26\,P_s' + 0{,}79\,P_s'') \cdot 0{,}03 + \lambda M.$$

$$(16)\quad \underline{\text{S.F.} = 0{,}0437\,P_s' + 0{,}0274\,P_s'' + \lambda M}$$

$$\text{W.F.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,[1{,}00 \cdot 0{,}03\,P_s' + 2{,}5 \cdot 0{,}012\,P_K' + 0{,}0133\,(2 + 4 + \ldots + H)\,P_r'] + \lambda M.$$

$$(17)\quad \begin{cases} \underline{\text{W.F.} = 0{,}0347\,P_s' + 0{,}0347\,P_K'} \\ \qquad \underline{+ 0{,}0154\,(2 + 4 + \ldots + H)\,P_r' + \lambda M.} \end{cases}$$

$$\text{F.S.} = 1{,}05 \cdot 1{,}10\,(1{,}00\,P_s' + 0{,}30\,P_s'') \cdot 0{,}03 + \lambda M.$$

$$(18)\quad \underline{\text{F.S.} = 0{,}0347\,P_s' + 0{,}0104\,P_s'' + \lambda M.}$$

Zusammenfassung.

1 m³ Schalung kostet ab Werk ..... P_s,
1 m³ Schalbögen kosten ab Werk ..... P_b,
1 m³ Kantholz kostet ab Werk ..... P_K,
1 m³ Rundholz kostet ab Werk ..... P_r;

m-mal kann das Holz überhaupt verwendet werden. In der Regel:

$$m_s = 4, \quad m_b = 10, \quad m_K = m_r = 6;$$

n-mal wird es auf dem einen Bau verwendet;

p % Verschnitt tritt bei jeder Verwendung ein.

In der Regel:

$$p_s = p_K = p_r = 10\,\%, \quad p_b = 0\,\%;$$

1 m³ angeliefertes Holz kostet für den Bau:

(1) $\quad C = P_m\,\alpha_m$ (α_m aus Tabelle 1).

Wenn das Holz zum Werte P dem Baukonto geliefert wird, ist das übrig gebliebene Holz außer dem Abfall, der nicht berechnet wird, mit

(2) $\quad R = \beta\,\gamma\,P$ (β aus Tabelle 2, γ aus Tabelle 3)

zurückzugeben.

A = Kosten des Antransportes,
B = Kosten des Rücktransportes.

Die Gesamttransportkosten für 1 m³ angeliefertes Holz sind:

(3) $\quad T = \alpha_n\,(A + \delta\,B)$ (α aus Tabelle 1, δ aus Tabelle 4).

Kalkulationspreis für

1 m³ Schalbretter $= P_s' = C_s + T_s$, desgl. Abfall $P_s'' = T_s$,
1 m³ Schalbögen $= P_b' = C_b + T_b$,
1 m³ Kantholz $= P_K' = C_K + T_K$, desgl. Abfall $P_K'' = T_K$,
1 m³ Rundholz $= P_r' = C_r + T_r$.

Für Schalbretter von 30 mm Stärke, Schalbögen von 15 cm Breite und 30 mm Stärke, Kanthölzer von 10·12 cm² Querschnitt, Rundholzsteifen von 13 cm mittlerem Durchmesser ergeben sich für die Kosten der einzelnen Schalungselemente die Gleichungen (12) bis (18), die in Tabelle 6 übersichtlich zusammengestellt sind.

Tabelle 6.

=	P_s' + mal	P_b' + mal	P_K' + mal	P_r' + mal	P_s'' + mal	λ M	Gleichung
D.S. ...	0,0416	0,0113	0,0069	0,0154 (H − 0,40)	0,0104	λ M	(12)
B.F. ...	0,0347	—	—	—	0,0069	,,	(13)
U.L. ...	0,0125	—	—	0,0154 (0,63 H − 1,63 h − 0,06)	0,0173	,,	(14)
St.L. ..	—	—	—	0,0430 (H − h − 0,28)	0,0312	,,	(15)
S.F. ...	0,0437	—	—	—	0,0274	,,	(16)
W.F. ..	0,0347	0,0347	—	0,0154 (2 + 4 + ... + H)	—	,,	(17)
F.S. ...	0,0347	—	—	—	0,0104	,,	(18)

Zahlenbeispiel.

Es kosten ab Lagerplatz

1 m³ Schalbretter . . . . . 55 Mark,
1 m³ Schalbögen . . . . . 60 Mark,
1 m³ Kantholz . . . . . 55 Mark,
1 m³ Rundholzsteifen . . . . . 28 Mark.

Der Antransport von 10 000 kg Holz kostet 100 M, der Abtransport 80 M.

Bei einem Gewicht des Holzes von 550 kg/m³ ist dann

$$A = 100 \cdot 0{,}055 = 5{,}50 \text{ M/m}^3,$$
$$B = 80 \cdot 0{,}055 = 4{,}40 \text{ ,, .}$$

Das Holz soll n = 2 mal auf dem Bau verwendet werden können, dann ist mit n = 2 und p = 10%:

$$T_s = T_K = T_r = \alpha_n (A + \delta B) = 0{,}526 (5{,}50 + 0{,}905 \cdot 4{,}40) = 5{,}00 \text{ M/m}^3$$

und mit n = 2 und p = 0 %:

$$T_b = 0{,}500 (5{,}50 + 1{,}00 \cdot 4{,}40) = 4{,}95 \text{ M/m}^3.$$

Ferner ist mit

m = 4, p = 10: $C_s = P \alpha_m = 55 \cdot 0{,}291 = 16{,}01$ M/m³,
m = 10, p = 0: $C_b = 60 \cdot 0{,}100 = 6{,}00$,, ,
m = 6, p = 10: $C_K = 55 \cdot 0{,}213 = 11{,}72$,, ,
m = 6, p = 10: $C_r = 28 \cdot 0{,}213 = 5{,}96$,,

und schließlich:

$P_s' = C_s + T_s = 16{,}01 + 5{,}00 = 21{,}01$ M/m³,
$P_b' = C_b + T_b = 6{,}00 + 4{,}95 = 10{,}95$,, ,
$P_K' = C_K + T_K = 11{,}72 + 5{,}00 = 16{,}72$,, ,
$P_r' = C_r + T_r = 5{,}96 + 5{,}00 = 10{,}96$,, ,
$P_s'' = T_s = 5{,}00$,, .

Nun ergibt sich bei einer Geschoßhöhe von H = 3,50 und einer mittleren Balkenhöhe von h = 0,50 m nach Gleichung (12):

D.S. = 0,0416·21,01 = 0,88 Mark
0,0113·10,95 = 0,12 ,,
0,0069·16,72 = 0,11 ,,
3,00·0,0154·10,96 = 0,53 ,,
0,0104· 5,00 = 0,05 ,,
D.S. = 1,69 Mark + λ M.

Nach Gleichung (13):

B.F. = 0,0347·21,01 = 0,73 Mark
0,0069· 5,00 = 0,03 ,,
B.F. = 0,76 Mark + λ M.

Nach Gleichung (14):

U.L. = 0,0125·21,01 = 0,26 Mark
1,32·0,0154·10,96 = 0,22 ,,
0,0173· 5,00 = 0,09 ,,
U.L. = 0,57 Mark + λ M.

Nach Gleichung (15):

St.L. = 2,72·0,0430·10,96 = 1,28 Mark
0,0312· 5,00 = 0,16 ,,
St.L. = 1,44 Mark + λ M.

Nach Gleichung (16):

S.F. = 0,0437·21,01 = 0,92 Mark
0,0274· 5,00 = 0,14 ,,
S.F. = 1,06 Mark + λ M.

Bei H = 4 m Wandhöhe ist:

W.F. = 0,0347·21,01 = 0,73 Mark
0,0437·16,72 = 0,58 ,,
6,00·0,0154·10,96 = 1,01 ,,
W.F. = 2,32 Mark + λ M.

F.S. = 0,0347·21,01 = 0,73 Mark
0,0104· 5,00 = 0,05 ,,
F.S. = 0,78 Mark + λ M.

Unter Benutzung des Vorhergehenden sollen nun die für einen Bau benötigten Holzmengen bestimmt werden, wenn die Summen der einzelnen Elemente, also

$$\sum \text{D.S.}, \quad \sum \text{B.F.}$$

usw. bekannt sind. Die Tabelle 5, welche die einzelnen benötigten Holzmengen ohne Verschnitt enthält, geht mit $p_s = p_K = p_r = 10$ % und $p_b = 0$ % über in die folgende Tabelle 7.

Tabelle 7.

mal	Gutes Holz: Bretter m²	Schalbögen m	Kantholz m	Rundholzsteifen m	Abfall: Bretter m²	Kantholz m
D.S.	1,32	2,40	0,55	1,1 (H − 0,40)	0,33	—
B.F.	1,10	—	—	—	0,22	—
Hpt.-U.L. .	0,40	—	—	1,1 H − 2, 2 h − 0,18	0,33	0,55
Neben-U.L.	0,40	—	—	1,1 H − 3, 0 h − 0,04	0,33	0,55
Mittel-U.L.	0,40	—	—	0,69 H − 1,76 h − 0,07	0,33	0,55
St.L.	—	—	—	3,08 (H − h − 0,28)	0,68	0,77
S.F.	1,39	—	—	—	0,87	—
W.F.	1,10	—	2,75	—	—	—
F.S.	1,10	—	—	—	0,33	—

Es ist wertvoll, die Anzahl der Steifen nach deren einzelnen Längen zu wissen. Für die Unterzugslänge U.L. sind für h Meter hohe Unterzüge bei Hauptunterzügen 2 U.L. Steifen nötig von je H − h − 2 · 0,03 · 0,12 − 0,07 − 0,03 =

(19) $$\underline{\text{L} = \text{H} - \text{h} - 0{,}28 \text{ m Länge}}$$

oder zusammen

$$\underline{2 \text{ U.L. (H} - \text{h} - 0{,}28) \text{ Meter.}}$$

(Es stehen hier alle 1 Meter 2 Steifen.)

Bei Nebenunterzügen, bei denen alle ein Meter abwechselnd zwei und eine Steife steht:

$$\underline{1{,}5 \text{ U.L. (H} - \text{h} - 0{,}28) \text{ Meter.}}$$

Für die Sturzlänge S.L. sind für h Meter hohe Stürze, deren Oberkante H Meter über Fußboden liegt, nötig:

$$\underline{2{,}8 \text{ S.L. (H} - \text{h} - 0{,}28) \text{ Meter.}}$$

Kann das Holz n-mal am Bau verwendet werden, und ist von einem Element Q im ganzen nötig und war x anzuliefern, so ist:

$$x + x\frac{100 - p}{100} + x\left(\frac{100 - p}{100}\right)^2 + \ldots + x\left(\frac{100 - p}{100}\right)^{n-1} = Q$$

oder

$$Q = \frac{x\left(\frac{100 - p}{100}\right)^n - x}{\frac{100 - p}{100} - 1}.$$

Hieraus folgt die anzuliefernde Menge eines jeden Elementes:

(20) $$\underline{x = \frac{1 - \frac{100 - p}{100}}{1 - \left(\frac{100 - p}{100}\right)^n} Q.}$$

Für Bretter, Kantholz, Rundholz mit p = 10 % ist dann

$$x_s = x_K = x_r = \frac{0{,}10\,Q}{1 - 0{,}90^n}. \tag{21}$$

Für Schalbögen mit $p_b = 0$ % ist

$$x_b = \frac{Q_b}{n}. \tag{22}$$

Zahlenbeispiel.

Es sei der Holzbedarf für die in Abb. 3 dargestellte normale Decke zu bestimmen.

Die Geschoßhöhe sei H = 3,5 m,
die Höhe des Hauptbalkens h_h = 0,80 m,
die Höhe des Nebenbalkens h_n = 0,40 m.
Es ist: D.S. = 15·22,5 = 337,5 m².
Hauptbalken: U.L.$_H$ = 22,5·2 = 45 m
Nebenbalken: U.L.$_N$ = 15,0·9 = 135 m
U.L. = 180 m.

Mittlere Balkenhöhe:

$$h_m = \frac{45 \cdot 80 + 135 \cdot 40}{45 + 135} = \frac{3600 + 5400}{180} = 0{,}50 \text{ m}.$$

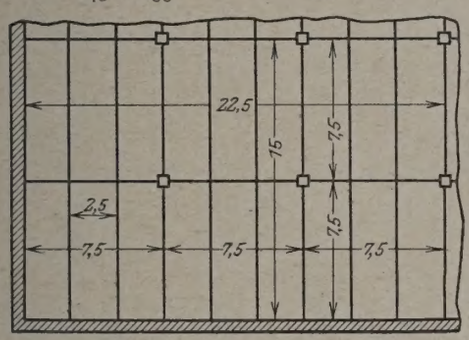


Abb. 3.

Bei einer Deckenstärke von 10 cm und einer Höhe der Schräge von 5 cm an den Nebenbalken ist

B.F. = 45·2·0,70 + 135·2 (0,30 — 0,05)
= 63 + 67,5 = 130,5 m².

Bei Säulen von 40·40 cm² Querschnitt ist

S.F. = 6·3,40·4·0,40 = 32,6 m².

Es sind also nötig:

Bretter:
1,32 D.S. = 1,32·337,5 = 446 m²
1,10 B.F. = 1,10·130,5 = 144 „
0,40 U.L. = 0,40·180,0 = 72 „
1,39 S.F. = 1,39·32,6 = 46 „
708 m²

Schalbögen: 2,40 D.S. = 2,40·337,5 = 810 m.

Kantholz: 0,55 D.S. = 0,55·337,5 = 185 m.

Rundholzsteifen:

Hauptunterzüge:

L_H = H — h — 0,28 = 3,50 — 0,80 — 0,28 = 2,42 m,
davon 2·U.L. = 2·45 = 90 Stück
von zusammen 90·2,42 = 217,8 m Länge.

Nebenunterzüge:

L_N = H — h — 0,28 = 3,50 — 40 — 0,28 = 2,82 m,
davon 1,5 U.L. = 1,5·135 = 203 Stück
von zusammen 203·2,82 = 572,4 m Länge.

Für die Decke sind daneben nötig:

D.S. — U.L. = 338 — 180 = 158 Stück von H — 0,40 = 3,20 m Länge.

Dies zusammengefaßt:

90 Stück je 2,42 m lang zusammen . . . 217,8 m
203 „ „ 2,82 „ „ „ . . . 572,4 „
158 „ „ 3,20 „ „ „ . . . 505,6 „
451 Stück von zusammen . . . 1295,8 m

Das ist in fixen Längen ohne Verschnitt.

Die Gesamtlänge ergibt sich auch überschläglich mit 10% Verschnittzuschlag nach Tabelle 7:

1,1 (H — 0,40) D.S. = 1,1·3,10·337,5 = 1150 m
(0,69 H — 1,76 h — 0,04) U.L.
= (0,69·3,50 — 1,76·0,5 — 0,04) 180 = 1,50·180 = 270 „
1420 m

Abfallbretter:

0,33 D.S. = 0,33·337,5 = 111 m²
0,22 B.F. = 0,22·130,5 = 29 „
0,33 U.L. = 0,33·180,0 = 60 „
0,87 S.F. = 0,87·32,6 = 25 „
225 m²

Abfall-Kantholz:

0,55 U.L. = 0,55·180 = 99 m.

Bei einem Holzgewicht von 550 kg/m² ist für die einzelnen Holzarten:

Tabelle 8.

		m	m²	m³	kg
Schalbretter	30 mm stark	—	1	0,03	16,5
Schalbögen	15 cm br., 30 mm stark	1	0,15	0,0045	2,5
Kantholz	10·12 cm² Querschnitt	1	—	0,012	6,6
Rundholz	13 cm mittl. Durchm.	1	—	0,0133	7,3

Die nach unserem Zahlenbeispiel ermittelten Holzmengen sind nun in der folgenden Tabelle 9 zusammengestellt und auf 1 m² Decke umgewertet.

Tabelle 9.

	Länge für 1 Stück	Für 337,5 m²			Für 1 m² Decke				
		Stück	m	m²	Stück	m	m²	m³	kg
Schalbretter	—	—	—	708	—	—	2,10	0,0630	34,6
Schalbögen	—	—	810	—	—	2,42	0,36	0,0109	6,0
Kantholz ..	—	—	185	—	—	0,55	—	0,0066	3,6
Steifen für Hauptunterzüge .	2,42	90	218	—	—	0,65	—	0,0087	4,8
Steifen für Nebenunterzüge .	2,82	203	572	—	—	1,70	—	0,0226	12,4
Steifen für Decken ...	3,20	158	507	—	—	1,50	—	0,0200	11,0
Abfallbretter	—	—	—	225	—	—	0,67	0,0201	11,1
Abfallkantholz	—	—	99	—	—	0,29	—	0,0035	1,9
Zusammen für 1 m² Decke								0,1554	85,4

Für 1 m² normaler Decke mit Unterzügen und Säulen werden also etwa benötigt:

2,10 m² Schalbretter,
2,42 m Schalbögen,
0,55 m Kantholz,
3,85 m Rundholzsteifen,
0,67 m² Abfallbretter,
0,29 m Abfallkantholz,

das sind zusammen 0,1554 m² oder 85,4 kg.

Bestände die Möglichkeit, das Holz n = 2 mal auf derselben Baustelle zu verwenden, so wäre bei p = 10% Verschnitt die anzuliefernde Menge nach Gleichung (21):

$$x = \frac{0{,}10\,Q}{1 - 0{,}90} = \frac{0{,}10\,Q}{0{,}10} = 0{,}53\,Q$$

und bei p_b = 0 nach Gleichung (22):

$$H_b = \frac{Q_b}{n} = \frac{Q_b}{2}.$$

Es wären also nun anzuliefern für 1 m² Decke:

2,10·0,53 = 1,11 m² Schalbretter,
2,42·0,50 = 1,21 m Schalbögen,
0,58·0,53 = 0,29 m Kantholz,
3,85·0,53 = 2,04 m Rundholzsteifen,
0,67·0,53 = 0,35 m² Abfallbretter,
0,29·0,53 = 0,15 m Abfallkantholz

oder im ganzen für 1 m² Decke rund;

0,1554·0,53 = 0,0824 m³ = 45,3 kg.

Die Ergebnisse des Vorstehenden zeigen, daß im allgemeinen die Kosten der Schalung viel zu niedrig eingesetzt werden. Hieraus erklären sich meines Erachtens die großen Unterschiede der Preise, die sich jetzt bei öffentlichen Ausschreibungen ergeben, an denen ein großer Teil von Firmen teilnimmt, welche keine Spezialfirmen für Eisenbeton sind, und die dann meist weit niedrigere Angebote abgeben als Firmen, die über lange Erfahrung verfügen.

NEUERE AUSFÜHRUNGEN FREITRAGENDER HOLZBAUTEN.

Von Oberingenieur C. Kersten, Berlin.

Es ist nicht zu leugnen, daß in den letzten Jahren die Technik der ingenieurmäßig ausgeführten Holzbauten ganz bedeutende Fortschritte gemacht hat. Schon lange handelt es sich nicht mehr um rein behelfsmäßige Bauten, die nur vorübergehenden Zwecken zu dienen haben; Lokomotiv- und Bahnhofshallen, Fabrik- und Salzlagerhallen sind für längere Dauer bestimmt. In immer steigendem Maße wenden sich unsere Wissenschaftler den neuen Aufgaben zu, wenn ich auch offen bekennen möchte, daß die alten Zimmermannsregeln in der praktischen Auswertung auch im neuzeitlichen Holzbau unbedingte Beachtung finden müssen. Die in Heft 26 von mir beschriebene Dresdener Sängerfesthalle von 78 m Spannweite ist in ihren Einzelheiten zimmermannsmäßig ausgeführt und trotzdem als ein sehr beachtenswertes Ingenieurwerk anzusehen.

Die Deutsche Verkehrsausstellung in München hatte technisch hervorragende, aber auch in der künstlerischen Behandlung hochbedeutsame Beispiele neuzeitlicher Holzbauten gezeigt. Besondere Beachtung verdiente die von der DEHALL-A.-G. erbaute Luftschiffahrtshalle, eine dreischiffige Halle, deren Mittelschiff von Dreigelenk-Spitzbogen mit 26 m Stützweite überspannt ist. Nach Maßgabe der Abb. 1 sind nur vier dieser Bogenbinder bis zum Betonfundament heruntergeführt; die Zwischenbinder ruhen auf 16,4 m weit gespannten Kastenträgern (Doppelgittersysteme), die wiederum durch einstielige Rahmen der Seitenschiffe gestützt sind. Die Pfosten der bei den Hauptbindern angeordneten Zweistielrahmen umfassen diese gabelförmig und übertragen die Lasten der Kastenträger auf das Fundament. Zur Längsversteifung des Gebäudes dienen je ein Längsgitterträger über den Seitenfenstern und neben dem First, sowie besondere Windverbände in den Endfeldern. Sowohl die Binder- wie die Windverbandkonstruktionen sind verkleidet, die Deckenschalungen der Bogenbinder auf die Untergurte gelegt worden, so daß die Binder wie bei der von Breest erbauten

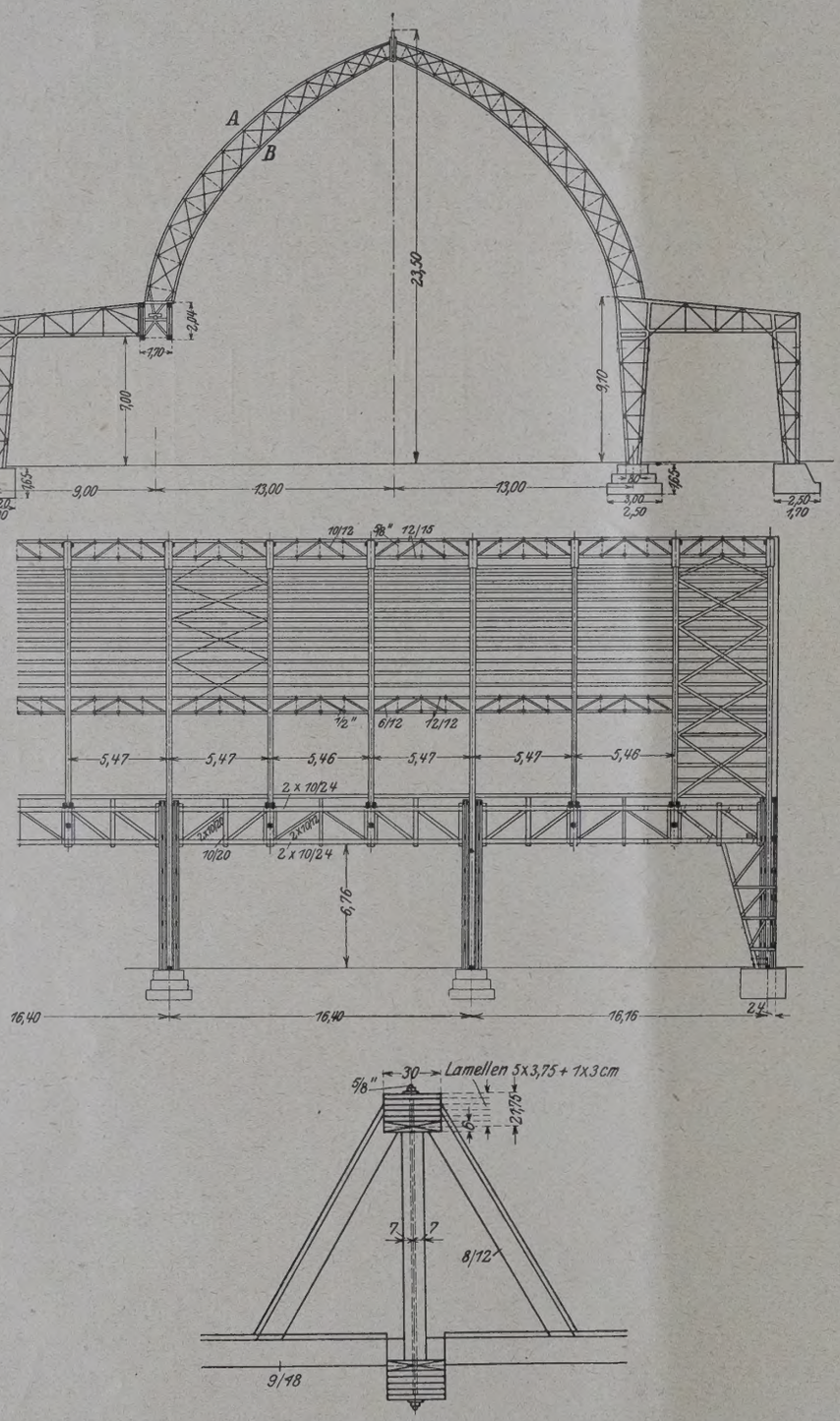


Abb. 1. Schnitt A—B.

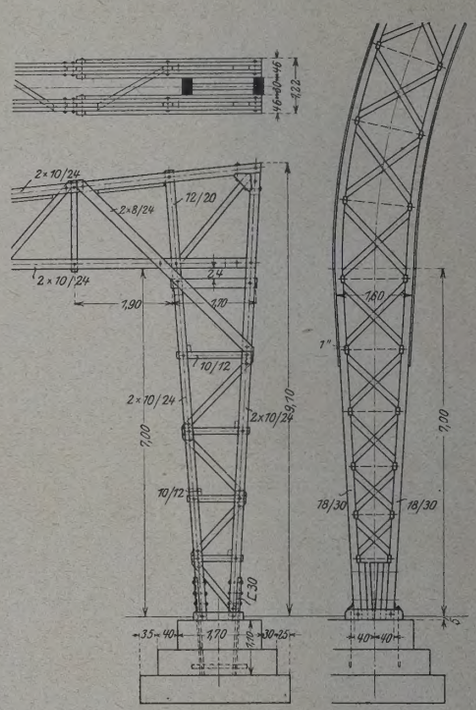


Abb. 2.

ersten Autohalle in Charlottenburg, sowie bei der Schiffahrtshalle der Münchener Ausstellung nach außen hin in die Erscheinung treten. Die vornehme Innenarchitektur der Halle

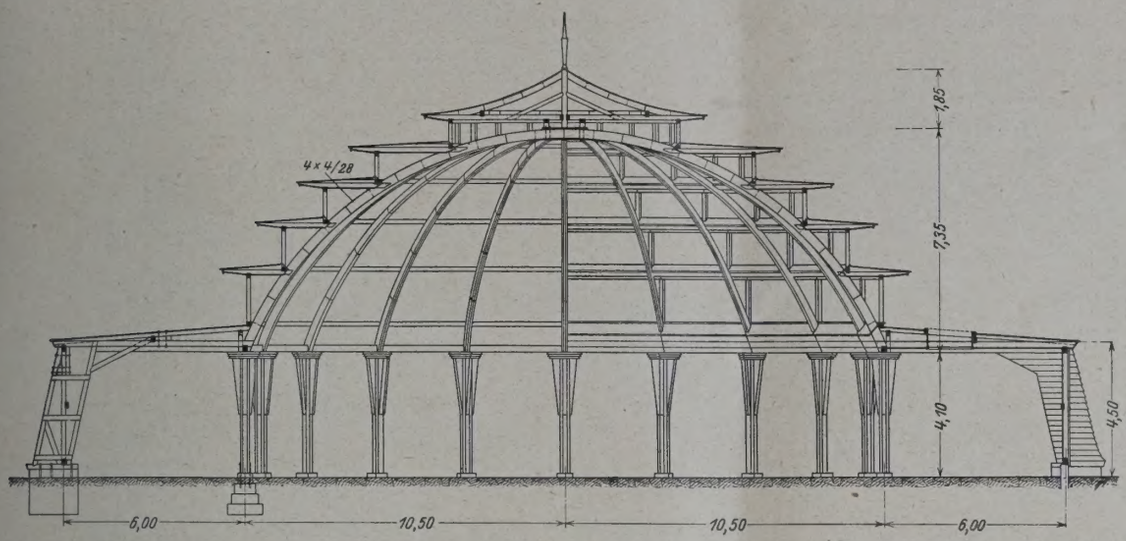


Abb. 3.

ist das Werk von Professor Riemerschmid, und fand schon gelegentlich der Einweihung des Deutschen Museums ungeteilten Beifall.

Von den weiteren Bauten der Münchener Verkehrsausstellung sei an dieser Stelle auch der von der Münchener Firma Franz Hatz nach Entwurf von Postbaurat Werner erbauten Postkraftwagenhalle (Abb. 3 u. 4) Erwähnung getan, die einen reinen Zimmermannsbau ohne patentrechtlich geschützte Knotenpunktsverbindungen darstellt. Es ist ein

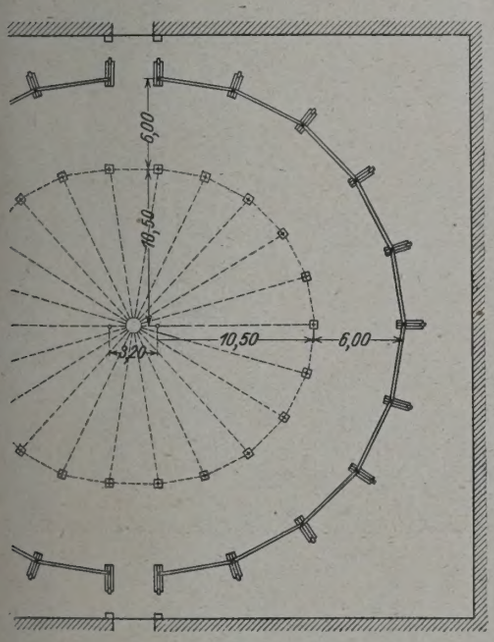


Abb. 4.

Kuppelbau von 21 m lichtem Durchmesser, der in der Art der Lichtzufuhr durch die Dachhaubenringe an die Breslauer Jahrhunderthalle erinnert. Die Bogenbinder sind im Scheitel in 16 m Höhe durch eine Scheibe zusammengefaßt und stehen in ihrer Schlankheit den in Abb. 8 gezeigten Bogen der Breslauer Messehalle nicht nach.

Als letztes Beispiel von der Münchener Verkehrsausstellung werden in Abb. 5 die vollwandigen Dreigelenkbogen der nach Entwurf von Obering. Gall ebenfalls durch Fa. Hatz, München, erbauten 196 m langen Bahnhofshalle gezeigt. Bei 14 m Binderteilung sind die Pfetten natürlich ebenfalls vollwandig ausgeführt. Die Binderpfosten sind im Schnitt kreuzförmig gestaltet, um in Längsrichtung der Halle eine gute Versteifung abzugeben. Für die Firstgelenke ist Hartholz genommen worden. Der Horizontalschub wird durch eiserne Zugstangen aufgenommen.

An weiteren Ausstellungshallen sei die von Professor Straumer entworfene, von Karl Tuchscherer A.-G. erbaute Halle der Funkindustrie in Berlin-Charlottenburg erwähnt. Der Bau ist schon mehrfach in der Fachpresse behandelt worden; es genüge deshalb an dieser Stelle eine schematische Darstellung der Binderform. Bemerkenswert ist an dieser Ausführung, daß die Binder aus Gründen der Feuersicherheit allseitig ummantelt worden sind, und daß durch diese Ummantelung

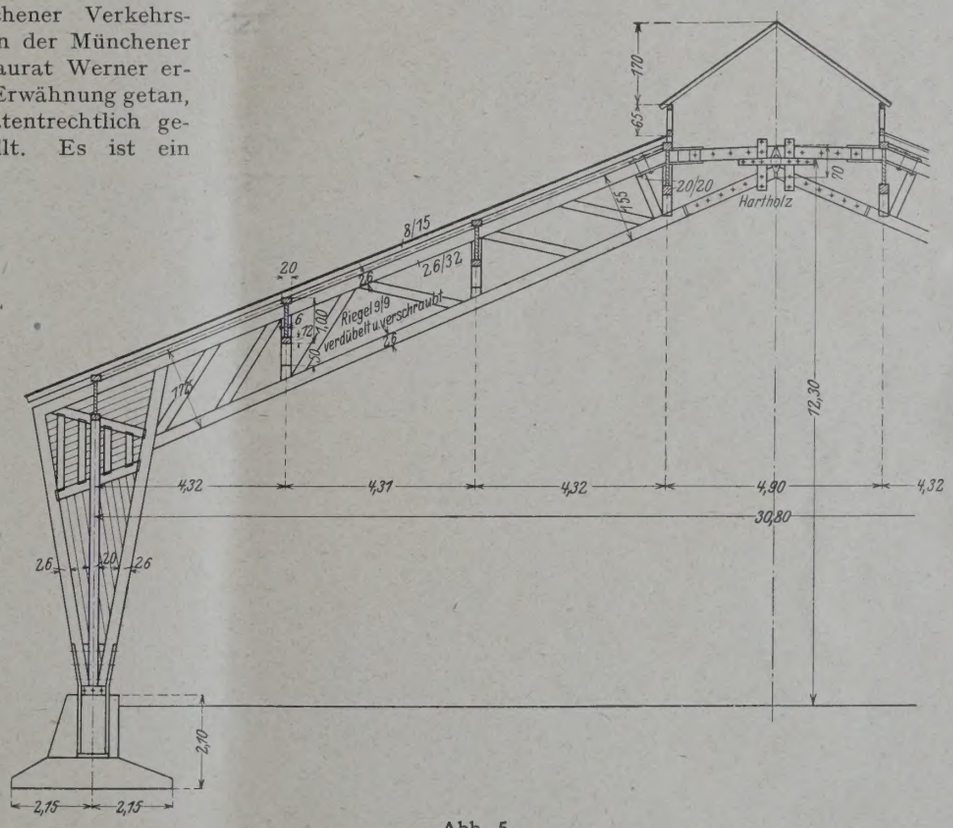


Abb. 5.

sehr wuchtige Formen geschaffen wurden, die dem ganzen Innenraum ein mehr monumentales Gepräge verleihen, ganz im Gegensatz zu der in Abb. 8 gezeigten Breslauer Messehalle. Es sei noch bemerkt, daß für die Funkindustriehalle von vornherein aus radiotechnischen Gründen eine Eisenkonstruktion ausgeschlossen war. Auch hier ist das Dach dreimal abgestuft, um bei Schaffung senkrechter Glasflächen der Linie des Binderobergurtes folgen zu können. Es ist dies eine Anordnung, die sich bezüglich der Belichtung

des Innenraumes der Halle als besonders zweckmäßig erwiesen hat und bei Ausstellungshallen mehr und mehr in Aufnahme kommt.

Handelt es sich um Binder geringerer Pfeilhöhe, bei welchen Zugbänder nicht angeordnet werden können, so sind, von der Kostenfrage abgesehen, Ausführungen mit seitlichen Eisenbetonrahmen nach Maßgabe der Abb. 7 als Widerlager

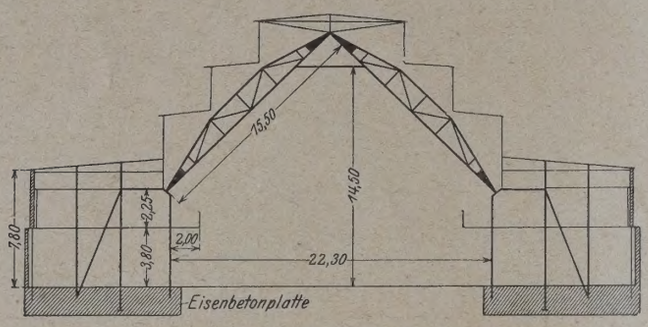


Abb. 6. Halle der Funkindustrie (Carl Tuchscherer, A.-G.).

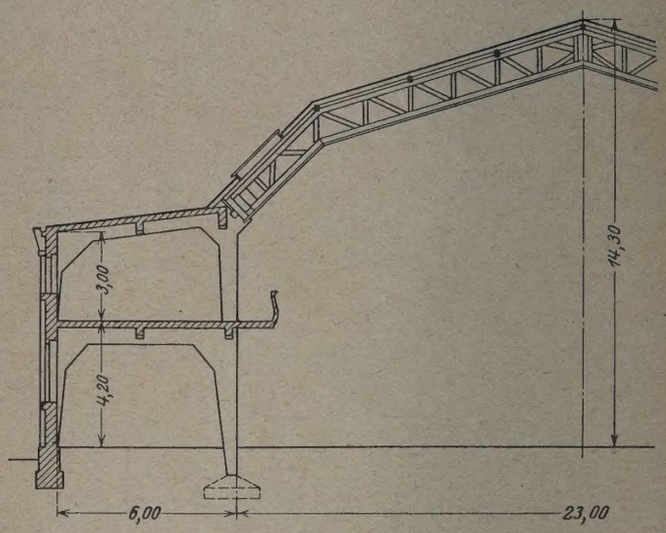


Abb. 7.

Abb. 9. Sängerhalle in Eßlingen (Karl Kübler, A.-G.).

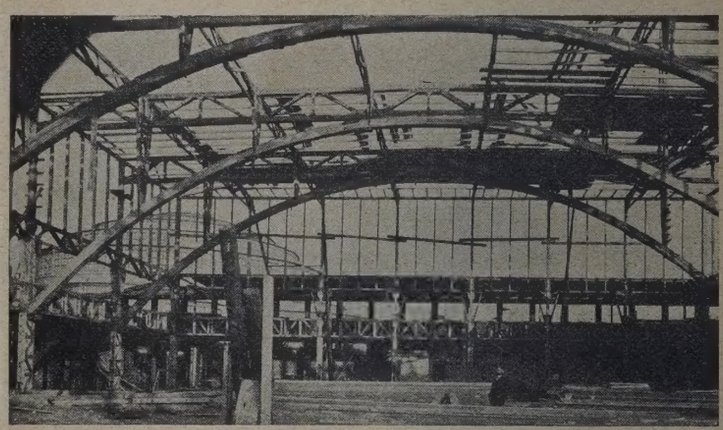


Abb. 8. Messehalle in Breslau (Carl Tuchscherer, A.-G.).

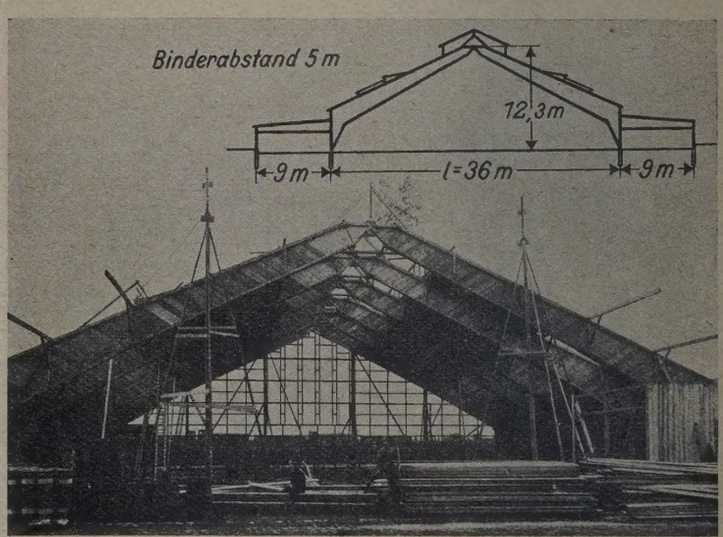


Abb. 10.

im allgemeinen mehr zu empfehlen als Holzfachwerke nach Abb. 6. Es handelt sich hier um die nach Bauweise Meltzer-Darmstadt erstellten Binder der Volkshalle in Gießen. Die Spannweite der Binder ist die gleiche wie bei der Radiohalle; doch beträgt der Kämpferdruck hier etwa 30 t. Bei 7,5 m Binderabstand sind die Pfetten fachwerkgegliedert.

Die bereits erwähnte Messehalle in Breslau, ebenfalls von Karl Tuchscherer A.-G. erbaut, ist in statischer Beziehung

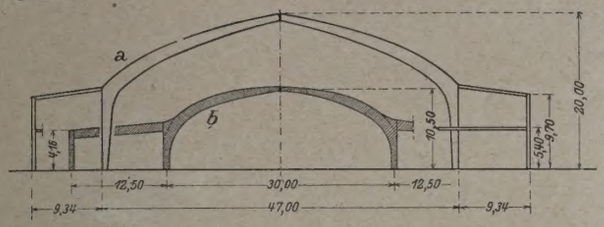


Abb. 11.

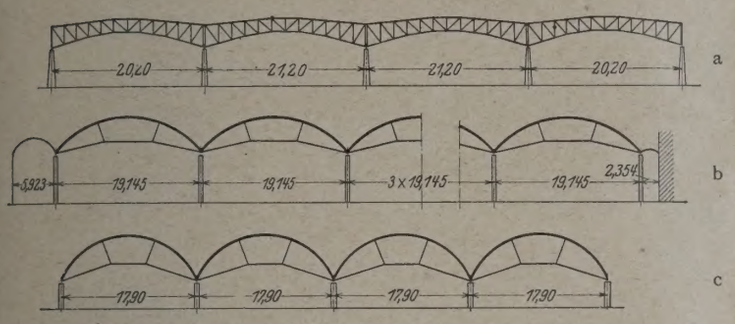


Abb. 13.

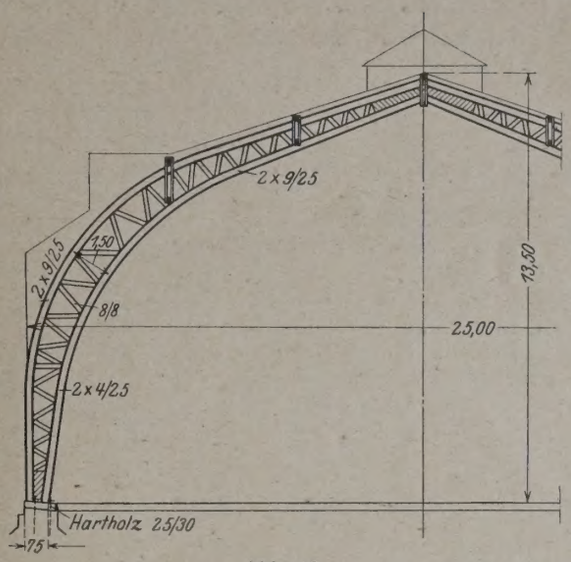


Abb. 12.

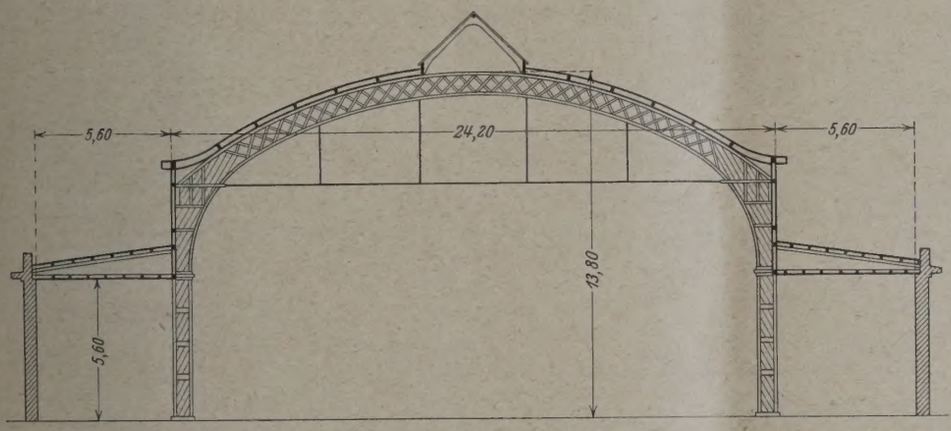


Abb. 14.

insofern beachtenswert, als es sich hier um parabolische Zweigelenkbogen handelt, die durch besondere fachwerkgegliederte Dachbalken versteift sind. Diese Versteifungsrippen liegen unterhalb des flachen Daches, sind verkleidet, und ermöglichen es, die Querschnitte der hölzernen Bogen in starkem Maße zu vermindern. Die Querschnitte haben lediglich die reinen Längskräfte unter Ausschluß aller Biegungsmomente aufzunehmen. Auch hier sind die Fenster wieder in senkrechten Flächen angeordnet. Abb. 8 zeigt uns die Halle in der Ausführung. Architekt: Stadtbaurat Berg.

Die in Abb. 9 gezeigte Sängerhalle Eßlingen, von Karl Kübler A.-G.-Stuttgart erbaut, hat die bedeutende Spannweite von 60 m, eine Binderentfernung von 13 m und eine Gesamtlänge von 91 m. Der Horizontalschub der fachwerkgegliederten Dreigelenkbogen wird durch eiserne Zugstangen aufgenommen. Die Halle wurde lediglich mit Zeltbahnen abgedeckt.

Die von der gleichen Firma erbaute Messehalle in Köln ist vollwandig und dreischiffig ausgeführt. Das Mittelschiff hat 26 m Stützweite, während die beiden Seitenschiffe je 9 m Spannweite zeigen (Abb. 10). Binderabstand 5 m, Pfeilhöhe 12,3 m. Der Steg der Binder besteht aus tragfähig angeschlossenen, doppelt gekreuzten Dielenlagen, unter den Pfetten durch senkrecht gelegte Kanthölzer versteift. Weitere Versteifungshölzer sind da angeordnet, wo große Querkräfte auftreten. Die sechs Binder — vollwandige Dreigelenkbogen — wurden in drei Arbeitstagen bei Doppelschicht montiert, ein Beweis dafür, daß im Bedarfsfalle die Montage solcher Großhallen in außergewöhnlich kurzer Zeit erledigt werden kann.

Bezüglich vollwandiger Hallenbinder sei auch auf die nach Bauweise Hetzer ausgeführte Ausstellungshalle in Antwerpen mit einer Spannweite von 30 m aufmerksam gemacht. Abb. 11b zeigt diese Halle in Gegenüberstellung zu der bekannten, von Breest erbauten neuen Autohalle Berlin-Charlottenburg (Abb. 11a), die in Heft 19 des „Bauingenieurs" Jahrgang 1924, eingehender besprochen wurde. Beide Hallenbinder sind Dreigelenkbogen und zeigen ganz ähnliche Formgebung.

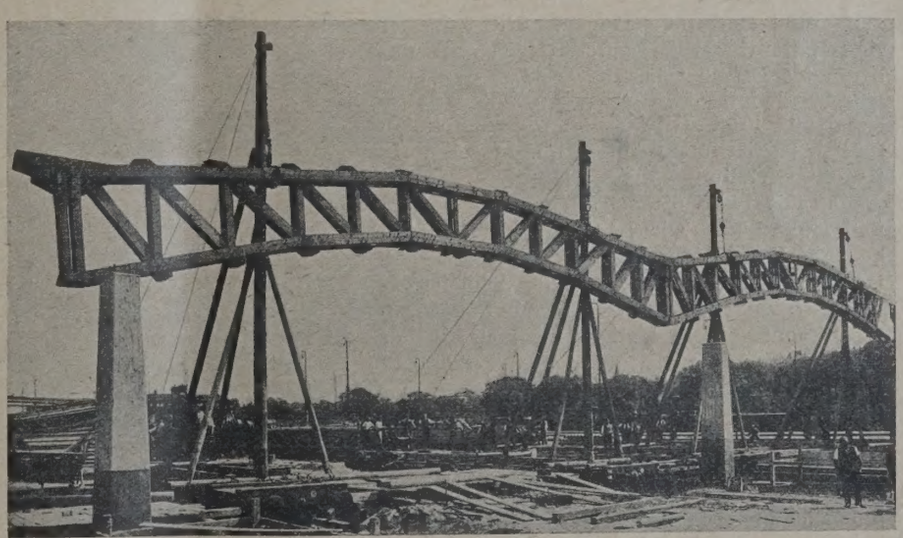


Abb. 15.

Die Aufzählung neuzeitlicher Ausstellungshallen soll mit Abb. 12, dem Entwurf einer Ausstellungshalle von nur 25 m, ihren Abschluß finden. Dieser Entwurf stammt von

Zimmermeister Hermann Eckhardt-Cassel und hat bei einem Preisausschreiben des Bundes Deutscher Zimmermeister den ersten Preis erhalten. Man kann also erfreulicherweise feststellen, daß das Zimmerhandwerk von heute nicht nur vegetiert, sondern daß immer noch Geist und Leben in ihm sind. Die Preisarbeiten waren auf der letzten Bundestagung in Freiburg i. B. ausgestellt und zeigten so viel theoretisches und praktisches Können, daß es dem deutschen Zimmerhandwerk um seine Zukunft nicht zu bangen braucht. Man möchte

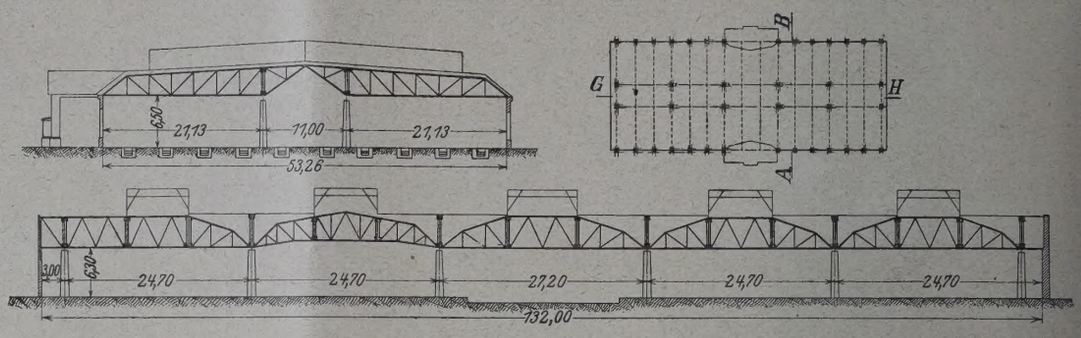


Abb. 16.

Abb. 17

hoffen, daß unsere deutschen Zimmermeister noch mehr als bisher, in Arbeitsgemeinschaft mit statisch geschulten Ingenieuren, den Forderungen der Neuzeit gebührend Rechnung tragen. Nicht immer sind patentrechtlich geschützte Dübel unbedingtes Erfordernis.

Nun einige Hinweise auf Hallenbauten für den Eisenbahnbau. Abb. 13 zeigt in Gegenüberstellung die bekannten Bahnhofshallen in Stuttgart (a), Kopenhagen (b) und Malmö (c). Die letzteren, den Kopenhagener Hallen sehr ähnlich, sind in Heft 8 (1925) des „Bauingenieur" eingehender besprochen worden. Auch Bahnhof Lindau-Stadt hat neue Hallen in neuzeitlicher Holzausführung erhalten, des weiteren der Bahnhof in Warschau, von der Stephansdach-Ges. m. b. H. ausgeführt (Abb. 14).

Die Stuttgarter Gleisüberdachungen der Kübler A.-G. sind durch Veröffentlichungen an anderer Stelle bereits bekanntgeworden. Nach Maßgabe der Abbild. 15 wurden die Binder über zwei Felder in einem Stück verbunden aufgezogen. Irgendwelche Unzuträglichkeiten haben sich hierbei nicht ergeben. Immerhin können bei so schwer konstruierten Bindern durch ungleiches Anziehen der Flaschenzüge an der Stoßstelle bedeutende Zusatzspannungen auftreten, die es unter Umständen zweckmäßiger erscheinen lassen, die Binder einzeln für sich aufzuziehen und erst dann den kontinuierlichen Zusammenhang, für den die Binder berechnet sind, herzustellen.

Abb. 16 bietet eine schematische Darstellung der Ausführung des neuen Lokomotivschuppens in Trier. Die in Längsrichtung der Halle verlaufenden Hauptbinder sind als Gerberbalken ausgebildet und in Entfernungen von 11 m angeordnet; größte Spannweite 27,2 m. Der Längsbinder der zweiten Halle mußte gesprengt werden, um eine Höhe von 7 m für die Durchfahrt eines Kranes zu erhalten. Die quer liegenden Dachbinder sind Fachwerkbalken mit einseitiger Auskragung und 21,13 m Stützweite. Für die Knotenpunktsverbindungen sind Ringdübel nach Bauweise DEHALL verwendet worden. Die Pfetten sind als Fischbauchträger für 8,23 und 9,10 m Spannweite ausgebildet und die Stützen, was in solchem Falle immer vorteilhaft sein dürfte, aus Eisenbeton hergestellt. Der besondere Vorzug einer derartigen Dachausbildung ist zweifellos die bequeme Entwässerung der Dachfläche. Das Oberlicht wird durch kleine Rahmenbinder getragen.

Für die Kaliindustrie sind die neuzeitlichen Holzbauten bekanntlich von besonderer Bedeutung. Als Beispiel sei auf Abb. 17 (Stephansdach für eine Salzlagerhalle in Olmütz, 25 × 161 m) und auf Abb. 18 (Verbindungsbrücke von 148 m Länge, Kali-Industrie A.-G.) hingewiesen. In letzterem Falle beträgt die Brückenbreite 5 m. Die Stützböcke sind größtenteils als Pendelstützen in Eisenbeton ausgebildet. Nur der mittlere Brückenteil erhielt eine Verstrebung in Brückenlängsachse zur Aufnahme der bei dem Betrieb entstehenden Horizontalkräfte. Erneut sei auf den Vorzug solcher Eisenbetonstützen aufmerksam gemacht. Eine Beschädigung

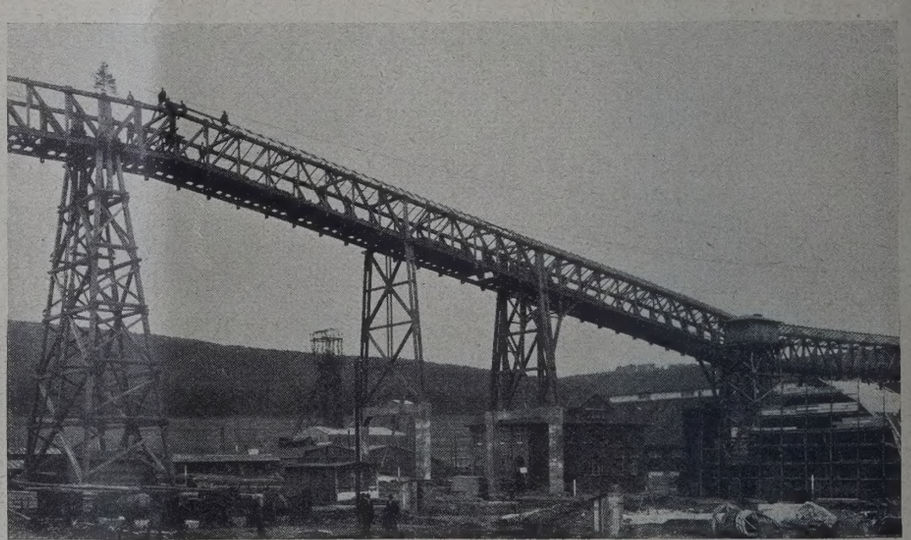


Abb. 18.

hölzerner Stützenfüße kann hier nicht mehr in Frage kommen; außerdem wird die Bewegungsfreiheit auf dem Platze nicht so sehr beeinträchtigt, wie wenn die hölzernen Stützenböcke bis auf die Erde herunterreichen.

In Heft 28/29 des „Bauingenieur", Jahrgang 1925, ist von Oberingenieur Schellewald über eine neuartige eiserne Dachhalle in Koblenz, 1925 erbaut. Die Innenwirkung ist zweifellos von ganz besonderem Reiz. Den Abschluß dieser Halle nach dem Beschauer zu bildet ein in Zollbauweise errichteter Kuppelbau, bei welchem aus architektonischen Gründen die Verengung nach oben hin durch Verkleinerung des Kreuzungswinkels und Beibehaltung der Lamellenlänge erzielt wurde. Man kann jedoch bei solchen Bauten nach Maßgabe der Abb. 20 auch in der Weise vorgesehen, daß die Verengung durch eine Verkürzung der einzelnen Lamellen unter Beibehaltung des Kreuzungswinkels erreicht wird. Die Berechnung solcher Kuppelbauten erscheint nicht so einfach und ist jedenfalls noch eingehender wissenschaftlicher Erörterungen wert. Zweifellos hat diese Zollbauweise, für Tonnengewölbe oder Kuppeln angewendet, in dem jetzigen Zeitalter der Typisierung und Normalisierung vieles für sich, zumal auch in beträchtlichem Maße an Holz und Arbeitslöhnen gespart werden kann.

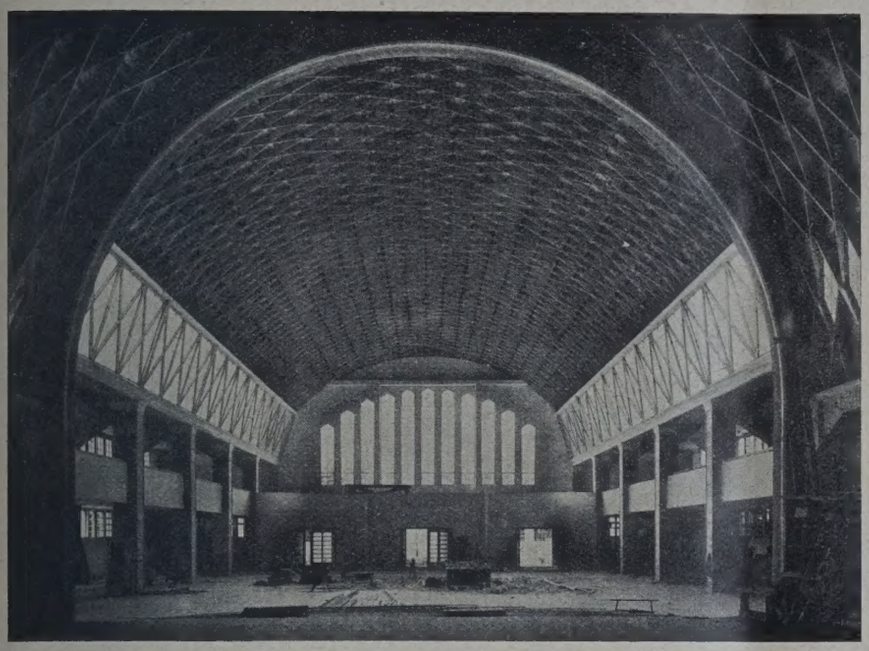


Abb. 19.

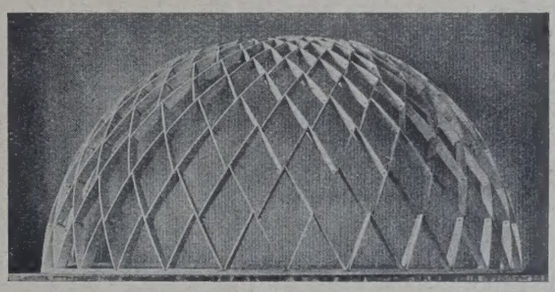


Abb. 20.

form der Firma Jucho berichtet worden, die als eine Übertragung der Idee des Zollbaues auf den reinen Eisenbau angesehen werden muß. Der auf Seite 843 des genannten Heftes gebotenen Innenaufnahme eines Reitsaales sei hier Abb. 19 gegenübergestellt, eine Aufnahme der von Firma Schlagwein & Wieder, Köln, ausgeführten Weinbauausstellungs-

Es sind im vorstehenden nur wenige Beispiele ingenieurmäßig erstellter Holzbauten der Neuzeit zu einer kurzen Besprechung gelangt. Aber auch diese wenigen Beispiele dürften genügen, einen überzeugenden Beweis für die bedeutenden Fortschritte in der Technik des neuzeitlichen Holzbaues abzugeben.

EIN VERFAHREN ZUR ERMITTLUNG DER QUERKRÄFTE UND ZULÄSSIGEN DRUCKKRÄFTE MEHRTEILIGER STÄBE DURCH BENUTZUNG DES ω-VERFAHRENS.

Von Oberingenieur Wilhelm Faust, Niesky, O.-L.

Die ministeriellen Vorschriften vom 25. Februar 1925 betreffend Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. bestimmen, daß Knickstäbe aus Flußstahl St. 37 und hochwertigem Baustahl St. 48 nach dem ω-Verfahren nachzuweisen sind, insbesondere mehrteilige Druckstäbe nach den Verfahren von Engesser, Krohn und Müller-Breslau, wenn das Schlankheitsverhältnis des Einzelstabes größer als 30 ist. Letztere Verfahren entsprechen jedoch nicht den durch die ω-Werte und zulässige Beanspruchungen verlangten Sicherheiten ohne Nebenrechnung. Es sollen nachstehend Formeln entwickelt werden, mit denen mit Hilfe der ω-Werte mehrteilige Druckstäbe berechnet werden können.

Es bedeuten:

K = Knicklast,
K_1 = Knicklast eines Einzelstabes,
P = Druckkraft,
P_1 = Druckkraft des Einzelstabes,
s_k = Knicklänge des Stabes,
s_1 = Knicklänge des Einzelstabes,
σ_{zul} = zulässige Druckbeanspruchung,
σ_Q = Beanspruchung an der Quetschgrenze,
σ_k = Knickspannung,
σ_{k_0} = Knickspannung bei einem Schlankheitsverhältnis $\lambda = o$,
J_x bzw. J_y die Trägheitsmomente in bezug auf die x- bzw. materialfreie y-Achse,
J_1 = kleinstes Trägheitsmoment des Einzelstabes,
W = Widerstandsmoment,
F = Gesamtquerschnitt,
F_1 = Querschnitt des Einzelstabes,
i = Trägheitsradius des Gesamtquerschnittes,
i_1 = Trägheitsradius des Einzelstabes,
ω = Knickzahl,
ω_y = Knickzahl in bezug auf die y-Achse,
ω_1 = Knickzahl des Einzelstabes,
λ = Schlankheitsgrad,
Δ = größte Ausbiegung beim Knicken,
z = Schwerpunktsabstand des Einzelstabes ab der y-Achse gemessen und
Q = Querkraft infolge Ausknickens des Stabes.

Für den zweiten Knickfall ist unter Bezug auf Abb. 1 das Knickmoment:

$$M_{k_x} = K y = K \Delta \sin \frac{\pi x}{s_k}. \qquad (1)$$

Die Querkraft ermittelt sich infolgedessen zu:

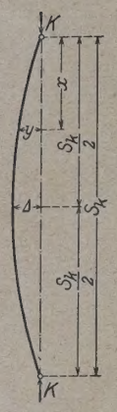


Abb. 1.

$$(2) \qquad Q_{k_x} = K \frac{\pi}{s_k} \Delta \cos \frac{\pi x}{s_k}.$$

Q erhält seinen Größtwert, wenn $\cos \frac{\pi x}{s_k} = 1$, also wenn $x = 0$, mit

$$(3) \qquad \max Q_k = K \frac{\pi}{s_k} \Delta.$$

Die Knicklast K eines Stabes kann man allgemein anschreiben:

$$(4) \qquad K = F \sigma_k.$$

Ist der Schlankheitsgrad des Stabes $\lambda = 0$, so ist hierfür zu setzen:

$$(4a) \qquad K_0 = F \sigma_{k_0}.$$

σ_{k_0} ist demnach ein Grenzwert, welcher für $\lambda = 0$ bestimmt ist; bei Material mit Quetschgrenze ist für σ_{k_0} der Wert σ_Q, also der Wert für die Spannung an der Quetschgrenze und bei Material ohne Quetschgrenze der Wert für die Druckfestigkeit zu setzen. Es ist demnach auch:

$$(5) \qquad K_0 = F \sigma_Q.$$

Die Beanspruchung eines Knickstabes kann man sich aus einer Normalspannung und einer Biegespannung zusammengesetzt denken, die Normalspannung ist durch K, die Biegespannung durch das Biegemoment $M_k = K \Delta$ erzeugt. Die Summe beider Spannungen beträgt im Knickfall σ_Q. Die Biegespannung läßt sich demnach aus $\sigma_Q - \sigma_k$ ermitteln. Es ist deshalb auch anzuschreiben:

$$\sigma_Q = \frac{K}{F} + \frac{K \Delta}{W} = \frac{K}{F} + \sigma_Q - \sigma_k$$

oder

$$(6) \qquad K \frac{\Delta}{W} = \sigma_Q - \sigma_k$$

und

$$(6a) \qquad \Delta = \frac{W}{K} (\sigma_Q - \sigma_k).$$

Setzt man diesen Wert in Gl. (3) ein, so ist:

$$\max. Q_k = K \frac{\pi}{s_k} \cdot \frac{W}{K} (\sigma_Q - \sigma_k) = \frac{W \pi}{s_k} (\sigma_Q - \sigma_k)$$

oder

$$(7) \qquad \max Q_k = \frac{W \pi}{s_k} \sigma_k \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_k} - 1 \right) = \frac{W \pi}{s_k} \cdot \frac{K}{F} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_k} - 1 \right).$$

Rechnet man mit den zulässigen Belastungen und Beanspruchungen, so sind die Zeichen dieser entsprechend in Gl. (7) einzusetzen. Gleichung (7) geht infolgedessen über in:

$$(8) \qquad \max. Q_{zul} = \frac{W \pi}{s_k} \sigma_{d_{zul}} \left(\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d_{zul}}} - 1 \right) = \frac{W \pi}{s_k} \cdot \frac{P}{F} (\omega - 1),$$

wenn $\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d_{zul}}} = \omega$.

Ohne Nachweis lassen die Vorschriften hierfür 2% der Druckkraft zu.

Die vorstehenden Formeln gelten sowohl für einteilige als auch für mehrteilige Druckstäbe.

Bei mehrteiligen Druckstäben erhält der dem Krümmungsmittelpunkt zunächst gelegene Einzelstab infolge des Ausknickens des Stabes einen größeren Lastanteil als die übrigen Einzelstäbe. Bei einem auf Biegung beanspruchten Knickstab ist die Druckkraft in der Druckzone infolge eines Biegemomentes:

$$N = \frac{M S}{J},$$

wenn S das statische Moment des gedrückten Stabteiles, J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts und M das Moment an der bezogenen Stelle bedeuten. Wendet man dieses sinngemäß auf den Einzelstab eines mehrteiligen Knickstabes an, so ist die Knicklast jenes:

$$(9) \qquad K_1 = \frac{K}{F} F_1 + \frac{K \Delta_y F_1 z}{J_y} = \frac{K F_1}{F} \left[1 + \frac{z \Delta_y}{i_y^2} \right].$$

Setzt man die entsprechenden Werte für Δ_y aus Gl. (6a) ein, so geht Gl. (9) über in:

$$K_1 = \frac{K F_1}{F} \left[1 + \frac{z}{i_y^2} \cdot \frac{W_y}{K} (\sigma_Q - \sigma_k) \right].$$

Führt man für K im Nenner des Klammerwertes $F \sigma_k$ ein, so wird:

$$(10) \qquad K_1 = K \frac{F_1}{F} \left[1 + z \frac{W_y}{J_y} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_k} - 1 \right) \right].$$

Rechnet man mit den zulässigen Belastungen und Beanspruchungen, gibt Gl. (10):

$$(11) \qquad P_1 = P \frac{F_1}{F} \left[1 + z \frac{W_y}{J_y} (\omega_y - 1) \right],$$

hierin ist $\frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{d_{zul}}} = \omega_y$.

Sonderfall 1: Der Stab bestehe aus 2 gleichen, symmetrisch angeordneten Einzelstäben, z. B.][, und werde mittig belastet:

Es ist für diesen Stab:

$$F_1 = \frac{F}{2}; \quad P_1 = F \frac{\sigma_{zul}}{2 \omega_1}; \quad W_y \backsimeq F z, \; J_y = F z^2.$$

Für Gl. (7) kann man deshalb schreiben:

$$(12) \qquad \max. Q_k = \frac{F \cdot z \pi}{s_k} \cdot \frac{K}{F} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right) = \frac{K z \pi}{s_k} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right).$$

Für Gl. (8) ist entsprechend zu schreiben:

$$(13) \qquad \max. Q_{zul} = \frac{P z \pi}{s_k} (\omega_y - 1),$$

bezogen auf die y-Achse.

Gleichung (10) ergibt:

$$(14) \qquad K_1 = \frac{K}{2} \left[1 + \frac{z}{z} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right) \right] = \frac{K}{2} \cdot \frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}}.$$

oder

$$(15) \qquad K = \frac{2 K_1 \sigma_{k_y}}{\sigma_Q}.$$

Die Gl. (11) für die zulässigen Werte liefert:

$$P_1 = \frac{P}{2} \left[1 + \frac{z}{z} (\omega_y - 1) \right] = \frac{P}{2} \omega_y,$$

oder

$$(16) \qquad P = \frac{2 P_1}{\omega_y} = \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_1 \omega_y},$$

oder auch

$$(17) \qquad \sigma = \frac{P \omega_1 \omega_y}{F}.$$

Damit der Stab für die beiden Achsen dieselbe Tragkraft besitzt, muß sein:

$$P = \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_x} = \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_1 \omega_y};$$

hieraus:

$$(18) \qquad \omega_1 = \frac{\omega_x}{\omega_y}.$$

Aus einer ω-Tabelle läßt sich das zu ω_1 gehörende λ leicht aufsuchen, ebenso leicht läßt sich sodann die Knicklänge s_1 des Einzelstabes ermitteln, da ja i_1 bekannt ist. Fällt diese Knicklänge zu klein aus, muß J_y vergrößert werden. ω_1 muß immer größer als 1 sein und ω_y kleiner als ω_x, damit der Stab nach beiden Achsen gleich große Tragkraft besitzt.

Sonderfall 2: Der Stab bestehe aus 3 gleichen, symmetrisch angeordneten Einzelstäben, z. B. aus $\overset{z}{\uparrow}\,\overset{z}{\uparrow}\,\overset{z}{\uparrow}$ I I I, und werde mittig belastet.

Für diesen Stab ist

$$F_1 = \frac{F}{3}; \quad P_1 = \frac{F\,\sigma_{zul}}{3\,\omega_1}; \quad W \backsimeq \frac{2}{3} F z, \quad J_y \backsimeq \frac{2}{3} F z^2.$$

Für Gl. (7) kann man deshalb schreiben:

$$\text{max. } Q_k = \frac{2}{3} \cdot \frac{K \pi z}{s_k} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right). \tag{19}$$

Gleichung (8) geht entsprechend über in:

$$\text{max. } Q_{zul} = \frac{2}{3} \cdot \frac{P \pi z}{s_k} \cdot (\omega_y - 1). \tag{20}$$

Die Knicklast und zulässige-Belastung ergeben sich dadurch, daß der mittlere Einzelstab mit $^1/_3$ der Gesamtlast und die äußeren wie beim zweiteiligen Stab in Anspruch genommen werden können. Es ist deshalb:

$$K = \frac{K}{3} + 2 K_1 \frac{\sigma_{k_y}}{\sigma_Q}$$

oder

$$K = \frac{3 K_1 \sigma_{k_y}}{\sigma_Q} \tag{21}$$

und

$$P = \frac{3 P_1}{\omega_y} = \frac{F\,\sigma_{zul}}{\omega_1\,\omega_y} \tag{22}$$

oder

$$\sigma = \frac{P\,\omega_1\,\omega_y}{F}; \tag{23}$$

Damit der Stab wiederum für beide Achsen gleich tragfähig wird, muß sein:

$$\sigma = \frac{P\,\omega_x}{F} = \frac{P\,\omega_1\,\omega_y}{F}$$

oder

$$\omega_1 = \frac{\omega_x}{\omega_y}. \tag{24}$$

Die weiteren Ermittlungen sind wie die beim zweiteiligen Stab.

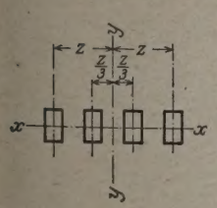


Abb. 2.

Sonderfall 3: Um einen gesetzmäßigen Aufbau für die Formeln der Querkräfte und Belastungen zu erreichen, wird noch der vierteilige Druckstab mit gleichem Abstand der Einzelstäbe untersucht, s. nebenstehende Skizze.

Es ist

$$F_1 = \frac{F}{4}; \qquad P_1 = \frac{F\,\sigma_{zul}}{4\,\omega_1};$$

$$J_y = 2 F_1 \left[\frac{z^2}{9} + z^2 \right] = \frac{20}{9} F_1 z^2 = \frac{5}{9} F z^2; \quad W_y = \frac{5}{9} F z$$

und aus Gl. (7):

$$\text{max. } Q = \frac{5}{9} F z \frac{\pi}{s_k} \cdot \frac{K}{F} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right) = \frac{5}{9} \cdot \frac{K \pi z}{s_k} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right)$$

$$= \eta \frac{K \pi z}{s_k} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right).$$

Für η ist allgemein zu setzen, vergl. auch Gl. (12) u. (19):

$$\eta = \frac{n+1}{3(n-1)},$$

wenn n die Anzahl der Einzelstäbe bedeutet.

Es ist also allgemein zu schreiben:

$$\text{max. } Q_k = \frac{n+1}{3(n-1)} K \pi \frac{z}{s_k} \left(\frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}} - 1 \right) \tag{25}$$

Gleichlaufend ist die der Dimensionierung vorzulegende Querkraft:

$$\text{max. } Q_{zul} = \frac{n+1}{3(n-1)} P \frac{\pi z}{s_k} (\omega_y - 1) \tag{26}$$

Die Knicklast läßt sich für die n Stück Einzelstäbe anschreiben zu:

$$K = n K_1 \frac{\sigma_{k_y}}{\sigma_Q} = F \frac{\sigma_{k_1} \cdot \sigma_{k_y}}{\sigma_Q}, \tag{27}$$

oder auch die auf den am meisten belasteten Einzelstab fallende Knicklast:

$$K_1 = \frac{K}{n} \frac{\sigma_Q}{\sigma_{k_y}}. \tag{27a}$$

Entsprechend ergeben sich die zulässigen Lasten usw.:

$$P = n P_1 \frac{1}{\omega_y} = \frac{n F_1 \sigma_{zul}}{\omega_1 \omega_y} = \frac{F \sigma_{zul}}{\omega_1 \omega_y} \tag{28}$$

$$P_1 = \frac{P \omega_y}{n} \tag{28a}$$

$$\sigma = \frac{P \omega_1 \omega_y}{F}. \tag{29}$$

Die Knicklänge des Einzelstabes ergibt sich immer aus der Bedingung:

$$\omega_1 = \frac{\omega_x}{\omega_y}, \tag{30}$$

wenn die Tragfähigkeit für beide Achsen gleich groß sein soll.

Die allgemeinen Formeln (25)—(30) sind mit K immer auf die Knicklast und mit P und ω_y auf die zulässige Last bezogen. Für die Ermittlung der Knicklasten empfehle ich die Tetmajerschen Werte, besser den Versuchen entsprechen jedoch die Werte von Strand, s. Z. d. B. 1914, S. 88 u. f., für die Ermittlung der zulässigen Belastungen und Beanspruchungen sind die ω-Werte nach den amtlichen Bestimmungen maßgebend.

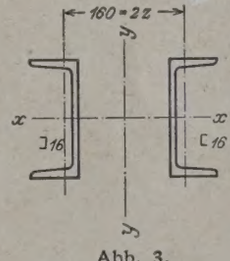


Abb. 3.

Die Formeln für die Knicklasten wurden im „Holzbau“ 1920, S. 61, Anlage zur D. B. Z., durch Verfasser schon zum Teil bekanntgegeben.

Nachstehendes Beispiel soll die Einfachheit der ermittelten Formeln zeigen. Es sei ein Stab aus St. 37 mit dem nebenstehenden Querschnitt gegeben. Die Stablänge s_k betrage 4 m. Es ist $J_x = 1850$ cm^4, $J_y = 3242$ cm^4, $J_1 = 853{,}4$ cm, $F = 48$ cm^2, $i_x = 6{,}21$ cm, $i_y = 8{,}22$ cm, $i_1 = 1{,}89$ cm, $\lambda_x = \frac{400}{6{,}21} = 64{,}5$; $\lambda_y = \frac{400}{8{,}22} = 48{,}7$; $\omega_x = 1{,}318$; $\omega_y = 1{,}161$. Um den Querschnitt nach beiden Achsen gleich tragfähig zu haben, muß nach Gl. (30) sein:

$$\omega_1 = \frac{\omega_x}{\omega_y} = \frac{1{,}318}{1{,}161} = 1{,}135;$$

das hierzu gehörende $\lambda_1 = 45$, oder die Knicklänge des Einzelstabes $s_1 = 45 \cdot 1{,}89 = 85$ cm. Nach den Werten von

Strand, s. a. a. O., ist für Flußeisen $\sigma_Q = 3$ t/cm² und für λ_1 $\sigma_{k_1} = 2{,}702$ t/cm², $\sigma_{k_x} = 2{,}420$ t/cm², $\sigma_{k_y} = 2{,}649$ t/cm².

Die Knicklast in bezug auf die x-Achse ist:

$$K_x = 48 \cdot 2{,}42 = 116 \text{ t.}$$

In bezug auf die y-Achse und den zweiteiligen Querschnitt ist nach Gl. (27):

$$K_y = 48 \cdot 2{,}702 \frac{2{,}649}{3{,}0} = 115 \text{ t.}$$

Die auf den am meisten belasteten Einzelstab entfallende Knicklast ist nach Gl. (27a):

$$K_1 = \frac{115}{2} \cdot \frac{3{,}0}{2{,}649} = 65{,}1 \text{ t.}$$

Die zulässigen Belastungen ergeben sich entsprechend, wenn $\sigma_{zui} = 1{,}4$ t/cm², nach Gl. (28):

$$P = 48 \cdot \frac{1{,}40}{1{,}135 \cdot 1{,}161} = 48 \cdot \frac{1{,}4}{1{,}318} = 51 \text{ t}$$

nach Gl. (28a): $P_1 = \frac{51}{2} \cdot 1{,}161 = 29{,}6$ t.

Die Querkräfte betragen nach Gl. (25):

$$\text{max. } Q_k = \frac{2+1}{3(2-1)} \cdot 115\,\pi \frac{8{,}0}{400} \left(\frac{3{,}0}{2{,}649} - 1 \right) = 0{,}955 \text{ t;}$$

nach Gl. (26):

$$\text{max. } Q_{zul} = \frac{2+1}{3(2-1)} \cdot 51\,\pi \frac{8{,}0}{400} (1{,}161 - 1) = 0{,}54 \text{ t.}$$

Der Wert für max. Q_{zul} ist deshalb so hoch, da die ω-Werte die mit größerem Schlankheitsgrad auch größer werdenden Knicksicherheiten enthalten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zur Frage der Beteiligung Deutschlands am V. Internationalen Straßenkongreß in Mailand.

Von Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. J. Brix, Berlin-Charlottenburg.

Am 24. Oktober v. J. wurde die Frage der Beteiligung Deutschlands am Internationalen Straßenkongreß, der im September 1926 stattfinden wird, in der Ständigen Kommission der Internationalen Straßenkongresse zu Paris besprochen.

Gemäß Beschluß der Ständigen Kommission vom 21. Juni 1920 können die früheren Zentralmächte erst wieder in den Internationalen Ständigen Verband der Straßenkongresse aufgenommen werden, nachdem sie Mitglieder des Völkerbundes geworden sind. Infolge der Verhandlungen von Locarno schien nun dieser Moment in die Nähe gerückt zu sein, weshalb der Vertreter von Italien, Prof. Luiggi, unterstützt vom I. Schweizer Delegierten der J. S. K., Herrn Dipl.-Ing. Fritz Steiner in Bern, die Zulassung von Deutschland zum Kongreß von Mailand beantragt hat. Hierauf wurde beschlossen, daß Deutschland, sobald es dem Völkerbund beigetreten ist und bei der Ständigen Geschäftsstelle der Internationalen Straßenkongresse ein Gesuch um Wiederaufnahme in den Verband gestellt hat, am Kongreß in Mailand teilnehmen kann.

Hiervon unabhängig hat der genannte Schweizer Delegierte den Antrag gestellt, daß als offizielle Sprache des Kongresses von Mailand auch die deutsche Sprache erklärt werde. Dieser Antrag wurde genehmigt, nachdem Italien sich bereiterklärt hatte, die Kosten der Übersetzung der Berichte in die deutsche Sprache auf eigene Rechnung zu übernehmen. Damit ist wenigstens erreicht, daß Deutschland die Berichte in der Muttersprache auch dann zugänglich sind, wenn sein Eintritt in den Völkerbund wider Erwarten noch eine Verzögerung erleiden sollte.

Der Schweizer Delegierte hat mit seinem Antrag nicht nur seinen Schweizer Kollegen deutscher Zunge, sondern auch den Fachkollegen Deutschlands und Österreichs einen hochdankenswerten Dienst erwiesen. Bedauerlich ist nur, daß die Ständige Internationale Kommission auch angesichts des versöhnlichen Geistes von Locarno und entgegen der Gepflogenheit bei andern internationalen Kongressen, starr daran festzuhalten scheint, daß die Beteiligung Deutschlands an fachwissenschaftlichen internationalen Tagungen von seinem Eintritt in den Völkerbund abhängig zu machen sei, und daß auch dann noch die Meinung vorherrscht, Deutschland solle, anscheinend ohne vorherige der internationalen Höflichkeit entsprechende Einladung, ein an sich natürlich geschäftlich gerechtfertigtes Gesuch um Wiederaufnahme in den Verband der Internationalen Straßenkongresse stellen. Man darf aber doch wohl der Hoffnung Ausdruck geben, daß seitens der Ständigen Kommission in eine nochmalige Beratung der Angelegenheit mit besserem Ergebnisse eingetreten werden wird.

Preisausschreiben

der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Erlangung eines dynamischen Spannungs- und eines Schwingungsmessers.

Aus Interessentenkreisen ist vielfach die Anfrage ergangen, ob der Termin für die Einreichung der Wettbewerbsapparate nochmals verlängert werden sollte. Davon kann keine Rede sein. Die Zeit, die den Erfindern und Konstrukteuren für die Ausarbeitung eines bedingungsgemäßen Apparates bis zum 1. April 1926 zur Verfügung stand, war reichlich bemessen. Die Deutsche Reichsbahn wartet sehnsüchtig auf den erwünschten Apparat und hofft auf recht rege Beteiligung. Die Inangriffnahme des dynamischen Problems drängt aus wirtschaftlichen Gründen. Was nützt es, wenn auf der einen Seite statisch mit peinlicher Genauigkeit gerechnet wird und auf der anderen Seite zur Berücksichtigung der rechnerisch noch nicht faßbaren dynamischen Einflüsse rohe Zuschläge gemacht werden? Das Maß dieser Zuschläge muß mit der Zeit ebenso peinlich ermittelt werden, wie alle statischen Kräfte. Auf theoretischem Wege sind dabei schon manche Versuche zur Lösung dieses Problems gemacht worden, doch ist diese Frage ohne Kenntnis des tatsächlichen Verhaltens der Tragwerke unter der bewegten Last unlösbar. Daher müssen eingehende, gewissenhafte, alle Einflüsse einzeln erfassende Messungen vorgenommen und ihre Auswertung dann in brauchbare Formeln gebracht werden. Auch auf diesem praktischen Wege ist schon viel geleistet worden, mit eisernem Fleiß hat mancher Wissenschaftler schon unendliches Versuchsmaterial zusammengetragen und ausgewertet. Aber — bisher alles umsonst, weil die verwendeten Apparate nicht für die dynamischen Messungen geeignet waren und die Messungsergebnisse daher unzuverlässig und falsch sind. Man hat sich daher erst neuerdings damit befaßt, die Eigenschaften eines für solche Zwecke brauchbaren Apparates festzulegen, und diese den Ausschreibungsbedingungen für den Wettbewerb zugrunde gelegt. Die geforderten Bedingungen müssen erfüllt sein, sonst ist der Apparat für den vorliegenden Zweck nicht geeignet. Daß die Erfüllung der Bedingung schwierig ist, ist jedem Fachmann klar, dafür winken aber auch als Preise ansehnliche Summen.

	Spannungsmesser:	Schwingungsmesser:
1. Preis	8000 RM.	7000 RM.
2. „	6000 „	5000 „
3. „	4000 „	3000 „

Müllenkamp.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Lehrlingsausbildung im Baugewerbe.

Die Wiedergesundung des Baugewerbes ist von quantitativer und qualitativer Leistungssteigerung abhängig. Um diese zu erreichen, muß ein tüchtiger und ausreichender Facharbeiterstamm zur Verfügung stehen; es ist also notwendig, daß die Lücken, die der Krieg und seine Folgen gerissen haben, so schnell als möglich aufgefüllt werden. Das ist auf die Dauer nur möglich durch intensive Förderung eines in jeder Beziehung vollwertigen Facharbeiternachwuchses.

Unter diesen Umständen ist es Pflicht einer jeden Bauunternehmung, mit zur Heranbildung eines ausreichenden und guten Nachwuchses durch Einstellung von Lehrlingen beizutragen. Diese Erkenntnis beginnt sich allmählich in allen beteiligten Kreisen durchzusetzen. Nicht nur die handwerksmäßigen Baubetriebe, sondern auch die industriellen Bauunternehmungen widmen sich heute der Lehrlingsausbildung. Das Handwerk allein kann den erforderlichen Nachwuchs heute nicht mehr stellen; vielmehr muß die Lehrlingsausbildung Allgemeingut aller Baubetriebe werden.

Vereinzelt wird zwar die Meinung vertreten, daß zur Ausbildung von Lehrlingen der sogenannte „kleine Befähigungsnachweis" erforderlich sei. Dies trifft aber nur bedingt zu. Der sogenannte „kleine Befähigungsnachweis", nach dem nur solche Handwerker, die das 24. Lebensjahr vollendet und eine Meisterprüfung abgelegt haben, zur Anleitung von Lehrlingen befugt sind, gilt nur für die Lehrlingsausbildung in Handwerksbetrieben. Die baugewerblichen Großbetriebe gehören aber nicht zum Handwerk. Sie sind vielmehr den industriellen Fabrikbetrieben gleichzustellen, die ebenfalls zur Ausbildung von Lehrlingen befugt sind und für die nur die allgemeinen Vorschriften der Gew.-O. über Lehrlingsausbildung §§ 126 bis 128) Anwendung finden. Die besonderen Vorschriften der §§ 129—132 der Gewerbeordnung gelten nur für Handwerker, nicht für industrielle Betriebe. Die industriellen Großbetriebe können also ebenso wie die Handwerksmeister Lehrlinge ausbilden.

Die Beton- und Eisenbetonbauindustrie bildet dementsprechend auch in ihren Betrieben Lehrlinge in größerer Anzahl aus. Diese Bestrebungen werden allerdings von den Innungen „mit gemischten Gefühlen" aufgenommen[1]). Man ist in diesen Kreisen der Ansicht, daß die Handwerksmeister in den weitaus meisten Fällen die Betonarbeiten selbst mit ausführen und daß die Handwerkslehrlinge auch in diesen Fächern ausgebildet und geprüft werden. Es ist nicht Absicht dieser Zeilen, Können und Fähigkeiten der Innungsmeister in irgendeiner Weise herabzusetzen, aber es muß doch gesagt werden, daß die handwerksmäßigen Baugeschäfte nicht in der Lage sind, Betonarbeiten bzw. Beton- und Eisenbetonbauten in größerem Umfange selbst auszuführen. Der Beton- und Eisenbetonbau hat sich völlig unabhängig vom alten Bauhandwerk entwickelt. Er hat durch Versuchsbauten und durch Versuche in Bauingenieurlaboratorien die ungelösten Fragen über das Wesen der neuen Bauweise wissenschaftlich geklärt und ist aus seiner ersten Entwicklung zwischen den Jahren 1880 und 1890 heraus zu einer ganz neuen Form der Bauausführung geworden, grundlegend für die Ausführung derartiger Arbeiten ist die Tätigkeit des „Ingenieurs". In seiner Hand liegt die Erledigung der für diese Art der Bauausführung erforderlichen umfangreichen technisch-wissenschaftlichen Vorarbeiten. Diese beschränken sich nicht allein auf die Herstellung von Bauzeichnungen und auf die spätere Beaufsichtigung von Ausführungsarbeiten. Es sind vielmehr auch umfangreiche auf wissenschaftlicher Grundlage beruhende statische Berechnungen usw. notwendig. Das im allgemeinen erforderliche große Betriebskapital und der notwendige umfangreiche Maschinen- und Gerätepark sollen nicht unerwähnt bleiben. Kleinbetriebe können also aus den vorerwähnten Gründen heraus keine Beton- und Eisenbetonarbeiten ausführen und infolgedessen hierin auch keine Lehrlinge ausbilden.

Bei dieser Gelegenheit verdient ein Urteil des Amtsgerichts Kiel vom 2. November 1925 Erwähnung, das im „Bauingenieur" 1926 S. 38 abgedruckt wurde. Auf eine Anzeige hin erhielt eine Eisenbetonbauunternehmung im Frühjahr 1925 von der Polizeibehörde eine Strafverfügung wegen unbefugter Lehrlingshaltung. Die Firma erhob hiergegen Einspruch und beantragte gerichtliche Entscheidung. Diese führte zu kostenlosem Freispruch, da ein Betonbaubetrieb kein handwerksmäßiger, sondern ein industrieller Betrieb sei.

Herrn Innungsobermeister Arendt ist darin voll beizupflichten, daß alle Kräfte eingesetzt werden müssen, um für einen ausgebildeten Nachwuchs Sorge zu tragen und daß alles getan werden muß, dem Facharbeitermangel für die Zukunft vorzubeugen. Aber wie vereinbart sich diese zu unterstützende Auffassung damit, daß auf der einen Seite industriellen Betrieben das Recht zur Lehrlingsausbildung streitig gemacht wird, und daß die Maßnahmen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland e. V. in der Lehrlingsfrage von den Innungen „mit recht gemischten Gefühlen" aufgenommen werden, während andererseits zur gleichen Zeit die Bauindustrie, zu der in erster Linie der Beton- und Eisenbetonbau gehört, als Nutznießer der von den Innungsmitgliedern für die Lehrlingsausbildung aufgewendeten Mühe bezeichnet wird?

Gegen die Ausbildung von Lehrlingen in der Beton- und Eisenbetonindustrie wird besonders eingewandt, daß die Ausbildung zu einseitig sei, als daß sie der handwerksmäßigen Ausbildung gleichgestellt werden könnte. Das Arbeitsgebiet der Beton- und Eisenbetonbauindustrie ist aber so umfangreich, daß von einer einseitigen Ausbildung wirklich nicht gesprochen werden kann. Die Betriebe, in denen Lehrlinge ausgebildet werden, sind zum großen Teil Mischbetriebe, so daß der dort beschäftigte Lehrling Gelegenheit hat, den gesamten Baubetrieb kennen zu lernen. Eine Ausbildung in einem solchen Betrieb ist durchaus vollwertig und steht in nichts hinter der Ausbildung im Handwerksbetrieb zurück.

Ingenieur Hans Bergwald.

[1]) Vgl. Vortrag „Angelegenheiten des Lehrlingswesens" von Innungsobermeister Arendt auf dem Delegiertentag des Innungsverbandes der deutschen Baugewerksmeister. (Auszug in Heft 47 der „Bauwelt" 1925.)

Bemühungen um Verbesserungen im Baugewerbe in Amerika. Es werden gegenwärtig von Regierungsingenieuren unter Leitung des U. S. Bureau of Standards eine Reihe von Versuchen angestellt, die eine Verbesserung und eine Verbilligung der Bauweise von Wohngebäuden bezwecken. Um die zweckmäßigsten Materialien für die Herstellung schallsicherer Wände zu bestimmen, werden in eine Trennungswand verschiedene Substanzen, wie Mischungen, die Kalk oder Gips enthalten, eingefügt und Schallprüfungen unterzogen. Bauvereinigungen beteiligen sich an diesen Untersuchungen, die neben der Schallundurchlässigkeit von Wänden den Vorteil möglichst großer Raumersparnis herbeiführen sollen. Die Bruchfestigkeit von Fensterglas, von dem mehr als 5 000 Muster 12 × 12 Zoll groß in Rahmen gespannt, geprüft werden, soll den betreffenden Fabrikanten auf Grund der ihnen mitgeteilten Prüfungsergebnisse die Anregung geben, ihre Produkte zu verbessern. Ein Teil der Arbeiten ist Festigkeitsprüfungen von Tonziegeln, Kalksandsteinen und Wandkacheln gewidmet. Mauern, die aus solchem Material gebaut sind, läßt man 60 Tage stehen, bis sie durch die Versuchsmaschinen zertrümmert werden. Weitere Untersuchungen erstrecken sich auf die verschiedenen Materialien, die für Isolierung gegen Bodenfeuchtigkeit in Frage kommen. Um die Möglichkeit der Rostverminderung bei Rohrleitungen unter Grund zu prüfen, wurden 13 000 Rohrstücke verschiedenen Materials in 46 typischen Erden, über das ganze Land verbreitet, versenkt.

Handelssekretär Hoover gründete vor einiger Zeit eine besondere Abteilung unter dem Namen „Division of Building and Housing", der in erster Linie das Studium der Finanzierung von Bauten und die Zoneneinteilung von Ortschaften in bezug auf Wohn- und Geschäftszentren obliegt.

Bautätigkeit und Bauerlaubnisse im 3. Vierteljahr und im Oktober 1925. In den Gemeinden mit über 50 000 Einwohnern ist der Reinzugang an gewerblichen Gebäuden im September gegenüber August gestiegen. Dagegen ist der Reinzugang an Wohngebäuden und Wohnungen und auch die Zahl aller Bauerlaubnisse gegenüber August etwas gesunken.

Bautätigkeit und Bauerlaubnisse in den Monaten des 3. Vierteljahrs 1925 und im Oktober.

A. Reinzugang an Gebäuden und Wohnungen.

1. In Gemeinden mit 50 000—100 000 Einwohnern.

Monat:	Gebäude überhaupt	davon Wohngebäude	Wohnungen
Juli	409	256	838
August	403	266	989
September	414	242	711
Oktober	551	344	902

2. In Gemeinden von über 100 000 Einwohnern.

Juli	1436	883	3351
August	1326	814	2780
September	1356	821	2546
Oktober	1598	1008	3628

B. Bauerlaubnisse.

In Gemeinden mit 50 000—100 000 Einwohnern.

	Juli	August	September	Oktober
für Gebäude	483	529	417	348
(davon Wohngebäude)	(305	320	229	229)

In Gemeinden mit über 100 000 Einwohnern.

	Juli	August	September	Oktober
für Gebäude	2270	2003	1974	2083
(davon Wohngebäude)	(1320	1130	1039	1127)

Dagegen ist im gesamten 3. Vierteljahr 1925 der Zugang an gewerblichen Gebäuden gegenüber den vorhergehenden Jahresvierteln zurückgeblieben, während der Zugang an Wohngebäuden merklich gestiegen ist und zwar um 4,6% gegenüber dem 2. Vierteljahr (der Zugang an Wohnungen ist um 16% gegenüber dem 2. Viertel gestiegen). Im ganzen ist jedoch der Zugang um 0,8% hinter dem Zugang im letzten Vierteljahr zurückgeblieben.

Reinzugang an Gebäuden und Wohnungen in 86 Gemeinden mit 50 000 und mehr Einwohnern.

		Gebäude überhaupt	davon Wohngebäude	davon Sonstige Gebäude	Wohnungen
9244	gesamt:	16225	8996	7229	27099
1192	1. Viertel	4191	2586	1609	7706
	2. „	2885	1493	1392	4621
	3. „	3824	1902	1922	5901
	4. „	5362	3031	2331	8734
1925	1. Viertel	5771	3206	2565	8915
	2. „	5815	3361	2454	10416
	3. „	5767	3517	2250	12099

(Nach Wirtschaft und Statistik. (Vergl. auch Bauingenieur Nr. 27, S. 804.)

Rechtsprechung.

Arbeitsrecht. a) Werkswohnungen. Das Preußische Kammergericht wendet sich gegen die Auffassung der Wohnungsämter, daß Werkswohnungen ihren Charakter als solche dadurch verlieren, daß sie längere Zeit an betriebsfremde Personen vermietet worden sind. Das Kammergericht stellt im Gegensatz hierzu den Grundsatz auf, daß Räume ihre Eigenschaft als Werkswohnungen nicht dadurch verlieren, daß sie von Nichtwerksangehörigen benutzt werden. Um einer Wohnung den Charakter als Werkswohnung zuzusprechen, genüge es, daß die Räume am 1. Juli 1918 zur Unterbringung von Werksangehörigen gedient haben oder hierzu bestimmt gewesen seien. Letzteres werde nicht dadurch ausgeschlossen, daß die Räume damals vorübergehend zu anderen Zwecken benutzt wurden. (Pr. Kammergericht XVII, v. 20. 2. 25.)

b) Zu den gröblichen Verletzungen der Pflichten eines Betriebsratsmitgliedes gehört Einwirkung auf Arbeitnehmer zum Beitritt in eine Gewerkschaft. Nach Wortlaut und Sinn des § 66 Ziffer 6 BRG. ist es eine der wichtigsten Aufgaben der Betriebsratsmitglieder, für Ausgleichung namentlich der gewerkschaftlichen Gegensätze innerhalb der Arbeitnehmerschaft Sorge zu tragen. Der Betriebsrat hat sich jeder Beeinflussung der Arbeiter für oder gegen eine Gewerkschaft zu enthalten und überhaupt jede solche Einwirkung anderer Arbeitnehmer zu verhindern. Verstößt ein Mitglied des Betriebsrats gegen diese Verpflichtung, kann gemäß § 39 Absatz 2 BRG. auf Erlöschen seiner Mitgliedschaft erkannt werden. (Gew.Ger. Luckenwalde v. 13. 10. 25.)

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 10, Lützow-Ufer 1a.)

Nach dem Umzug in das neue Verbandshaus sind alle Sendungen nicht mehr nach W 3c, Nollendorfplatz, sondern nach W. 10, Lützow-Ufer 1a, zu schicken. Die Telefonnummern bleiben Nollendorf 3492 und 3493.

Reichsministerium für Technik und Verkehr.

Ein Schritt zur Rationalisierung unserer öffentlichen Verwaltung.

Auf Antrag des Haushaltsausschusses des Reichstags sollte die Regierung ersucht werden, die jetzt dem Reichsfinanzministerium angegliederte Reichsbauverwaltung zum Reichsverkehrsministerium zu überführen und über die weitere Umgestaltung des Reichsverkehrsministeriums bis zum 30. September 1925 eine Denkschrift unter besonderer Berücksichtigung des Gesichtspunktes vorzulegen, möglichst viele technische Verwaltungen dem Reichsverkehrsministerium als einem vorwiegend technischen Ministerium anzugliedern. Es war dies ein Schritt zur Verwirklichung des Bekenntnisses des ehemaligen Reichsverkehrsministers Oeser, das er namens der Reichsregierung auf der Hundertjahrfeier des Berliner Architekten-Vereins aussprach, daß es dem Deutschen Reiche zieme, sich ein eigenes technisches Ministerium zu schaffen.

Nunmehr legt der Reichsbund Deutscher Technik dem Reichstage eine eingehend begründete Eingabe vor, wie er sich die Ausgestaltung dieses technischen Ministeriums denkt. Man gewinnt daraus den Eindruck, daß die Zersplitterung der Technik in der Reichsverwaltung in der Tat eine einheitliche organische Zusammenfassung der technischen Verwaltungen etwa in der Art des früheren preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten dringend notwendig macht. Die jetzige Bearbeitung derselben Materien bei zwei oder drei Stellen erzeugt zweifellos eine Unmenge unnötiger Doppel- oder Leerlaufarbeit. Die Rationalisierung unserer öffentlichen Verwaltungen muß mit der Rationalisierung der Privatwirtschaft Schritt halten. Hoffentlich scheitert die Reform nicht am bürokratischen Ressortpartikularismus.

Wettbewerb für eine Brücke in Drammen.

Bei dem internationalen Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Drammenfluß in Drammen (Norwegen) wurde der dritte Preis dem Zivilingenieur Wilhelm Maelzer-Berlin, in Verbindung mit den Architekten Oberstudiendirektor Carl Roemert und Johann Ruppert, Berlin, zuerkannt. Ein erster Preis gelangte nicht zur Verteilung.

25jähriges Bestehen des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes.

Aus Anlaß des 25jährigen Bestehens des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes, einer der drei Arbeitgeber-Spitzenorganisationen des Deutschen Baugewerbes, fand am 8. Oktober 1925 im Plenarsaal des Reichswirtschaftsrates eine Festtagung statt.

Der Verbandsvorsitzende, Herr Walter Ziegler-Berlin, begrüßte zunächst die große Anzahl der erschienenen Vertreter der Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden, der Technischen Hochschule Berlin, des Reichsverbandes der Deutschen Industrie, der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände und anderer Organisationen des Baugewerbes. Er gedachte anschließend mit tief empfundenen Dank des im Jahre 1924 verstorbenen ersten Verbandsvorsitzenden Dr. Krause-Reymer, sowie des bei der Tagung anwesenden früheren Verbandsdirektors Dr. Dietrich.

Es folgte der Vortrag von dem jetzigen Verbandsdirektor Dr. Schütz über „Das Tiefbaugewerbe im Rahmen der nationalen Wirtschaft", in dem u. a. ein Überblick über die Entwicklung des Verbandes gegeben wurde, der vor 25 Jahren von 36 Tiefbauunternehmern ins Leben gerufen worden war und heute zu einer Stärke von 1222 Mitgliedern angewachsen ist.

Im Anschluß daran hielt Herr Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Dr. jur. Randzio, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, an Hand von Lichtbildern einen Vortrag über „Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken", und zwar wurden in diesem Vortrage einmal die Rekonstruktionen in den Stollenstrecken des sehr bemerkenswerten, im ganzen 1600 km langen Aquedotto Pugliese, der apulischen Wasserleitung in Süditalien, behandelt, ferner die Wiederherstellung der verunglückten Baustelle des Kraftwerkes Moabit der Städtischen Elektrizitätswerke Berlin, besprochen. Diese Ausführung ist bemerkenswert dadurch, daß in diesem Falle auf Vorschlag des Vortragenden mit Erfolg unter Wasser mit Preßbeton gearbeitet worden ist.

Den Schluß der Veranstaltung bildete eine geschäftliche Sitzung, an die sich ein gesellschaftliches Zusammensein anschloß.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 17. Dez. 1925.

Kl. 5c, Gr. 4. M 79 527. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Türstockzimmerung für den Grubenausbau. 3. XI. 22.

Kl. 5c, Gr. 6. W 67 184. Fa. Westdeutsche Tiefbohrgesellschaft m. b. H., Essen. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Aufbrüchen. 26. IX. 24.

Kl. 20h, Gr. 5. J 25 425. Gustav Juska, Görlitz, Goethestr. 17. Bremsschuh für Schienenfahrzeuge. 28. XI. 24.

Kl. 20k, Gr. 9. A 43 911. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Anordnung zur Befestigung der zur seitlichen Festlegung des Fahrdrahtes bei Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen dienenden Stützstreben. 12. I. 25.

Kl. 20k, Gr. 14. S 63 337. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenschutz. 12. VII. 23.

Kl. 35b, Gr. 1. G 62 862. Albert Gagg, Konstanz, Schillerstr. 5. Schutzvorrichtung an Laufkränen. 4. XII. 24.

Kl. 37b, Gr. 3. N 23 092. Fritz Nitzsche, Karlsruhe, Eisenlohrstr. 16. Betonfuß für Holzmaste; Zus. z. Pat. 405 801. 11. IV. 24.

Kl. 37f, Gr. 3. L 60 256. Johann Leßnig, Sinzig a. Rh. Ölbehälter aus Formsteinen. 14. V. 24.

Kl. 37f, Gr. 7. G 62 111. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen Rheinland. Traggerüst für Hochöfen. 30. VIII. 24.

Kl. 37f, Gr. 7. K 92 065. Dipl.-Ing. Martin Körber, Greiz. Traggerüst zur Massenherstellung von Rund- oder Vieleckbauten. 11. XII. 24.

Kl. 65 b, Gr. 3. K 90 885. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga, Lettland, und Dr.-Ing. Walter Koeniger, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 44. Verfahren zum Bergen von Schiffen nach dem Gefrierverfahren. 8. IX. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. D 48 951. Hermann Dinkelspiel, Mannheim, N. 5, 1. Verfahren zur Herstellung widerstandsfähiger Straßenbauten. 7. X. 25.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 69 488. Société Anonyme „Lapp", Paris; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Verfahren zur Verwendung von Tonerdezement in Verbindung mit gewöhnlichen Zementen. 31. III. 25. Frankreich 1. IV. 24.

Kl. 81 e, Gr. 36. M 88 166. Dr.-Ing. Karl W. Moatner u. Albert Kaiser, Düsseldorf, Immermannstr. 66. Silo mit Einbauten für die Lagerung von feuchtem Gut. 28. I. 25.

Kl. 84 d, Gr. 2. B 118 380. Friedrich Brennecke, Borna b. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerketten; Zus. z. Pat. 415 457. 23. II. 25.

Kl. 84 d, Gr. 2. O 14 863. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Kettenführung bei Hoch- oder Hoch- und Tiefbaggern. 7. IV. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 50 vom 17. Dez. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 38. 423 547. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für Lichtsignale, insbesondere für Eisenbahnzwecke. 29. III. 24. S 65 606.

Kl. 80 b, Gr. 5. 423 535. Max Gensbaur, Kladno, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. J. Ephraim, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von hydraulischen Bindemitteln. 12. X. 24. G 62 417.

Kl. 80 b, Gr. 9. 423 540. Arno Andreas, Münster i. W., Ludgeristr. Nr. 28 A. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtplatten. 23. IV. 24. A 42 119.

Kl. 80 b, Gr. 17. 423 462. Ludwig Wilhelm Wunderlich, Demmin i. Pomm. Herstellung einer zur Dachdeckung, Fußboden- oder Wandbekleidung bzw. als Isolierstoff verwendbaren Masse. 23. XI. 24. W 67 704.

Kl. 80 b, Gr. 25. 423 536. Joachim Jachzel, Tileagd gara; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Gewinnung von Stampfasphaltmehl und ähnlichen Produkten. 4. III. 25. J 25 849.

Kl. 81 e, Gr. 31. 423 468. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Abraumförderbrücke. 20. IV. 24. B 133 835.

Kl. 81 e, Gr. 31. 423 541. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Abraumförderbrücke. 28. XII. 24. B 117 355.

Kl. 85 c, Gr. 3. 423 463. Activated Sludge Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren z. Reinigen v. Abwässern u. dgl. 14. XI. 15. J 21 072.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Niederschrift über die Tagung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 20./21. Juli 1925 in München. Sonderverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg, Knesebeckstr. 74.

In dem vorliegenden Heft sind auf 74 Seiten die in unserer Zeitschrift bereits wiedergegebenen Vorträge von Geh. Reg.-Rat Prof. Otzen-Hannover über die Arbeiten der Gesellschaft, Geh. Baurat Prof. Dr Brix-Charlottenburg über Ausführungen und Erfahrungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaues, von Prof. Dr. Blum-Hannover über den Autoverkehr und seine Beziehungen zum Eisenbahn- und Wasserstraßenverkehr zum Abdruck gelangt. Zu ihnen tritt der Vortrag von Ministerialrat a. D. Moll: „Gesetzgebung und Finanzierung für Wege des Kraftverkehrs", hinzu. Für die Fachwelt ist es sehr wertvoll, die bedeutsamen Vorträge in handlicher Form vereinigt zu haben. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. J. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. J. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 14. Dezember 1925 sprach im Ingenieurhaus Ingenieur Mast, Berlin-Tempelhof, im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen über das Thema: „Wie schafft sich das Tiefbaugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?" Im Hoch- wie im Tiefbaugewerbe macht sich zurzeit ein Mangel an gut vorgebildeten Facharbeitern bemerkbar. Es ist zu erwarten, daß sich dieser Mangel in den Jahren 1929 bis 1932 noch verschärfen wird, da in diesen Jahren der Geburtenrückgang infolge der Kriegsjahre in Erscheinung treten wird. Dieser Mangel infolge des Geburtenrückganges in Deutschland, der in den Jahren 1913 bis 1923 24% pro Jahr beträgt, wird weiterhin ungünstig beeinflußt durch die Bestrebungen der Gewerkschaften, die auf eine Angleichung des Lohnes für den ungelernten Arbeiter an den des gelernten Facharbeiters hinzielen. Durch die geringe Differenz der Löhne fällt also ein wesentliches Moment, sich Fachkenntnisse anzueignen, weg. Für die Ausbildung von Facharbeitern fällt das Tiefbaugewerbe zunächst ganz aus. Der üblichen Lehrlingsausbildung stehen zwei charakteristische Eigenschaften des Tiefbaugewerbes hemmend entgegen: seine Eigentümlichkeit als ausgesprochenes Wandergewerbe und der mehr industrielle Charakter, der schon bei verhältnismäßig kleinen Tiefbauunternehmungen zu Tage tritt. Sobald ein Bau fertiggestellt ist, sucht der Tiefbauunternehmer ein neues Betätigungsfeld, oft in ganz anderer Gegend des Reiches. Die jungen Leute, welche ein Handwerk lernen wollen, sind wegen der geringen Entlohnung darauf angewiesen im Elternhause zu wohnen und sich von dort beköstigen zu lassen. So weit im Tiefbau Maurer und Zimmerer gebraucht werden, haben diese ihre Ausbildung im Hochbaugewerbe erhalten, das wegen seiner größeren Bodenständigkeit zur Lehrlingsausbildung geeignet ist. Die im Tiefbau notwendigen Spezialarbeiter haben keine geordnete Lehrzeit. Diese Arbeiter haben die verschiedensten Arbeiten auszuführen. Es sind ungelernte Arbeiter, die nach ihrer Geschicklichkeit zu den Spezialarbeiten herangezogen werden. Eine besondere Eignungsprüfung findet nicht statt. Man sollte den Spezialarbeitern erst nach einem Nachweis der erforderlichen Handfertigkeit und Kenntnisse die Spezialarbeiterlöhne zahlen. Auf diese Weise würde es allmählich dazu kommen, daß die so geprüften Leute selbst darauf halten würden, in ihrer Lohnklasse keinen Arbeiter zuzulassen, der nicht den vorschriftsmäßigen Ausbildungsweg gegangen ist. Einer ordentlichen Facharbeiterausbildung steht sehr entgegen, daß das Tiefbaugewerbe infolge der uneingeschränkten Gewerbefreiheit aus sehr heterogenen Elementen zusammengesetzt ist. Der Umstand, daß man nicht alle mitsprechenden Faktoren von vornherein übersehen kann, gibt dem Tiefbaugewerbe noch dazu einen sehr spekulativen Charakter, wodurch allerlei Elemente herangelockt werden, die sich nicht durch besondere Fachkenntnisse auszeichnen. Die auftraggebenden Behörden achten auch nicht genug auf das fachtechnische Können des Unternehmers. Würde vom Tiefbauunternehmer der Nachweis einer gediegenen Vorbildung verlangt, entweder durch Nachweis von sachgemäß durchgeführten Bauten oder durch Nachweis einer bereits zurückgelegten Betätigungszeit bzw. einer guten Mittel- oder Hochschulbildung für das betreffende Fach, dann wäre auch eine bessere Ausbildung der Facharbeiter gewährleistet. Die Ausbildung der zum Polier oder Schachtmeister avancierten Personen ist meistens eine recht mäßige. Es gibt wohl einige Polierschulen in größeren Städten, für die größere Masse aber fehlen sie. Der theoretisch und praktisch gebildete Bauführer muß sich für jeden Spezialfall Poliere und Schachtmeister heranbilden. Wünschenswert wäre auch hier, daß die Ernennung zum Polier oder Schachtmeister vor einer unparteiischen Kommission zu erfolgen hätte. Die Ausbildung der Bauführer ist im allgemeinen sehr gut, bei den Diplom-Ingenieuren ist zu erinnern, daß sie mit der praktischen und wirtschaftlichen Seite des Bauens im Anfange ihrer Tätigkeit zu wenig vertraut sind.

VERZEICHNIS DER IN DER LITERATURSCHAU BEARBEITETEN ZEITSCHRIFTEN UND DER HIERFÜR GEBRÄUCHLICHEN ABKÜRZUNGEN.

Abkürzung	Titel	Anschrift des Verlags
Ann. d. Ponts et Chaussées	Annales des Ponts et Chaussées	A. Dumas, Editeur-Gérant, Rue de la Chaussée d'Antin, Paris
Archiv f. Eisenbahn	Archiv für Eisenbahnwesen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24.
Baumarkt	Baumaterialienmarkt	Leipzig, Uferstr. 21
Bautechnik	Die Bautechnik	Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Beton u. Eisen	Beton und Eisen	Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90
Byggmästaren	Byggmästaren	Redaktion Birgerjarlsgatan 31, IV. Stockholm
Concrete	Cement Mill Edition of Concrete	Concrete Publishing Company, Chicago, 111. North Clark Street 139, U. S. A.
Constr. de Ciment armé	Le Constructeur de Ciment Armé	148 Bd. Magenta, Paris (Xe).
De Ingenieur	De Ingenieur	s'Gravenshage, Paviljoens-Gracht 17 u. 19
Dtsch. Bauwesen	Deutsches Bauwesen	Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8, Mauerstr. 44
Dtsch. Bauztg.	Deutsche Bauzeitung	Berlin SW, Königgrätzer Str. 104
Dtsch. Wasserwirtsch.	Deutsche Wasserwirtschaft	Rom-Verlag, Charlottenburg 5
Engineering	Engineering	William H. Maw and Alex. Richardson, 35 u. 36 Bedfort Street, Strand London WC 2
Eng. News Record	Engineering News Record	Mc. Graw-Hill Comp. Ins. Tenth Ave, at 36th. St. New York, N. Y.
Gas- u. Wasserfach	Gas- und Wasserfach	R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8
Génie Civil	Le Génie Civil	M. Ch. Talansier, 6 Rue de la Chaussée d'Antin, Paris 9
Gesundheitsing.	Gesundheitsingenieur	R. Oldenbourg, München, Glückstr. 8
Glasers Ann.	Glasers Annalen	F. C. Glaser, Berlin SW, Lindenstr. 80
Grund- u. Gerüstbau	Grund- und Gerüstbau	Verlag Willy Geißler, Berlin SW 61, Belle Alliance-Str. 17
Hanomag	Hanomag-Nachrichten	Hannoversche Maschinenbau-A. G., vorm. Georg Egestorff, Hann.-Linden
H. D. I.	Mitteilungen des Hauptvereins deutscher Ingenieure in Mähren	Brünn, Radwitgasse 2
Il Cemento	Il Cemento	Turin, Corso Vinzaglio 62
Industriebau	Der Industriebau	Carl Scholze-Verlag, Leipzig, Königstr. 3
Industr. Psychotechnik	Industrielle Psychotechnik	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Ingegneria	Ingegneria	Ulrico Hoepli, Editore, Mailand
Ingenioren	Ingenioren	Dansk Ingeniorforenings, Kopenhagen, Amaliegade 38
Le Ciment	Le Ciment	Société Anonyme de Publications industrielles, 20 Rue de Turgot, Paris
Mttlg. a. d. Materialprüfungsamt	Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Organ f. d. Fortschr. d. Eisenbahnwesens	Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens	C. W. Kreidls Verlag, München, Trogerstr. 56
Proceedings	Proceedings of the American Society of Civil Engineers	33 West, 39. Street, New York, City, U. S. A.
Revue Générale d. Ch. d. F.	Revue Générale des Chemins de Fer	Dunod Editeur, 47 u. 48. Quai des Grands Augustins, Paris
Roadmaker	The Roadmaker	The British Reinforced Concrete Engineering Comp. Ltd., Dickinson Street, Manchester
Schweiz. Bztg.	Schweizerische Bauzeitung	A. u. C. Jegher, Zürich, Kommissions-Verlag Rascher u. Co., Zürich u. Leipzig
Schweiz. Wasserwirtsch.	Schweizerische Wasserwirtschaft	Rascher & Co., Zürich u. Leipzig
Städtischer Tiefbau	Der städtische Tiefbau vereinigt mit Brückenbau	Heidelberg, Fachpresse-Verlag Dr. F. Meißner, Postfach 3
Stahl u. Eisen	Stahl und Eisen	Stahleisen-Verlag m. b. H., Düsseldorf, Postfach 664.
Stellwerk	Zeitschrift für das gesamte Eisenbahnsicherungswesen (Das Stellwerk)	Dr. Arthur Tetzlaff, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 59
Süddtsch. Bztg.	Süddeutsche Bauzeitung	Hauptschriftleiter Dr.-Ing. R. L. Mehmke, Stuttgart, Haus für Technik und Industrie, Gewerbehalle
Teknisk Tidskrift	Teknisk Tidskrift	Stockholm, Humlegardsgatan
Teknisk Ukeblad	Teknisk Ukeblad	Oslo, Akersgatan 7
Tonindustrieztg.	Tonindustriezeitung	Berlin NW 21, Dreysestr. 4
V. D. I.	Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure	Berlin NW 7, Sommerstr. 4a
Verkehrstechnik	Verkehrstechnik	Ullstein, Wien u. Berlin, SW, Kochstr. 22—25
Verkehrst. Woche	Verkehrstechnische Woche	Guido Hackebeil, Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34—35
Wasserkraft	Die Wasserkraft	Richard Pflaum-Verlag München II, Herrnstr. 10 I
Werft, Reederei, Hafen	Werft, Reederei und Hafen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Werkstattstechnik	Die Werkstattstechnik	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Zeitschr. d. österr. Ing.- u. A.-Vereins	Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- u. Architekten-Vereins	Verlag der österreichischen Staatsdruckerei, Seilerstätte 24
Zeitschr. d. V. dtsch. Eisenbahnverwaltg.	Zeitschrift des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen	Julius Springer, Berlin W 9, Linkstr. 23/24
Zement	Zement	Zement-Verlag, G. m. b. H., Charlottenburg 2
Zentralbl. d. Bauverwaltg.	Zentralblatt der Bauverwaltung	Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 22. Januar 1926 Heft 4

ÜBER DIE FESTIGKEIT VON HOLZ QUER ZUR FASER.

Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa.

Im folgenden seien einige Beobachtungen und Ergebnisse mitgeteilt, die aus Untersuchungen von sogen. Quetschhölzern für den Bergbau gewonnen wurden und die auch für den Bauingenieur von Bedeutung sein können. Die Quetschhölzer werden in dem massiven Ausbau der Schächte und Strecken unter Tage eingelegt, um ihm eine gewisse Nachgiebigkeit gegenüber dem Gebirgsdruck zu verleihen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß der Gebirgsdruck an vielen Stellen ganz erheblich an Stärke nachläßt, wenn eine bestimmte Verschiebung stattgefunden hat. Oft genügt das Zusammendrücken der Quetschhölzer, um diese abschwächende Wirkung zu erreichen, so daß der Ausbau dem dann geringeren Gebirgsdruck gegenüber widerstandsfähig ist. Wird dieses Ziel aber nicht erreicht, so schaden die Quetschhölzer jedenfalls nichts.

A. Über die Entstehung der Gleitflächen.

Bekanntlich gehen zahlreiche, vielleicht sogar die meisten Stoffe unter Druckbeanspruchung dadurch zu Bruche, daß die Schubfestigkeit in den Gleitflächen überwunden wird. Diese liegen unter einem bestimmten Winkel gegen die Druckrichtung geneigt. Bei Holz zeigt sich nun die in der Literatur bisher nur an wenigen Stellen hervorgehobene Tatsache, daß diese Gleitflächen immer in einer ganz bestimmten Richtung geneigt sind: Die Neigungslinie, d. h. die Richtung des größten Gefälles liegt nämlich immer parallel zur Tangente an die Jahresringe, wenn der Druck auf das Holz in Richtung der Fasern erfolgt. Das ist durch etwa 30 eigene Versuche an Eiche, Buche, Kiefer und Fichte ausnahmslos bestätigt worden, geht auch aus den unten angeführten Versuchen anderer Forscher deutlich hervor [1]).

Die Ergebnisse stellen sich zeichnerisch so dar, wie es die Abb. 1—3 wiedergeben. Liegen die Tangenten an die Jahresringe parallel zu einer der Seitenflächen des Würfels oder Prismas (Abb. 1 und 2), so haben die Gleitflächen ebenfalls ihre größte Neigung in der Richtung dieser Seitenfläche und schneiden die dazu senkrechten Seitenflächen etwa in einer Wagrechten. (Dabei ist es gleichgültig, ob sich eine einzige, oder zwei sich schneidende Gleitflächen ausbilden. Letzteres tritt natürlich nur bei vollkommener Symmetrie der äußeren und inneren Kräfte ein.) Verlaufen die Jahresringe dagegen etwa diagonal in der Grundfläche des Würfels oder des Prismas (Abb. 3), so geht auch die größte Neigung der Gleitfläche in der Richtung eben dieser Diagonale und die Spuren der Gleitfläche in den Seitenebenen des Prismas sind geneigte Geraden.

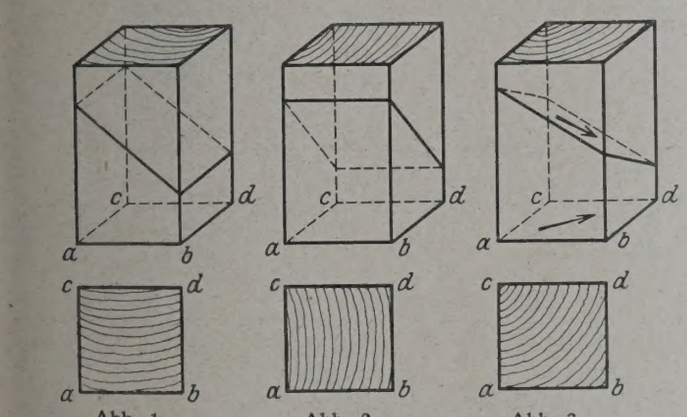


Abb. 1. Abb. 2. Abb. 3.

Lage der Gleitflächen und der Jahresringe.

Die Eindeutigkeit in der Richtung des Abgleitens des Holzes ist immerhin auffällig und muß ihre Ursache haben in einer verschiedenen Schubfestigkeit des Baustoffes quer zur Faser nach den beiden Richtungen: Tangential an die Jahresringe und radial dazu (vgl. Fußnote 1, Arbeit von Rudeloff; S. 295).

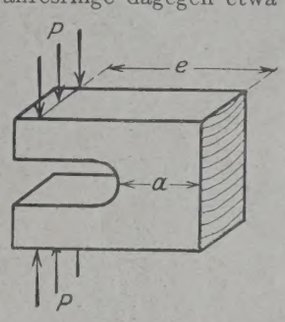


Abb. 4.

Da die Schubfestigkeit auf der Druck- und Zugfestigkeit des Stoffes begründet ist, und da erstere von den beiden Richtungen nicht abhängt, so muß man schließen, daß Holz quer zur Faser eine Verschiedenheit in der Zugfestigkeit aufweist, je nachdem, ob es tangential zu den Jahresringen oder radial dazu beansprucht wird.

Um dieser Frage nachzugehen, wurden zunächst Probekörper aus Eichenholz in der in Abb. 4 gezeichneten Form und Belastungsweise auf exzentrischen Druck geprüft, wobei der Bruch selbstverständlich durch Überwindung der Zugfestigkeit am rechten Ende des Probekörpers erfolgte. Die Zugspannungen dort lassen sich natürlich nur rechnerisch ermitteln; dabei wurde vorausgesetzt:

1. daß die Elastizitätszahlen des Holzes für Zug und Druck einander gleich sind;
2. daß die Spannungsverteilung bei exzentrischem Druck geradlinig ist.

Es ergab sich aus je 3 Versuchen bei Beanspruchungen in radialer Richtung eine Zugfestigkeit von 99,2 at, bei Beanspruchung in tangentialer Richtung eine Zugfestigkeit von 56,5 at. Gleiche Versuche mit Nadelholz ergaben keine Klarheit, so daß die Probekörper nach Abb. 4 als ungeeignet erscheinen mußten.

Um die Festigkeitsverhältnisse, auf deren Verschiedenheit die vorstehenden Überlegungen und Versuche hinweisen, noch näher und genauer zu ergründen, und durch einwandfreie Versuche zu belegen, wurden für eine ganze Reihe von Holzarten Probekörper genau in der Semmelform angefertigt, wie man sie zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Zement und Mörtel verwendet. Dabei war besondere Aufmerksamkeit notwendig, damit nicht der Querschnitt an der Einschnürung bei der Bearbeitung irgendwelche Schädigung erfuhr. Die Proben wurden so ausgewählt, daß die Zugkraft beim Zerreißen der Achterkörper einmal tangential zu den Jahresringen, das andere Mal radial dazu wirkte. Daß je immer die Tangential- und die Radialprobe von derselben Stammstelle unmittelbar nebeneinander in Richtung der Stammachse genommen wurde, ist eine Selbstverständlichkeit. Es handelte sich um sehr gut getrocknetes Holz, das jahrelang in geheizten Räumen gelagert

[1]) Lang, Das Holz als Baustoff, 1915, S. 263, Bild 71a und 71b. — Bach-Baumann, Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien, 1921, S. 170, Bild 902. — Handbuch der Forstwissenschaft, 2. Bd., Produktionslehre, 1912, S. 398. — Mitteilungen des Berliner Materialprüfungsamtes, 1901, Versuche von Rudeloff, S. 290 ff.

hatte und vollkommen rissefrei war. Die Ermittlung des Feuchtigkeitsgehaltes habe ich in Anbetracht der mehr qualitativen Untersuchung für entbehrlich gehalten.

Zahlentafel 1.

Zugfestigkeit quer zur Faser.

Holzart	Zugkraft wirkt zu den Jahresringen a) radial: Zahl der Versuche	a) radial: Zugfestigkeit at	b) tangential: Zahl der Versuche	b) tangential: Zugfestigkeit at	Verhältnis a : b
1. Fichte	7	15,5	6	15,7	1 : 1
2. Kiefer	4	25,0	4	20,3	1,23 : 1
3. Weißbuche	10	104,3	8	82,8	1,26 : 1
4. Rotbuche	11	85,9	11	57,0	1,51 : 1
5. Eiche	10	94,7	7	55,2	1,72 : 1
6. Rüster	6	112,4	4	99,1	1,14 : 1
7. Kirsche	4	100,6	4	71,9	1,40 : 1
8. Linde	4	56,1	4	51,5	1,09 : 1

Die Prüfungsergebnisse sind in Zahlentafel 1 enthalten. Man sieht deutlich den z. T. ganz auffälligen Unterschied in der Festigkeit quer zur Faser, je nachdem die Zugkraft in der Richtung der Tangente an die Jahresringe oder in der Richtung der Radien der Jahresringe wirkt. Im letzteren Falle ist die Festigkeit ausnahmslos größer; bei Eiche fast das 1,75fache der andern. Eiche und Rotbuche lassen die größten Unterschiede erkennen; die Erklärung liegt in dem Vorhandensein der kräftigen Markstrahlen bei diesen Holzarten begründet. Kein Unterschied ergibt sich bei Fichte, wie das auch der Struktur dieses Holzes entspricht.

Mit vorstehendem stimmt auch die Tatsache sehr gut überein, daß Nadelholz bei Druck quer zur Faser eine geringere Festigkeit aufweist, wenn der Druck senkrecht zur Tangente an die Jahresringe wirkt (Abb. 5), als wenn der Druck in Richtung der Tangente an die Jahresringe geht (Abb. 6). Zahlenwerte hierfür findet man z. B. bei Bach und Baumann, a. a. O. S. 177 ff. Die Erklärung dürfte wohl darin zu suchen sein, daß für jegliche Druckfestigkeit das Maß der Zugfestigkeit des geprüften Stoffes quer zur Druckrichtung entscheidend ist. Und bei einer Belastung nach Abb. 5 wird die Zugfestigkeit in Anspruch genommen in Richtung der Tangente an die Jahresringe, wo sie also geringer ist, als in radialer Richtung, wie sie entsprechend Abb. 6 ausgenützt wird. Hierbei darf allerdings nicht außer acht gelassen werden, daß bei Druckversuchen nach Abb. 6 auch ein Knicken der gekrümmten Jahresringe eintreten kann, daß also wirklich vergleichsfähig nur Probestücke vom Rande sehr starker Stämme sind.

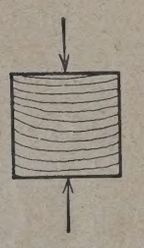


Abb. 5.

Abb. 6.

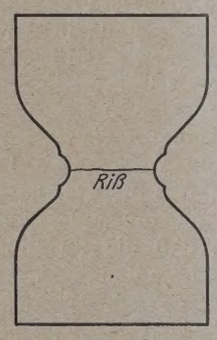


Abb. 7.

Mit der Verschiedenheit der Festigkeiten stimmt es ferner überein, daß auch das Schwindmaß des Holzes quer zur Faser in radialer Richtung erheblich geringer (stellenweise nur halb so groß) ist, als in Richtung des Umfanges, also in tangentialer Richtung [2]). Das Holz ist jedenfalls in radialer Richtung gegenüber den Schwindkräften besser versteift.

Als weitere Bestätigung kann auch noch folgendes angeführt werden: Auf Seite 195 seines Werkes führt Lang Schubfestigkeitszahlen von Kameruner Eisenholz (Bongosi) an: „τ = 251 at im Umfang und 172 at im Spiegel". Ich verstehe die beiden Zahlen so, daß in beiden Fällen das Abscheren längs der Fasern erfolgte; wenn dabei die größere Schubfestigkeit sich ergab beim Abscheren in einer Fläche, die tangential zu den Jahresringen liegt, und die kleinere Schubfestigkeit in einer radialen Fläche, so würde das durchaus erklärlich sein, da der Zusammenhang zwischen den beiden aufeinander gleitenden Flächen durch die Zugfestigkeit senkrecht dazu, also im ersteren Falle durch die Zugfestigkeit in radialer Richtung geschaffen wird, und da diese größer ist als diejenige in tangentialer Richtung.

Nur nebenbei sei noch auf folgende Erscheinung hingewiesen (vgl. Abb. 7 und 8): Die weitaus meisten Probekörper rissen an der Stelle des kleinsten Querschnittes, wie es Abb. 7 andeutet. Bei einzelnen Probekörpern war jedoch wegen der Kleinheit der zur Verfügung stehenden Holzstücke das Maß h (Abb. 8) etwas gering geraten gegenüber den normalen Abmessungen. In solchem Falle zeigte sich nun, daß der Bruch nicht im kleinsten Querschnitt erfolgte, sondern nach einer Bruchlinie, wie sie ebenfalls Abb. 8 andeutet. Die Erklärung ist sofort zu geben, wenn man sich den Kraftangriff der die Holzkörper haltenden Klauen vergegenwärtigt; die Richtung der Stützkräfte an den Flanken der Semmelkörper ist in Abb. 8 eingezeichnet. Der oberhalb des Risses liegende Teil des Probekörpers, an dessen Flanke die Klauen anliegen, erfährt gegenüber dem Holze unterhalb des Risses, das durch die Klauen seitlich nicht zusammengedrückt wird, starke Schubspannungen, die zusammen mit den reinen Zugspannungen für den in Abb. 8 gezeichneten Riß größere Hauptspannungen ergeben, als die reinen Zugspannungen an der Stelle des kleinsten Querschnittes. Die Komponenten der schrägen Stützkräfte, die quer zur y-Achse gehen, können um so kräftiger den oberhalb des Risses liegenden Holzteil zusammenquetschen, je weniger Höhe dieser hat, d. h. je geringer das Maß h ist. Die Größe der Schubspannungen hängt in diesem Falle von der Nachgiebigkeit des Materials ab. In diesem Zusammenhange ist es durchaus natürlich, daß alle diese Risse besonderer Art an ihren Enden senkrecht zu den Flanken der Probekörper verlaufen und nach einer Bogenlinie ineinander übergehen; wo diese Bogenlinie die y-Achse schneidet, da sind die Schubspannungen quer zur y-Achse gleich Null, d. h. dort herrscht reiner Zug.

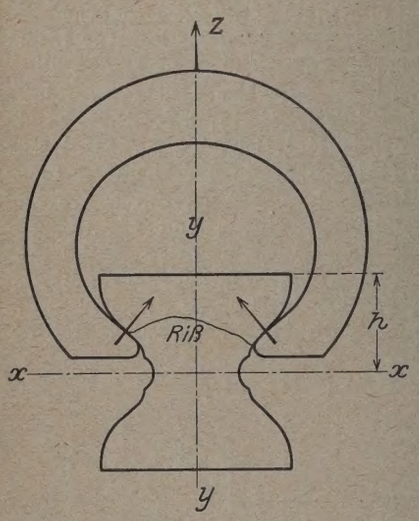


Abb. 8.

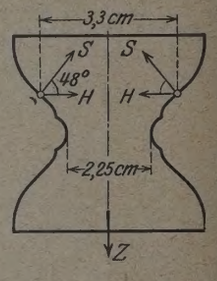


Abb. 9.

Abb. 7—9. Zugkörper aus Holz.

Eine Nachrechnung läßt sich anstellen, wenn man den Widerstand des Teiles des Probekörpers, der in Abb. 8 oberhalb

[2]) Lang, a. a. O., S. 250, und Rudeloff, Mitteilungen des Materialprüfungsamtes Berlin, 1889, Ergänzungsheft III, S. 18.

des Risses liegt, gegen ein Zusammendrücken senkrecht zur y-Achse vernachlässigt. Dies ist um so eher zulässig, je kleiner h ist und je höher der Riß liegt. Entsprechend den Bezeichnungen der Abb. 9 ist der Winkel der Kraft S gegen H zu 48° gemessen worden. Demgemäß wird

$$H = \frac{Z}{2 \cdot \tan 40^\circ} = 0{,}45\,Z\,.$$

Nimmt man die Tiefe t des Probekörpers gleich 1 cm an und rechnet man ferner mit einer gleichmäßigen Verteilung der Schubspannungen im wagrechten Schnitt der H-Kräfte vom Rande des Körpers bis zur y-Achse hin (was natürlich nicht zutrifft!), so wird die mittlere wagrechte Schubspannung infolge von H:

$$\tau = \frac{0{,}45\,Z}{1{,}65 \cdot 1}\,.$$

Die reine Zugspannung σ im Querschnitt von 3,3 cm Breite ist:

$$\sigma = \frac{Z}{3{,}3 \cdot 1{,}0} = \frac{0{,}5\,Z}{1{,}65 \cdot 1}\,.$$

Aus beiden ergibt sich die ideelle Hauptspannung:

$$\sigma_h = 0{,}35\,\sigma + 0{,}65\,\sqrt{\sigma^2 + 4 \cdot \alpha\,\tau^2}\,.$$

Wenn der Einfachheit halber bei dieser überschläglichen Rechnung α gleich 1 gesetzt wird, so folgt:

$$\sigma_h = (0{,}35 \cdot 0{,}5 + 0{,}65\,\sqrt{0{,}5^2 + 4 \cdot 0{,}45^2})\,\frac{Z}{1{,}65}$$

$$= (0{,}175 + 0{,}67)\,\frac{Z}{1{,}65} = \mathbf{0{,}511\,Z.}$$

Errechnet man zum Vergleich mit dieser die reine Zugspannung σ_z im kleinsten Querschnitt von 2,25 cm Breite, so ergibt sich:

$$\sigma_z = \frac{Z}{2{,}25 \cdot 1{,}0} = \mathbf{0{,}444\,Z.}$$

Diese Rechnung gibt nur einen groben Überschlag, da die Schubspannung am Rande wesentlich größer ist, als τ, und nach der Mitte hin bis auf Null abnimmt. Immerhin leuchtet nach ihr ein, daß die Risse in der in Abb. 8 gezeichneten Form und Lage eintreten, sobald die Höhe h zu gering ist.

B. Druckfestigkeit und Nachgiebigkeit quer zur Faser.

Die eingangs erwähnten Untersuchungen von Quetschhölzern gaben auch Veranlassung, das Verhalten von Holz bei Druck quer zur Faser näher zu studieren. Die Stücke bestanden aus mehreren Lagen von fichtenen Brettern übereinander, bzw. von Brettern und Kreuzhölzern, wobei die Faserrichtung von Schicht zu Schicht wechselte, sämtliche Fasern aber natürlich senkrecht zur Druckrichtung lagen. Da sowohl die Grundfläche der Platten wie auch ihre Höhe nicht durchweg einheitlich war und da auch die Belastungsgeschwindigkeit wechselte, so können die Ergebnisse unter sich nur mit Vorsicht verglichen werden; da aber anderseits die Gestalt der Spannungs-Dehnungs-Kurve überall dieselbe ist, und da auch die erhaltenen Zahlenwerte zum Teil eine sehr gute Übereinstimmung liefern, und, wo das nicht der Fall, wenigstens eine gewisse Gesetzmäßigkeit erkennen lassen, so erscheinen die vorliegenden Versuche schon ausreichend, um aus ihnen einige Tatsachen herauszulesen und nachstehende Folgerungen abzuleiten. Einiges ist meines Wissens in der Literatur noch nicht bekanntgegeben. Die Ergebnisse der einzelnen Messungen sind in Zahlentafel 2 zusammengestellt. Als Mittelwert der Versuche A, F, G und H, d. h. also derjenigen mit Hölzern von großer Grundfläche und einer Höhe von über 20 cm, ist die Dehnungskurve in Abb. 13 gezeichnet, für die weiteren Versuche K, L, M, D und C, bei denen die Grundflächen von 585 cm² bis zu 80 cm² heruntergingen und die Höhe nur rund 7 cm betrug, sind die Ergebnisse in Abb. 14 im einzelnen dargestellt.

Die Versuche liefern folgende Ergebnisse:

a) Wenn Holz quer zur Faser auf Druck beansprucht wird, so kann man nicht von einer eigentlichen Druckfestigkeit sprechen. Die Kraft kann dauernd gesteigert werden. Das

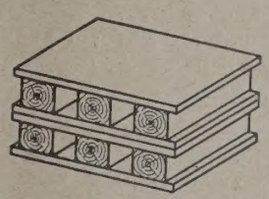


Abb. 10.

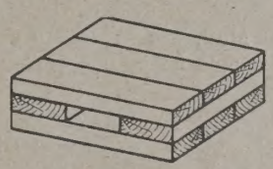


Abb. 11.

Abb. 12.

Holz preßt sich, ähnlich wie Blei, mit wachsender Kraft immer mehr zusammen, ohne an einer bestimmten Stelle seine Widerstandsfähigkeit ganz zu verlieren.

b) Es tritt deutlich die Fließgrenze in Erscheinung; in Abb. 13 bei etwa 35 at, in Abb. 14 bei 20—40 at [3]). Von dieser Spannung ab nimmt die Zusammendrückung ganz erheblich zu.

[3]) Die Zahlen stimmen gut überein mit Ergebnissen von Stamer, vgl. Mitteilungen des Berliner Materialprüfungsamtes 1920, S. 28 ff.

Zahlentafel 2.
Fichtenholz, Fließgrenze und Zusammendrückung.

Versuch	Grundfläche	Höhe cm	E at	Beginn des Fließens at	Zusammendrückung um % bei at: 10	20	30	40	45	50	Dauer der Laststeigerung um 10 at
A	30 · 25,2 = 756 cm²	20,8	700	32	41	56	70	86	93	110	3 bis 5 Minuten
F	30 · 25 = 750 „	22,15	620	34	40	49	57	76	91	105	5 „
G	31 · 25 = 775 „	22,32	600	34	40	51	63	80	95	118	2 „
	Mittelwerte aus A, F, G:			33,3	40,3	52	65	80,6	93	111	
H	30 · 16 = 480 cm²	22,43	610	28	37	52	68	87	98	122	5 „
	Mittelwerte aus A, F, G, H:		630	32	39,7	52	64	82	94	114	
K	30 · 19,5 = 585 cm²	7,00	610	40	47	65	75	92	112	134	1 (bis 1¼) „
L	23 · 16 = 368 „	7,00	640	39	42	54	69	91	109	132	5 „
M	16 · 15 = 240 „	7,00	725	36	40	55	76	100	113	133	2 „
D	12,5 · 8 = 100 „	7,32	700	27	36	49	58	71	95	120	15 bis 20 „
C	10 · 8 = 80 „	7,50	750	20	28	39	54	73	87	—	60 „

Bei den Proben A, F, G, H liegen zwischen je 2 Bretterlagen 3 Stück Kreuzhölzer (Abb. 10), bei den Proben K, L und M nur 2 Stück Bretter mit einem Zwischenraum (Abb. 11); die Proben D und C bestehen aus drei vollen Brettlagen (Abb. 12).

c) Bis zur Fließgrenze kann die Zusammendrückung mit einer für Holz vollauf genügenden Genauigkeit als der Spannung proportional angenommen werden.

Soweit man in diesem Falle von einer Elastizitätszahl sprechen will, berechnet sie sich als Mittel aus den neun Messungen zu E = 660 at. Abweichungen etwa 10% vom Mittel. Richtiger wäre es allerdings, nicht von einer Elastizitätszahl zu sprechen, sondern von einer Stauchungs- oder Steifigkeitsziffer. Hierbei ist zu beachten, daß es sich nicht ausschließlich

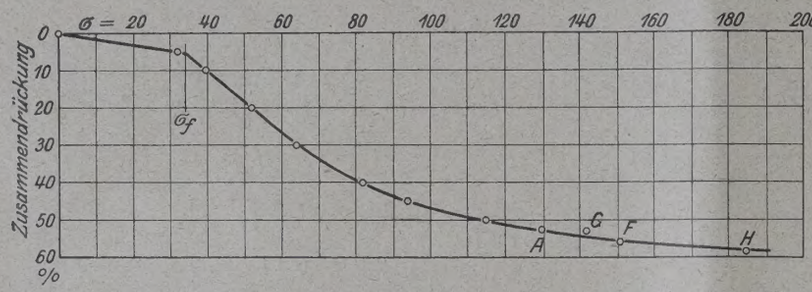
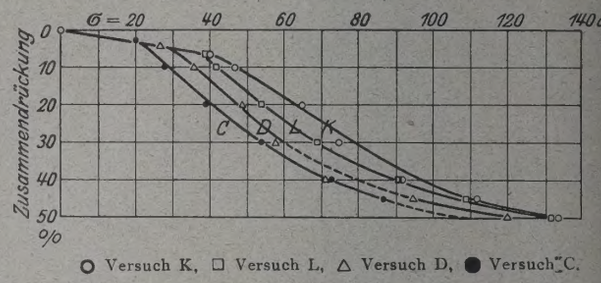


Abb. 13. Zusammendrückung von Fichtenholz quer zur Faser.



○ Versuch K, □ Versuch L, △ Versuch D, ● Versuch C.

Abb. 14.

um reine Materialzusammenpressung handelt, sondern daß auch ein etwaiges anfänglich ungenaues Aufliegen der Holzschichten aufeinander hierin mit enthalten sein kann.

d) Oberhalb der Fließgrenze ist die Nachgiebigkeit des Holzes bis zu einer Spannung von etwa 70 at hin 5 bis 5,5 mal so groß, wie unterhalb der Fließgrenze.

e) Bei noch höheren Spannungen wächst der Widerstand gegen das Zusammendrücken wieder, und erreicht bei etwa 120 at dasselbe Maß, wie unterhalb der Fließgrenze. Bei noch höheren Spannungen ist er noch größer.

Im einzelnen ist zu den Versuchsergebnissen der Zahlentafel 2 noch folgendes zu ergänzen: Die Versuche A, F, G, bei denen die Probekörper unter sich gleiche Abmessungen haben, weisen auch eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse auf. Bei G ist die Belastung schneller gesteigert worden; infolgedessen liegen die Spannungen, die zur Erreichung einer bestimmten Zusammendrückung erforderlich waren, durchweg etwas höher, als bei A und F. Im Versuch H macht sich der Einfluß der kleineren Grundfläche gegenüber A, F und G insofern bemerkbar, als das Fließen eher beginnt. Dieselbe Erscheinung tritt mit großer Regelmäßigkeit in der Reihe der Versuche K, L, M, D und C auf: Die Fließgrenze sinkt mit abnehmender Grundfläche ganz deutlich und erheblich. In gleichem Sinne dürfte bei D und C auch die Vergrößerung der Höhe gegenüber K bis M mitwirken. Aus dieser Reihe ergibt sich außerdem noch der Einfluß der längeren Zeitzwischenräume zwischen den einzelnen Belastungsstufen: Versuch L gegenüber K und M zeigt, daß die gleichen Zusammendrückungen bei etwas geringerer Spannung erreicht werden; und ebenso gilt das in erhöhtem Maße für die Versuche D und C. Wie hoch sich nun der Anteil jedes einzelnen der drei Einflüsse (der Verringerung der Grundfläche, Vergrößerung der Höhe und Verringerung der Belastungsdauer in jeder Belastungsstufe) im einzelnen bemißt, das kann man nach den hier vorliegenden Messungen natürlich noch nicht entscheiden. Weitere Versuche sind im Gange.

Als praktische Regel läßt sich aus vorstehendem herleiten:

Man soll Holz nicht unter Druck quer zu den Fasern verwenden, wenn auf geringe Zusammendrückung Wert gelegt werden muß; diese beträgt bei 35 at Druckspannung immerhin schon etwa 5% der ursprünglichen Höhe. Bei noch höheren Werten der Druckspannung σ in at kann die Stauchung ε in % geschätzt werden nach der Formel:

$$\varepsilon = 5 + \frac{\sigma - 35}{1{,}2} = \frac{\sigma - 29}{1{,}2}.$$

Diese Formel gilt bis etwa σ = 70 at. Über die Stauchung bei noch höheren Druckspannungen vgl. Abb. 13 und 14.

DIE NEUEN VORSCHRIFTEN FÜR EISENBAUWERKE DER DEUTSCHEN REICHSBAHN-GESELLSCHAFT.

Besprochen von Professor Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

Infolge der politischen Umwälzungen sind naturgemäß auch die äußeren Formen unseres deutschen Wirtschaftslebens umgestaltet worden. Nach der Gründung des neuen deutschen Kaiserreiches 1871 stürzten die Schranken des alten Zoll-, Münz- und Postwesens, die uns heute wie Spitzwegs Bilder einer guten alten Zeit anmuten, umweht von Kleinstadtluft und dem Geiste verschwundener Fürstentümer. Was aber damals selbst einem Bismarck nicht gelang, die Umwandlung der Staatsbahnen der deutschen Bundesstaaten in eine Reichsbahn, wurde aus der Not unserer Zeit geboren. Dank der unerschütterlichen Pflichttreue und Gewissenhaftigkeit der deutschen Eisenbahnbeamten ist ein beträchtlicher Teil unseres Staatsvermögens über die Revolutionszeit hinweg gerettet worden, so daß er bei der Liquidierung des verlorenen Weltkrieges als letzte Hilfe in der tiefsten Not der Inflation in die Wagschale gelegt werden konnte. So sind heute die deutschen Eisenbahnen enger wie je zuvor mit unserem Wirtschaftsleben verwachsen und in der Zeit des wirtschaftlichen Wiederaufbaues mit Aufgaben von einer solchen ungewöhnlichen Eigenart und Größe betraut, daß sie nur durch äußerste Anspannung aller Kräfte nach den Grundsätzen der Privatwirtschaft und bei höchster Ausbildung und Ausnutzung der technischen Mittel gelöst werden können. In einem Eisenbahnnetze sind aber neben den Tunneln die Brücken stets die empfindlichsten Teile, die vielfach für den Verkehrsstrom einen Engpaß bilden. Die Tragfähigkeit der Eisenbahnbrücken ist daher einer der sichtbarsten Gradmesser für die Leistungsfähigkeit des Verkehrsnetzes. Eine Tat von großer Tragweite war der Entschluß, nach amerikanischem Vorbilde Großgüterwagen von 80 t Gesamtgewicht und entsprechend Lokomotiven von 7×25 t = 175 t Gewicht einzuführen. Das nunmehr notwendige Nachrechnen aller bestehenden Brücken der Hauptlinien, eine einzigartige statische Aufgabe größten Stiles, sowie die unerläßliche Vereinheitlichung der verschiedenen bestehenden Vorschriften der einzelnen Staatsbahnen machte die Aufstellung der „Vorschriften für Eisenbauwerke" erforderlich. Der vorläufigen Fassung von 1922 ist nunmehr mit Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Februar 1925 (82 D 2531) (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) die neue Ausgabe gefolgt. Als „Berechnungs-

grundlagen für eiserne Brücken" (B. E.) haben sie nicht nur die Bedeutung von Lieferungs- und Konstruktionsvorschriften im inneren Verkehr einer der größten Aktienunternehmungen der Welt, sondern sie üben durch ihre Ausstrahlung auf die Eisenbaufirmen und den technischen Nachwuchs auch einen starken Einfluß auf die Entwicklung des Eisenbrückenbaues im allgemeinen aus, so daß eine eingehende Kritik wohl berechtigt ist. Hierbei darf ich die bisherigen Vorschriften, die seit 1922 in Gebrauch sind, als bekannt voraussetzen und mich auf die Erörterung ihrer Ergänzungen und Abänderungen beschränken. Die beiden bedeutsamsten Neuerungen, nämlich die Einführung des hochwertigen Baustahles St. 48 und die Berechnung von Druckstäben mit der Behandlung des Knickproblems, auf die ich als Autor und durch Versuche einen richtunggebenden Einfluß ausüben konnte, sind übrigens von Professor Dr. M. Foerster in Nr. 7 des Jahrganges 1925 unserer Zeitschrift bei Besprechung der neuen Hochbaubestimmungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt eingehend erörtert worden. Da sie sich vollinhaltlich mit denen der Reichsbahn decken, kann auf diesen Bericht verwiesen werden.

Hiernach bleiben zur Betrachtung nur noch folgende drei Hauptpunkte übrig:

Allgemeine Vorschriften für die Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, ferner Belastungsannahmen (nebst Tabellen) und zulässige Spannungen auf Grund des Stoßzuschlagverfahrens, endlich die zulässigen Beanspruchungen der Niete.

Nur durch mühevolle und peinlichste Kleinarbeit konnte mit diesen Vorschriften die Grundlage für eine Einigung auf einem der schwierigsten und am meisten umstrittenen Gebiete des Bauwesens geschaffen werden. Der Gesamteindruck des gelungenen Werkes ist ebenso wie bei der ersten (vorläufigen) Fassung vom Jahre 1922 vorzüglich, wenn auch im einzelnen Auffassungen und Wünsche der Fachleute naturgemäß auseinandergehen werden.

1. Die allgemeinen Vorschriften für die Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen, Inhalt und Art der Berechnung.

Als Vorkämpfer des Normungsgedankens begrüße ich es zunächst, daß die Reichsbahn die allgemeinen Bezeichnungen der bekannten DIN 1350 vollinhaltlich übernommen hat, betone aber gleichzeitig, daß jede Norm erst durch die Feuerprobe der öffentlichen Kritik erhärtet werden muß, bevor sie Gemeingut der deutschen Technik werden kann. Drei Arten von Normungsvorschlägen möchte ich daher unterscheiden, und zwar zunächst solche, die offenen Widerspruch erwecken, wie z. B. die verunglückte Verdeutschung der Poissonschen Zahl $m = \frac{1}{\mu}$ durch „Längsdehnungsverhältnis", deren Genehmigung ich als Vorstandsmitglied des NDI abgelehnt habe mit dem Gegenvorschlag m = „Verhältnis der Längsdehnung zur Querkürzung". Zweck dieser Normungsarbeit ist vor allem die Vereinbarung einheitlicher Formelgrößen, also hier Festlegung von m, dagegen erst in zweiter Linie die Erfindung eines neuen deutschen Wortes (für das, wenn es durchaus gefunden werden müßte, hier allenfalls „Längsquerdehnungsverhältnis" konstruiert werden könnte und entsprechend μ = „Querlängsdehnungsverhältnis" anstatt Querkürzungsverhältnis). Die zweite Gruppe bilden Normungsvorschläge, über die man geteilter Ansicht sein kann, also hier gewisse neue, kühne Bezeichnungen, die sich nicht leicht einbürgern werden, weil sie dem Sprachgebrauch widerstreben. Als Beispiel sei „je" anstatt des bisher üblichen „pro" oder „für das" angeführt, z. B. kg/cm² = Kilogramm je Quadratzentimeter, km/h = Kilometer je Stunde. Die Zeit muß lehren, ob sie sich durchsetzen oder nicht.

Die dritte, erfreulicherweise umfangreichste Gruppe, enthält die zwar neuen, aber zweckmäßigen Bezeichnungen, die im heutigen Sprachgebrauch wurzeln und sich daher wohl schnell einführen werden. Um diesen Übergang besonders im Unterricht zu beschleunigen, seien sie hier wiedergegeben.

Vomhundert = Prozent, Vomtausend = Promille, Kubikmeter = Meterwürfel (entsprechend dem Quadratmeter = Meterquadrat), at = Atmosphäre, ° = Celsiusgrad, K = Knickkraft, Profilwert[1]) $k = F : i^2 = F^2 : J$.

Bei Werkstoffprüfungen sind die Spannungen in kg/mm² anzugeben (entsprechend St. 37 = Flußstahl mit 3700 kg/cm² Zugfestigkeit), dagegen bei Festigkeitsberechnungen von Ingenieurbauwerken in kg/cm², ferner Kräfte in t, Biegungsmomente in tm, Flächenwerte (F, J, W, S) in cm², cm⁴ usf., $\delta +$ = Bruchdehnung, $\delta -$ = Endstauchung, ϑ = Drillung, ε_q = Querkürzung (lineare Querzusammenziehung), $\psi -$ = Einschnürung (anstatt Querkontraktion), $\psi +$ = Ausbauchung,

H = Brinellhärte = Belastung beim Kugeldruckversuch geteilt durch Kalottenfläche des Eindruckes,

α_K = Kerbzähigkeit = durch Kerbschlagversuch bis zum Bruch verbrauchte Arbeit des Schlagwerkes, bezogen auf den Querschnitt des Stabes bei Beginn des Versuches,

σ_W = Wechselfestigkeit, Ermüdungsgrenze = größte Spannung, die bei Wechsel zwischen Zug und Druck gleicher Größe gerade noch beliebig oft ertragen wird,

σ_U = Ursprungsfestigkeit = größte Spannung, die im Wechsel mit dem spannungslosen Zustand gerade noch beliebig oft ertragen wird.

Die bisher immer noch schwankende Bezeichnung der Flacheisen ist nunmehr mit z. B. 2 □ 80 · 10 = 2 Flacheisen mit 80 mm Breite und 10 mm Dicke festgelegt, die der Bleche mit Bl 8 = Blech 8 mm stark.

Auf Grund der Dresdner Versuche ist E = 2 100 000 kg/cm² angenommen, also eine nur zweiziffrige Zahl sowohl für St. 37 wie für St. 48 (im Gegensatz zu E = 2 000 000 kg/cm² für Schweißeisen). Dagegen ist nicht ersichtlich, warum die bisher eingebürgerte Wärmedehnungszahl $\varepsilon_t = {}^1/_{80000}$ (die als ${}^1/_{800}$ bei 100° leicht und sicher zu merken war) in die weniger glückliche Form des Dezimalbruches ε_t = 0,000 012 gepreßt worden ist.

Die folgenden Abschnitte II bis IV, Inhalt und Art der Berechnung, Prüfung der Entwürfe und Genauigkeitsgrad sind im großen und ganzen in der bisherigen im allgemeinen guten Form erhalten geblieben. Auf Grund der Erfahrungen beim Gebrauch der Vorschriften in den letzten Jahren wurden sie nur durch eine Reihe neuer Zusatzbestimmungen ergänzt. Einer Kritik, die klärend und fördernd wirken will, drängt sich bei dieser Entwicklung jedoch die Frage auf, wohin die fortgesetzte Hinzufügung solcher ins Einzelne gehenden Zusatzbestimmungen bei einem weiteren Ausbau führen muß. Erfahrungsgemäß liegt bei der Abfassung solcher Vorschriften das Bestreben vor, daß alle bekanntgewordenen Einzelfälle von Verstößen gegen die Bestimmungen und von Mißverständnissen gesammelt und durch Ergänzungsbestimmungen berücksichtigt werden. Da aber der lebensvolle Einzelfall nicht beschrieben wird, entsteht leicht der Charakter eines Handbuches, dem die Abbildungen fehlen, was zu Mißverständnissen und Unklarheiten führen kann. Das Ziel des Ausbaues solcher Vorschriften muß wohl vielmehr in einer knappen, aufs schärfste herausgearbeiteten Fassung der großen leitenden Gedanken gesucht werden, als in einer Aufzählung aller denkbaren Entgleisungsmöglichkeiten. Im einzelnen sei folgendes bemerkt.

Hinsichtlich des Inhaltes der Berechnung wird mit Recht gefordert, daß sie auch Angaben über die Querschnittsformen und Querschnittswerte aller wesentlichen Bauglieder enthalten soll. Ein Muster hierfür gibt die neue Anlage 4, bei der nur zu vermissen ist, daß die Errechnung der Trägheitsmomente aus den Einzelwerten nicht hervorgeht. Falls die Kontinuität der Längsträger baulich mindestens durch oben durchschießende Platten gewährleistet ist, soll wie bisher das Stützenmoment mit

[1]) Siehe W. Gehler, Vorschlag einer Gebrauchsformel für Knickung (Die Baunormung, Beiblatt des „Bauingenieur" vom 15. 11. 1923, S. 45).

$^3/_4$ und das Moment in Trägermitte mit $^4/_5$ des größten Momentes eines auf zwei Stützen frei aufliegenden Trägers in Rechnung gestellt werden. Zu dieser Zulassung einer einfachen, aber naturgemäß rohen Näherungsrechnung sind drei Zusätze hinzugefügt worden. Dies gilt „auch bei den Endlängsträgern", deutlicher wäre wohl „für die Längsträger in den Endfeldern". „Wechselmomente brauchen hierbei nicht berücksichtigt zu werden", weil offenbar der Vorteil der Kontinuitätsannahme dann zum größten Teil wieder aufgehoben würde, wenn die für Wechselstäbe vorgeschriebene Herabsetzung der Spannungen hier berücksichtigt würde. Endlich folgt die zweckmäßige Bestimmung: „Die oben durchschießenden Platten und ihre Anschlußniete sind so zu bemessen, daß sie das Auflagermoment allein aufnehmen können, wobei als Hebelarm des widerstehenden Momentes der Abstand des Schwerpunktes der durchschießenden Platten von der Unterkante des Längsträgers anzunehmen ist." Bemerkt sei noch, daß der Ausdruck „Auflagerdruck" (in t gemessen) grundsätzlich stets durch „Stützkraft" ersetzt werden sollte, im Gegensatz zu den wenigen Fällen, wo es sich um lokale Pressungen σ_y (in kg/cm²) handelt.

Den folgenden neuen Zusatz halte ich in der vorliegenden Fassung für bedenklich: „Niete in den Eckaussteifungen können bei genügender Verbindung der Ecken mit den Querträgern mitgerechnet werden, falls die Unterbringung der nötigen Anzahl der Anschlußniete zwischen den Flanschen des Querträgers auf Schwierigkeiten stößt." Diese Fassung kann den Eindruck erwecken, daß dann, wenn die Anschlußniete zwischen den Gurten des Querträgers nicht ausreichen, in jedem Falle die Niete der Eckaussteifungen zur Hilfe herangezogen werden können. Klarer wäre zweifellos die Vorschrift, daß in einem solchen Falle eine einwandfreie Verbindung der Eckaussteifung mit dem Querträgerstege hergestellt werden muß und daß dann aber selbstverständlich auch mit der gesamten Nietzahl gerechnet werden darf. Dieses Beispiel möge zeigen, daß Bestimmungen, die zu sehr ins einzelne gehen, bei der unvermeidlich knappen Fassung erst recht zu Mißverständnissen führen können.

Die bei der Berechnung der Blechträger eingefügten Zusatzbestimmungen sind als wünschenswerte Verbesserungen zu bezeichnen, und zwar betreffs der notwendigen Nieten an den Lamellenenden, betr. des Nietabzuges in den Gurten und betreffs des Abstandes der Halsniete in dem Falle, daß die Querschwellen unmittelbar auf den Blechträgern liegen und lokale Pressungen σ_y ausüben, ebenso die Ergänzungen betr. der ungünstigsten Laststellungen und der unterschiedlichen Behandlung von Brücken bis zu 40 m Stützweite im Gegensatz zu größeren Fachwerkträgern. Montagespannungen müssen künftig nachgewiesen werden.

2. Belastungsannahmen und zulässige Spannungen auf Grund des Stoßzuschlagverfahrens.

Der Gedanke der Stoßzahl hat sich gegenüber der ersten Fassung dieser Vorschriften nunmehr auf der ganzen Linie siegreich durchgesetzt, so daß eine Reihe von Bestimmungen über zulässige Spannungen wesentlich vereinfacht werden konnte.

Ein kurzer geschichtlicher Überblick möge das Erreichte kennzeichnen. Den deutschen Altmeistern des Brückenbaues, v. Pauli und Gerber, gebührt das Verdienst, bereits 1859 beim Bau der bekannten Isarbrücke in Großhesselohe die wissenschaftliche Grundlage für die Wahl der zulässigen Spannungen dadurch geschaffen zu haben, daß sie nicht nur die Elastizitätsgrenze (damals für Schweißeisen $\sigma_E = 1600$ kg/cm²) anstatt der Zugfestigkeit als maßgebend zugrunde legten, sondern vor allem auch die Annahme, daß dieser äußerste Grenzwert bei der $\varphi = 3$fachen Verkehrslast erreicht werden möge. Aus den beiden Bedingungen $\sigma_{zul} = (S_g + S_v) : F$ und $\sigma_E = 1600 = (S_g + \varphi S_v) : F$ ergibt sich durch Elimination von F die sogenannte Gerberformel:

$$\sigma_{zul} = 1600 \frac{S_g + S_v}{S_g + \varphi S_v}$$

so daß hier zum ersten Male die Stabkraft S_v infolge der Verkehrslast mit einem Beiwert φ behaftet erscheint. Ein solcher Beiwert φ, der später als Stoßzahl gedeutet wurde, findet sich auch in der Formel[2]) von Landsberg 1885, die die ehemalige sächsische Staatsbahn übernahm, und der von Ebert 1896, dem Nachfolger Gerbers bei der bayrischen Staatsbahn. So kam es, daß im Zeitpunkte des Beginnes der Vereinheitlichung der Bestimmungen 1921 dem Verfahren mit Stoßzahl der süddeutschen Eisenbahnverwaltungen das weniger durchsichtige preußische Verfahren der Abstufung der zulässigen Spannungen nach der Größe der Stützweiten gegenüberstand. Eine Überbrückung beider Richtungen fand sich bereits 1922 dadurch, daß man den Aufbau der Formel von Melan wählte mit $F\,\sigma_{zul} = S_g + \varphi\, S_v$, wobei aber die Stoßzahl zu $\varphi = a + \frac{b}{1+c}$ angenommen wird, also als eine Funktion der Stützweite (in der Form einer verschobenen gleichseitigen Hyperbel), wobei die verschiedenen Beiwerte a, b, c zugleich auch die Art der Fahrbahnausbildung kennzeichnen. Während nun von Melan a = 0,14, b = 8 und c = 10 angenommen wurde, sind diese Beiwerte in den Reichsbahnvorschriften jeweils in vier Klassen abgestuft, zu a = 1,2, 1,19, 1,11 und 1,0; ferner b = 17, 21, 56 und 60; endlich c = 28, 46, 144 und 150. Da eine Begründung dieser Werte nicht gegeben wurde, ist wohl anzunehmen, daß sie nur gefühlsmäßig gewählt und abgestuft worden sind[3]). Die vier Klassen der Art der Fahrbahnausbildung sind folgende:

I. (niedrigste) Klasse, die daher die größte Stoßzahl zugewiesen erhält: Schienen unmittelbar auf den Haupt-, Quer- oder Längsträgern (Ausnahmefall, der jedoch bei den Brücken kleinster Bauhöhe z. B. bei den Zwillingsträgern vorkommt und nach Möglichkeit vermieden werden möchte),

II. Klasse (erster Regelfall): Schwellen auf den Haupt- oder Längsträgern,

III. Klasse (zweiter Regelfall): Durchgehende Bettung,

IV. (höchststehende) Klasse: Durchgehende Bettung, wenn jedoch Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind.

Diese vierte Klasse ist neu hinzugekommen, ferner sinngemäß der Gedanke: Falls Schienenstöße geschweißt oder nicht vorhanden sind, wird ein Tragwerk, das sonst nach Klasse I gehört, nach Klasse II versetzt, ebenso aus Klasse II nach III. Den Verlauf der sich hiernach ergebenden Stoßzahlen zeigt folgende Übersicht:

	Klasse I	Klasse II	Klasse III	Klasse IV
l = 0	1,80	1,65	1,50	1,40
10	1,65	1,57	1,47	1,38
20	1,55	**1,51**	1,45	**1,35**
50	1,42	1,41	1,40	1,30
60		1,39		1,29
150		1,30		1,20

Der landläufige Blechträger der Regelklasse II mit l = 20 m wird somit mit rd 50% Stoßzuschlag bewertet. Dieser Wert

[2]) Vgl. W. Gehler, Kapitel Eisenbrückenbau, S. 1816 im Taschenbuch für Bauingenieure, IV. Aufl., 1921.

[3]) An dieser Stelle möchte ich (als Mitglied des Preisgerichtes) nicht unterlassen, auf das noch laufende internationale Preisausschreiben der Reichsbahn-Gesellschaft (Eisenbahnzentralamt Berlin) zur Erlangung eines Durchbiegungs- und Schwingungsmessers aufmerksam zu machen. Preise insgesamt 33 000 Goldmark. Termin verlängert bis 1. April 1926. Sobald ein brauchbarer Schwingungsmesser gefunden ist, sollte m. E. jede deutsche Reichsbahndirektion zunächst nur eine einzige bestimmte Brücke alljährlich sorgfältig prüfen und die Schwingungszahlen φ vorher gründlich zu errechnen versuchen, um das Ergebnis von Rechnung und Messung zu vergleichen. Dann wäre zu hoffen, daß wir im Laufe des nächsten Jahrzehntes endlich einmal die schon lange vermißte sichere Grundlage zur Bemessung des richtigen Wertes φ erhalten, zugleich aber auch einen Wertmesser für die Güte der verschiedenen Fahrbahnausbildungen und einen Ansporn zu ihrer baulichen Verbesserung.

kann äußerstenfalls bei Klasse IV auf rd 33% herabgedrückt werden. Etwa denselben Grenzwert erreicht man bei den großen Fachwerkbrücken mit l = 100 m Stützweite und mehr. Bei l > 50 m verschwindet der Unterschied zwischen den Klassen I bis III. Dagegen bleibt auch dann noch die neu aufgenommene Vergünstigung bei geschweißten Schienenstößen, die bei l = 150 m den äußersten Kleinstwert φ = 1,20, also 20% Stoßzuschlag, gestattet.

Um den Vergleich mit anderen ähnlichen Formeln für Stoßzahlen zu erleichtern, wurden für diese vier Klassen die Werte (φ − 1), also die sogenannten Stoßzuschläge als Funktion der Stützweiten in die schon von F. Bleich[4]) gegebene Übersicht eingetragen, der bereits auf die auffallende Abweichung der Reichsbahnwerte von den übrigen Werten für kleine Stütz-

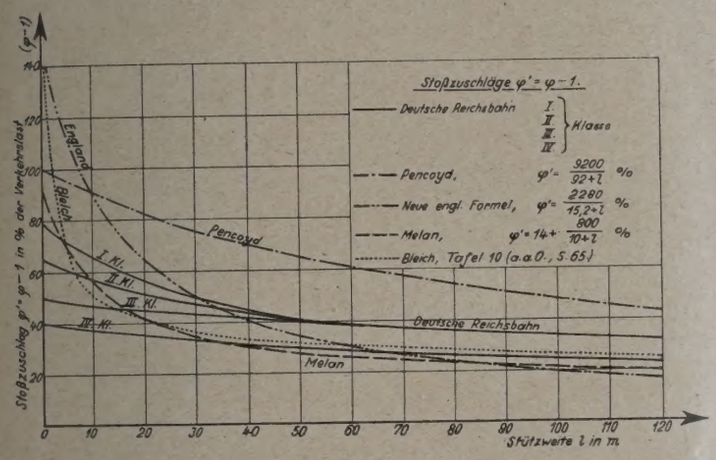


Abb. 1. Stoßzuschlag als Funktion der Stützweite nach den verschiedenen Formeln.

weiten hinweist. Nur die künftigen, zu erwartenden Versuche können die Frage entscheiden, ob die Werte φ der Reichsbahn für kleine Stützweiten zu niedrig, also zu kühn bemessen sind oder nicht.

Der große Vorteil der Durchsichtigkeit des nunmehr einheitlich durchgeführten Stoßzuschlagverfahrens zeigt sich gerade in dem Vergleich der Fassungen von 1922 und 1925.

Die Tafel 3 der Stoßzahlen steht jetzt übrigens ihrer Bedeutung entsprechend vorn bei den Verkehrslasten und nicht mehr weiter hinten bei den zulässigen Spannungen. Der Gedanke der Stoßzahl ist auch in den Fällen besonderer Trägergrundformen folgerichtig durchgeführt. So ist z. B. bei Bogenbrücken (ohne aufgehobenen Horizontalschub) wegen der geringeren ständigen Last die dem 0,75fachen der Spannweite entsprechende (also größere) Stoßzahl zu nehmen. Bei Auslegerträgern ist als Stützweite für die Schwebeträger und für die Bestimmung der Stoßzahl der Gelenke die Entfernung der Gelenkpunkte zu wählen, dagegen für die Kragträger einschließlich der Kragarme und für die Bestimmung der Stoßzahl für die Stützen und Unterzüge die Entfernung der Auflagerpunkte der Kragträger. Endlich ist für kurze Konsolträger zwischen Endquerträger und Widerlager der Wert φ für l = 0 einzusetzen.

Die sich aus der Fliehkraft H_f ergebenden Momente und Querkräfte sind jetzt ebenfalls noch mit der Stoßzahl φ zu multiplizieren, weil es Kraftwirkungen sind, die von der Verkehrslast herrühren.

Für die Haupt- und Fahrbahnträger sind die zulässigen Zug- und Biegungsspannungen grundsätzlich unverändert geblieben, also bei St. 37 für den Fall der Hauptkräfte, den wir Rechnungsfall A nennen wollen, σ_{zul} = 1400 kg/cm² und für den Fall der Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte (Rechnungsfall B) σ_{zul} = 1600 kg/cm². Für den hochwertigen Baustahl St. 48 sind diese Zahlen entsprechend dem Verhältnis der Streckgrenzen 3120 : 2400 = 1,30 um 30 % erhöht, also zu 1820 kg/cm² (Fall A) und 2080 kg/cm² (Fall B) festgesetzt.

Auch für Lagerteile und Gelenke ist die Stoßzahl φ nach wie vor zu berücksichtigen. Erwähnt sei hierbei, daß die zulässigen Spannungen der eisernen Lagerteile (Tafel 19) beträchtlich erhöht worden sind, und zwar z. B. im Fall B: für Gußeisen um rd 10 %, dagegen bei Stahlformguß für Biegung von 1300 auf 2000 kg/cm², bei Druck von 1600 auf 2000 kg/cm², ebenso bei geschmiedetem Stahl von 1500 auf 2200 kg/cm² (für Biegung) und von 1900 auf 2200 kg/cm² (für Druck).

Endlich sind jetzt im Gegensatz zu früher auch die Auflagersteine und das Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager mit Hinzufügen von φ zu berechnen. Deshalb sind die zulässigen Spannungen (mit Ausnahme der Pressung von Bruchsteinmauerwerk) etwas erhöht worden, z. B. für die Mörtelfuge unter dem Lager von 40 auf 50 kg/cm².

Auf 3 Ausnahmen, bei denen die Stoßzahl φ nicht in Rechnung zu stellen ist, sei besonders hingewiesen.

1. Wie bisher bei Berechnung des Erddruckes auf die Widerlager. (Für die Lastenzüge E bzw. G sind hier nur die Zahlenwerte der Erdschichthöhe heraufgesetzt, und zwar von 1,40 m auf 1,80 m bzw. von 1,30 auf 1,60 m.)

2. Wie bisher bei Berechnung der hölzernen Querschwellen. (Hier ist die zulässige Druck- und Scherspannung rechtwinklig zur Faser bei Nadelholz von 15 auf 22,5 kg/cm² erhöht worden, bei Buchen- und Eichenholz sogar von 30 auf 45 kg/cm², so daß starke Eindrückungen besonders bei Hinzutritt von Feuchtigkeit nicht zu vermeiden sein werden.)

3. Bei Berechnung der Wind-, Quer-, Brems- und Schlingerverbände ist jetzt ebenfalls φ nicht in Rechnung zu stellen. Früher war die zulässige Beanspruchung durch eine umständliche Zahlentafel abgestuft. Jetzt soll hier, um möglichst kräftige Verbände zu erhalten, durchgängig mit den verhältnismäßig kleinen Werten σ_{zul} = 1000 kg/cm² für St. 37 und entsprechend 1300 kg/cm² für St. 48 gerechnet werden, was zur Vereinfachung und Erzielung größerer Steifigkeit durchaus zu begrüßen ist. Hierbei sei noch darauf hingewiesen, daß jetzt diese Wind- und Querverbände nicht mehr für eine wagerechte Last von $^1/_5$ der größten Lokomotivachslast (für ein Gleis) zu berechnen sind, sondern für eine solche wagerechte Kraft von 6 t, wodurch sich eine weitere Verstärkung ergibt[5]).

Zum Schluß dieser Erörterungen möchte ich nicht unterlassen, auf eine Stelle des Textes hinzuweisen, die nach dem jetzigen Wortlaut kaum zu verstehen ist. Unter VIII. Zulässige Spannungen der eisernen Lagerteile und Gelenke (S. 45) lautet der zweite Absatz: „Die zulässigen Druckspannungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einer Linie oder in einem Punkte berühren, sind bei festen Lagern, bei Gleitlagern und bei den Rollen von Ein- und Zweirollenlagern..... (im Rechnungsfall B) 6000 kg/cm² für Gußeisen, 8000 kg/cm² für St. 37, 10 000 kg/cm² für Stahlguß und St. 48, 12 000 kg/cm² für geschmiedeten Stahl anzunehmen.“ Wenn hier σ_{zul} für die „Berührungsfläche“ vorgeschrieben ist, so frage ich zunächst:

1. Wie groß ist denn z. B. bei einem Rollenlager diese Berührungsfläche in cm² anzunehmen? Ist hier etwa an eine der bekannten Formeln gedacht, bei denen aber gerade die Werte σ_{zul} sehr stark von den Beiwerten der Formel[6]) abhängen?

[4]) Siehe F. Bleich, Theorie der eisernen Brücken 1924, S. 65 (Verlag von Jul. Springer, Berlin). Daselbst ist auch die ausführliche Berechnung des Schwingungszuschlages $\varphi' = \varphi - 1$ für den einfachen Fall eines geraden Stabes durchgeführt und auf die Unzulänglichkeit der bekannten englischen Versuche (s. „Der Bauingenieur“ 1922 S. 33) hingewiesen.

[5]) Damit haben wir nahezu wieder den Stand der alten guten sächsischen Vorschriften erreicht ($^1/_4$ der lotrechten Querkräfte aus der Verkehrslast). Vgl. Taschenbuch für Bauingenieure, S. 1814.

[6]) Vgl. die Dissertation des damaligen Assistenten bei meinem Lehrstuhl Dr.-Ing. A. Kollmar, Auflager und Gelenke (Verlag von W. Ernst u. Sohn, Berlin 1919).

2. Womit sind diese außergewöhnlich hohen Werte für zulässige Spannungen zu begründen?

Auf einige ins Einzelne gehende Änderungen sei hier nur kurz hingewiesen: z. B. bei den Bremskräften (jetzt sind alle Achsen abzubremsen, früher nur alle Lokomotiv- und Tenderachsen und die Hälfte der Wagenachsen), ferner bei der Berechnung der Wechselstäbe (der Beiwert im Zähler der bekannten Formel ist jetzt 0,3 anstatt früher 0,5) und dergleichen mehr.

Eine wesentliche Vereinfachung bringt endlich der Abschnitt V: „Oben offene Brücken und Abstützung von Druckstäben gegen seitliches Ausweichen." Die umständliche Rechnung des alten Verfahrens ist erfreulicherweise weggefallen. An ihre Stelle ist nur die Forderung getreten, die Pfosten, Querträger und Querrahmen für eine wagerechte Kraft $H = S : 100$ zu berechnen, wobei S die größte Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe (ohne Knickzahl) ist. Diese einfache Rechnung wird erfahrungsgemäß wohl auch in der Regel die Steifigkeit des Bauwerkes gewährleisten. Da jedoch vom wissenschaftlichen Standpunkte eine solche Faustformel nicht befriedigen kann, ist zu wünschen, daß dieses Sondergebiet des Knickproblemes sowohl durch Versuche wie auch durch theoretische Studien noch weiter erforscht wird, um dem Konstrukteur eine verhältnismäßig einfache Handhabe zur raschen Erfassung des oft recht verwickelten Kräftespieles zu bieten.

Der Schlußsatz dieses Abschnittes der Vorschriften lautet: „Die oben angegebene Berechnungsart gilt als Überschlagsrechnung; es bleibt freigestellt, eingehendere Rechnungsverfahren anzuwenden." Diese Worte können als ein Beweis dafür angesehen werden, daß auch die Verfasser der Vorschriften sich der Unzulänglichkeit dieser rohen Überschlagsrechnung bewußt waren, ohne sich jedoch auf eine genaueres Verfahren einigen zu können. Besonders bei Verstärkungen bestehender Brücken, bei denen die Seitenkraft $H = S : 100$ zu hohe Beanspruchungen ergibt, ist eine genauere Rechnung unentbehrlich.

Die Unzulänglichkeit der Überschlagsrechnung geht schon aus der Betrachtung der bekannten Engesserformel[7]) hervor, die in der Form, wie ich sie im Taschenbuch für Bauingenieure[8]) gegeben habe, lautet:

$$(1) \qquad v = \frac{2}{S}\sqrt{\frac{N_0}{v}}$$

Hierin bedeutet:

S den Mittelwert der Gurtkräfte in den an einem Knoten zusammenstoßenden Gurtstäben,

N_0 den Mittelwert der Steifigkeitsgrade $\frac{E J}{a}$ der anstoßenden Gurtstäbe und

v die Verschiebung des Gurtknotens infolge einer an ihm angreifenden wagerechten Last 1.

Begründung dieser Formel: Engesser schließt seine Abhandlung mit der Gleichung:

$$(1a) \qquad A = A_{erf} = \frac{v^2 S^2 a}{4 E J},$$

wobei A die Kraft bedeutet, die die Verschiebung $y = 1$ am Rahmenkopfe hervorruft. Der Rahmenwiderstand ist dann $C = A y$.

Bezeichnet man die Verschiebung für $C = 1$ t mit $y = v$, so ergibt sich $1 t = A v$ oder $A = \frac{1}{v}$, so daß Gleichung (1a) übergeht in:

$$v^2 = \frac{4}{S^2} \cdot \frac{E J}{a} \cdot \frac{1}{v},$$

woraus sich Gleichung (1) ergibt.

Aus dieser Formel (1) folgt, daß sich dem Konstrukteur stets zwei Möglichkeiten bieten, um die Knicksicherheit v der Druckgurte offener Brücken zu erhöhen, und zwar:

1. die Verringerung der wagerechten Rahmenverschiebung v, z. B. durch Verstärkung der Rahmenpfosten oder der Rahmenriegel oder endlich durch den Einbau von Eckstreben[9]),
2. durch Vergrößerung des Druckgurtquerschnittes, also von J oder $N_0 = E J : a$.

Die Wirkung dieser zweiten, oft sehr zweckmäßigen Maßnahme kommt bei der rohen Überschlagsrechnung mit $H = \frac{1}{100} S$ überhaupt nicht zum Ausdruck.

Ich bedauere daher, daß man davon abgesehen hat, die Engesserformel in der Form (1) mit $v \geq 3$facher Sicherheit vorzuschreiben. Den Einwänden, die gegen ihre unbegrenzte Gültigkeit auf Grund der wertvollen Studien von F. Bleich[10]) zu erheben sind, kann man m. E. leicht durch die folgende einschränkende Vorschrift begegnen: „Ferner muß die einschränkende Bedingung erfüllt sein, daß die Spannung in den Gurtstäben

$$(2) \qquad \sigma = \frac{S}{F'} \leq 0{,}85\, \sigma_{d_{zul}}$$

ist, wobei $\sigma_{d_{zul}}$ die nach Seite 38 der Vorschriften sich ergebende zulässige Druckspannung bedeutet, oder aber, daß der erforderliche Gurtquerschnitt

$$(2') \qquad F' = \frac{S}{1{,}19} + 0{,}577\, k\, S_k^2$$

(vgl. Seite 40 der Vorschriften, wobei nur zu beachten ist, daß hier $F' = F : 0{,}85 = \frac{S}{1{,}4} \cdot \frac{1}{0{,}85}$ ist und daß in dieser von mir angegebenen Gebrauchsformel nur der Beiwert des ersten Gliedes von der zulässigen Druckspannung beeinflußt wird. Vgl. W. Gehler, Die Baunormung, Beiblatt des Bauingenieur Nr. 3 vom 15. März 1924.)

Die Begründung der Formel (2), die ich gelegentlich ausführlicher bringen werde, ergibt sich im Anschluß an die Studien von Bleich a. a. O. Durch diese Bedingung 2 werden alle Druckgurtquerschnitte, die verhältnismäßig zu schwach sind, ausgeschlossen, und zwar in dem Bereich der Bleichschen Darstellung Abb. 159, S. 207 mit $\frac{\varphi}{\pi} > 0{,}8$, so daß, falls diese Bedingung (2) erfüllt ist, die Engesserformel nunmehr unbedenklich verwendet werden kann.

Die Grenzbedingung (2) zeigt in Verbindung mit der Engesserformel (1) deutlich, daß man die Knicksicherheit offener Brücken verhältnismäßig leicht durch eine Verstärkung der Druckgurtquerschnitte erkaufen kann. Will man diesen Baustoffaufwand vermeiden, so bleibt als letztes Mittel die Möglichkeit, in diesen kritischen Bereich $\left(\text{nach Bleich } 1{,}0 > \frac{\varphi}{\pi} > 0{,}8\right)$, der eben durch die Gleichung (2) ausgeschlossen wird, bewußt hineinzugehen.

Dabei ist jedoch zu bedenken, daß dieser kritische Bereich m. E. noch nicht hinreichend durch Berechnung und Versuche erforscht ist. Die Klärung dieser Frage bildet somit eine bedeutsame Aufgabe für den weiteren Ausbau dieser „Vorschriften".

III. Zulässige Beanspruchungen der Niete.

Bezeichnet man wiederum den Fall der Hauptkräfte (ständige Last, Verkehrslast, Fliehkräfte, Wärmeschwankung) als Rechnungsfall A und den Fall der Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte als Rechnungsfall B, so sind nach Seite 36 und 44 die zulässigen Schubspannungen τ_{zul} und der zulässige Lochleibungsdruck σ_l bei Nieten folgende:

[7]) Siehe Fr. Engesser, Zentralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 415, und 1909, S. 175 u. f.

[8]) Taschenbuch für Bauingenieure, 4. Aufl., S. 1824 (Verlag von Julius Springer, Berlin 1921).

[9]) Vgl. W. Gehler, Der Rahmen, 3. Aufl., Berlin 1925, Verlag von W. Ernst u. Sohn, S. 74 bis 105.

[10]) F. Bleich, Theorie der eisernen Brücken, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer, S. 207.

Rechnungsfall	Neue Brücken St. 37 A	Neue Brücken St. 37 B	Neue Brücken St. 48 A	Neue Brücken St. 48 B	Bestehende Brücken aus Flußeisen nach 1895 A	Bestehende Brücken aus Flußeisen nach 1895 B
σ_{zul} = ...	1400	1600	1820	2080	1500	1700
$\tau_{zul} = 0{,}8\ \sigma_{zul}$	1120	1280	1456	1664	1200	1360
$\sigma_l = 2{,}5\ \sigma_{zul}$	3500	4000	4550	5200	3750	4250

Die am gleichen Tage (am 25. Februar 1925) erlassenen Allgemeinen Bezeichnungen in den baupolizeilichen Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt stimmen in allen Punkten grundsätzlich mit den vorliegenden „Reichsbahnvorschriften" überein mit Ausnahme der zulässigen Nietbeanspruchung. In diesen sogenannten „Hochbaubestimmungen" ist für St. 37 τ_{zul} = 1000 kg/cm² und σ_l = 2000 kg/cm² und entsprechend für St. 48 τ_{zul} = 1300 kg/cm² und σ_l = 2600 kg/cm². Gegenüber der vorläufigen Fassung der Reichsbahnvorschriften von 1922 ist jetzt der zulässige Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2{,}0\ \sigma_{zul}$ auf $\sigma_l = 2{,}5\ \sigma_{zul}$ erhöht worden. Die sich damit ergebenden zulässigen Spannungswerte sind aus der obigen Übersicht zu ersehen. Da mir eine Begründung für die Berechtigung dieser großen Spannungserhöhung bisher nicht bekannt geworden ist, und die Fachgenossen anderer Kulturstaaten diesen Weg äußerster Materialausnutzung nicht gegangen sind, habe ich bei der Hauptverwaltung der Reichsbahnen die Vornahme von Versuchen mit Nieten angeregt, die als Beweis der vorgeschriebenen Spannungswerte dienen können.

Zum Schluß möge daher ganz kurz auf dieses Nietproblem eingegangen werden. Es handelt sich dabei um zwei vollständig getrennte Probleme, und zwar zunächst um das der Blechpressungen, insbesondere an den Wandungen des Nietloches, und den damit verbundenen Formänderungen und sodann um das der Beanspruchungen der Niete infolge Biegung, Schub und lokaler Pressungen.

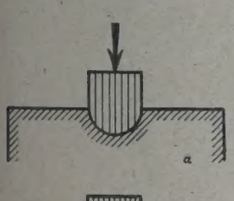


Abb. 2.

Die Frage der Blechpressung kann versuchstechnisch an Probekörpern nach Abb. 2a leicht erforscht werden. Einen Anhalt bieten die Studien über das ebene Schneidenproblem von L. Prandtl, Göttingen[11]). Hiernach darf erwartet werden, daß die Fließgrenze im Blech etwa bei einer Pressung

$$\sigma_s = \sigma_F \left(1 + \frac{\pi}{2}\right) = 2{,}57\ \sigma_F$$

erreicht wird. Nach den Versuchen von Dr. Findeisen[12]) und Dr. Albert Dörnen[13]) erleiden aber bekanntlich die ersten und letzten Niete wesentlich höhere (mindestens um etwa 70 % höhere) Beanspruchungen als wir bei gleichmäßiger Lastübertragung in unseren statischen Berechnungen in der Regel annehmen. Demnach ist im Fall B für St. 37 in Wirklichkeit eine Beanspruchung $\sigma_l = 1{,}7\ \sigma_{l_{zul}} = 1{,}7 \cdot 4000 = 6800$ kg/cm² zu erwarten, wenn σ_l = 4000 kg/cm² bei gleichmäßiger Lastverteilung zugelassen wird.

Auf Grund zahlreicher Versuche liegt aber nicht immer die Fließgrenze für St. 37 bei dem Mittelwert von 2400 kg/cm², sondern erheblich tiefer, z. B. bei 2000, ja sogar bei 1900 kg/cm², so daß das Fließen im Blech vielfach bereits bei σ_s = rd 5000 kg/cm² zu erwarten ist. Vor allem ist aber zu bedenken, daß die bleibenden Dehnungen bereits vor Erreichung der Fließgrenze in meßbarer Größe auftreten. Schon nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze, die bei St. 37 etwa zu $\sigma_P = 0{,}8\ \sigma_F$ anzunehmen ist, sind sie deutlich wahrnehmbar.

Das zweite Problem besteht in der Ermittlung der Beanspruchungen des Nietschaftes, in dem außer den Schubspannungen τ auch noch Biegungsspannungen σ_x parallel zur Schaftachse und lokale Pressungen σ_y rechtwinklig dazu auftreten. Der Lochleibungsdruck ist bei dieser Aufgabe als äußere Belastung des Schaftes $p_l = \sigma_l$ anzusehen. Legt man die von Bleich a. a. O., Seite 324, aufgestellte Rechnungsweise für zylindrische Bolzen und die in Deutschland noch allgemein gebräuchliche Bruchtheorie der größten Dehnungen zugrunde, so erhält man für den Sonderfall des zweischnittigen Nietes das bemerkenswerte Ergebnis, daß die reduzierten Spannungen σ_{red} = 0,91 p_l bis 1,0 p_l = rd 1,0 σ_l, also etwa gleich den Lochleibungspressungen sind. Die Voraussetzungen dieses Rechnungsergebnisses müssen allerdings erst noch durch Versuche als voll berechtigt erwiesen werden.

Eine ausführliche Erörterung dieses wichtigen Nietproblemes möchte ich erst nach Abschluß der zu erwartenden Versuche vornehmen.

Bei der Fülle und den Schwierigkeiten des Stoffes war es keine leichte Aufgabe, in kurzer Zeit diese einheitlichen Vorschriften zu schaffen. Das Verdienst gebührt in erster Linie dem Reichsbahndirektor Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin, und seinen Mitarbeitern, insbesondere Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Kommerell. Um die Einheitlichkeit äußerlich zu betonen, erschienen an ein und demselben Tage, am 25. 2. 1925, diese „Vorschriften" der Reichsbahn und die sachlich mit ihnen fast vollständig übereinstimmenden „Hochbaubestimmungen für Eisenbauten" des Preußischen Wohlfahrtsministeriums für den gesamten Bereich der Baupolizei Preußens, die voraussichtlich in den meisten übrigen deutschen Gliedstaaten übernommen werden dürften. So ist der Normungsgedanke auf einem der schwierigsten Gebiete des Bauwesens siegreich durchgedrungen und ein großzügiges deutsches Einigungswerk durch Gemeinschaftsarbeit geschaffen worden.

[11]) L. Prandtl, Zeitschrift für angew. Math. u. Mech., Bd. I, 1921, S. 15.
[12]) Forschungsarbeiten des Vereins deutscher Ingenieure, Heft 229, Berlin 1920

[13]) Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung, Berlin 1924, Verlag von W. Ernst u. Sohn, S. 9.

DAS ω-VERFAHREN ZUR BERECHNUNG GEDRÜCKTER STÄBE IN GRAPHISCHER DARSTELLUNG.

Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lindenthal.

Das durch ministerielle Verordnung vom 25. Februar 1925 für die Berechnung gedrückter Stäbe vorgeschriebene sogenannte ω-Verfahren hat die Unstimmigkeiten der alten Berechnungsmethoden beseitigt. Wie sich das neue Verfahren zu den früher gebräuchlichen Formeln von Euler und Tetmayer verhält, erkennt man übersichtlich, wenn man für einen beliebigen konstanten Querschnitt die zulässige Stabkraft P in Abhängigkeit von der Knicklänge s_k zeichnerisch aufträgt. Als Beispiel ist hier (Abb. 1) ein quadratischer Querschnitt mit der Kantenlänge 1 cm angenommen worden, so daß bei einem Querschnitt F = 1 cm² Stabkraft P und Spannung σ identisch sind. Für die Darstellung ist auf beiden Koordinatenachsen logarithmische Teilung gewählt worden, weil ein solches Bild in allen Teilen eine prozentual gleiche Genauigkeit aufweist und weil die Euler-Gleichung

$$J = 1{,}9\ P\ s_k^2 \text{ bei 4facher Sicherheit}$$

bezw.

$$J = 2{,}38\ P\ s_k^2 \text{ bei 5facher Sicherheit}$$

als gerade Linie erscheint. Die Stabkraft nach der Druckformel $P = \sigma \cdot F$ berechnet, erscheint als Gerade parallel zur Ab-

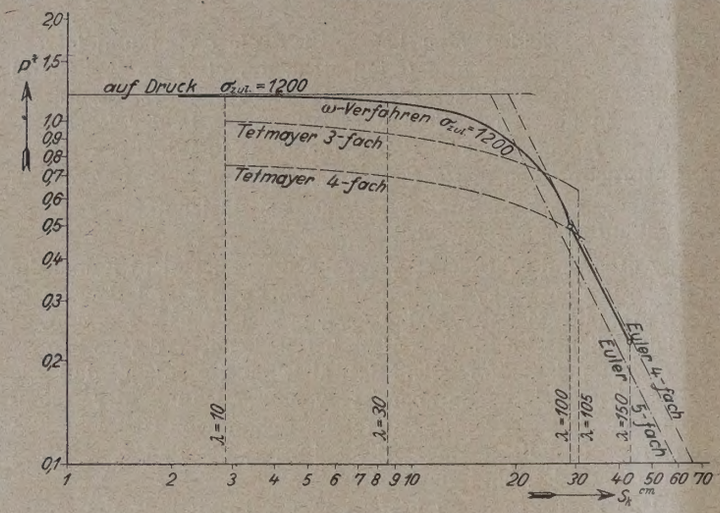


Abb. 1.

szissenachse und die Tetmayersche Knickformel als Kurve, die bei einem Schlankheitsgrad $\lambda = 105$ die Euler-Gerade schneidet.

$$\lambda = \frac{l}{i}; \qquad i = \sqrt{\frac{J}{F}}$$

Die Linie für die nach dem ω-Verfahren berechnete Stabkraft ist stark gezogen. Sie verläuft geradlinig im elastischen Bereich von $\lambda = 150$ bis $\lambda = 100$, entspricht also der Eulerschen Formel bei annähernd 4facher Sicherheit. Schlankheitsgrade über 150 sind unzulässig. Im weiteren Verlauf ist sie eine Kurve, die sich mit kleiner werdender Knicklänge der wagerechten Drucklinie nähert, wodurch ein Zusammenhang zwischen Druck- und Knickfestigkeit hergestellt worden ist.

Bemerkenswert ist, daß diese Kurve nicht im Punkte $\lambda = 100$ an die Gerade im elastischen Bereich tangiert, sondern von ihr geschnitten wird. Das bedeutet, daß in einem allerdings kleinen Bereich, z. B. für $\lambda = 90$, die Berechnung nach dem ω-Verfahren eine größere Stabkraft ergibt, als die Eulersche Formel, während das Gegenteil der Fall sein müßte. Zahlenmäßig ist die Abweichung so gering, daß sie nicht ins Gewicht fällt. Es handelt sich nur um einen Schönheitsfehler des ω-Verfahrens, der durch Änderung der dem Wert $\lambda = 90$ zugeordneten Knickzahl $\omega = 1{,}88$ beseitigt werden könnte.

Das ω-Verfahren hat nun den großen Nachteil, daß es sich nur auf einen gegebenen Querschnitt anwenden läßt. Die sogenannten „Gebrauchsformeln" beseitigen den Übelstand nur sehr unvollkommen, weil der darin vorkommende Profilwert $K = \frac{F^2}{J}$ für manche Querschnittsformen sich so stark ändert, daß doch erst nach mehrmaliger Durchrechnung der vorteilhafteste Querschnitt gefunden werden kann. So ist z. B. der Profilwert für

$\llcorner\!\lrcorner$ 55 · 55 · 6 K = 4,6
$\llcorner\!\lrcorner$ 55 · 55 · 10 K = 7,7.

Diese starken Abweichungen machen die Gebrauchsformeln für diese Querschnittsform wertlos. Der Statiker, der jetzt an das ω-Verfahren gebunden ist, verlangt ein Hilfsmittel, welches ihm ermöglicht, den günstigsten Querschnitt ohne Vergleichsrechnungen zu finden. Ein solches bietet eine Rechentafel, wie sie in Abb. 2 für die erwähnte Querschnittsform wiedergegeben ist.

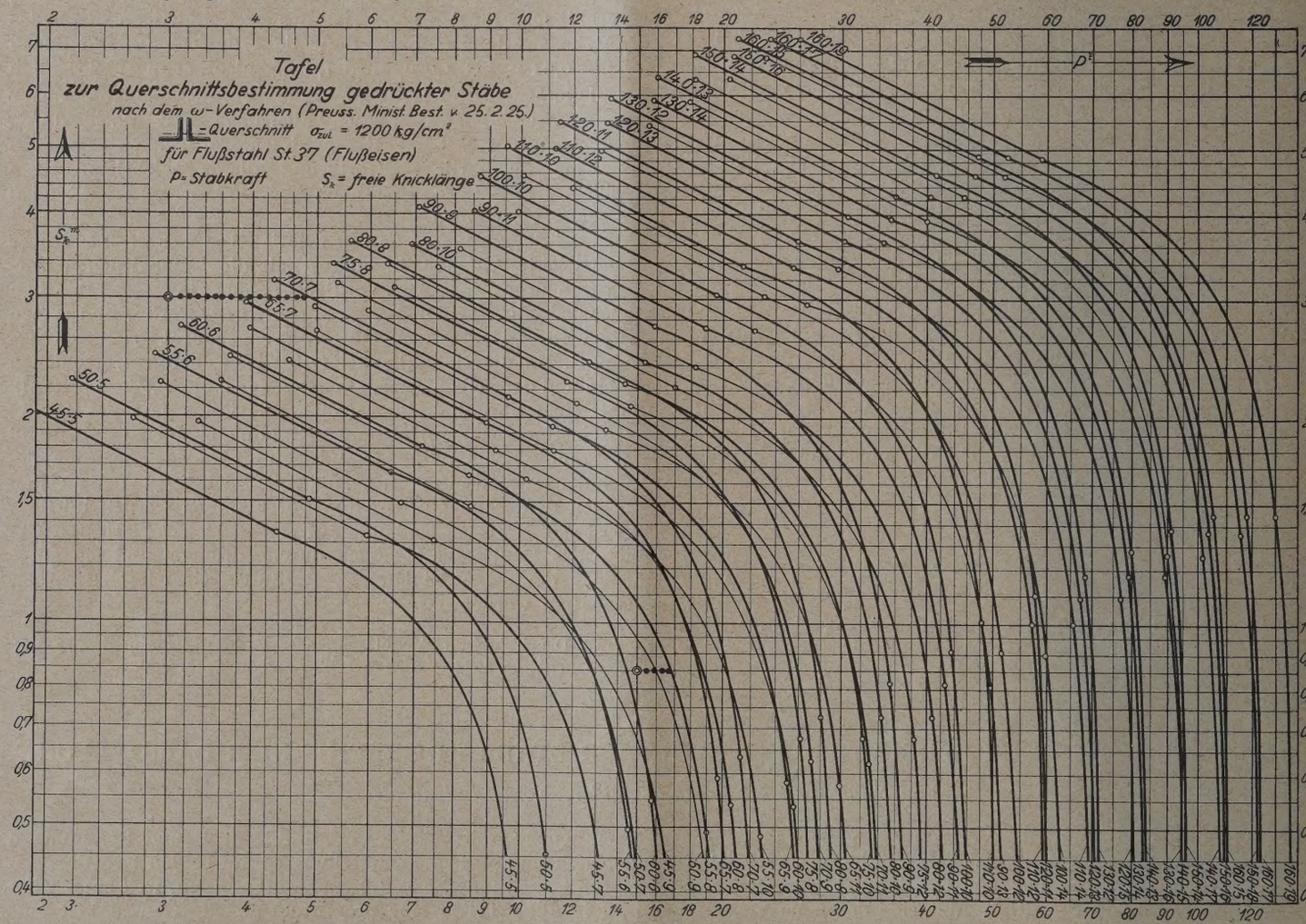


Abb. 2.

Für jedes Profil ist ebenso wie in Abb. 1 die zulässige Stabkraft P in Abhängigkeit von s_k aufgetragen und zwar aus den angeführten Gründen in doppellogarithmischem Koordinatensystem. Die Tafel ist berechnet für $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm². Soweit ein Profil, welches an und für sich ausreichen würde, vorteilhafter durch ein anderes mit kleinerem Querschnitt ersetzt werden kann, sind die Linien dünn gezogen. Der Gebrauch der Tafel ist einfach und übersichtlich, wie aus folgenden Beispielen hervorgeht.

1. Beispiel.

Gegeben: $P = 3$ t; $s_k = 3$ m.

Man suche den zugehörigen Punkt und gehe parallel zu der P-Achse, bis man auf eine stark gezogene Linie trifft. Der günstigste Querschnitt ist ⌋|⌊ 70 · 70 · 7. ⌋|⌊ 65 · 65 · 7 ist unzulässig, weil hierfür der Schlankheitsgrad größer als 150 ist.

2. Beispiel.

Gegeben: $P = 15$ t; $s_k = 0{,}85$ m.

Gefunden: ⌋|⌊ 55 · 55 · 8.

Die zunächst getroffene dünne Linie kann ebenfalls benutzt werden, das Profil hat aber einen größeren Querschnitt.

Die Tafel ist auch anwendbar, wenn eine andere Spannung, z. B. $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm², gewählt wird. Da die zulässige Stabkraft der Spannung direkt proportional ist, bilde man $P\frac{1200}{1400}$ und setze diesen Wert als Stabkraft ein.

Im Beispiel 2 würde hiernach die einsetzende Stabkraft $15\frac{12}{14} = 12{,}85$ t und es genügen gerade noch ⌋|⌊ 55 · 55 · 6.

Mit Rücksicht darauf, daß bei mehrteiligen Stäben der Schlankheitsgrad für den einzelnen Stab nicht größer als 30 und nicht größer als der Schlankheitsgrad des Gesamtstabes sein soll, ist außer den Punkten $\lambda = 150$; $\lambda = 100$ auch der Punkt $\lambda = 30$ hervorgehoben. Bei mehrteiligen Druckstäben kann dann, nachdem das Profil gefunden ist, die größte zulässige Knicklänge für den Einzelstab (Abstand der inneren Nieten) unmittelbar der Tafel für den Teilquerschnitt entnommen werden. Hieraus ergibt sich die notwendige Anzahl der Bindebleche bezw. der Vergitterungen. Derartige Tafeln lassen sich für alle vorkommenden Querschnitte entwerfen[1]).

[1]) Solange die Tafeln noch nicht in Buchform vorliegen, können sie einzeln vom Verfasser, Köln-Lindenthal, Dürener Str. 47, bezogen werden.

EIN NOMOGRAMM ZU DEN NEUEN BERECHNUNGSVORSCHRIFTEN FÜR DRUCKSTÄBE IM EISENBAU.

Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Nach den neuen preußischen Hochbaubestimmungen, die neuerdings im ganzen Reiche Geltung erhalten sollen, und nach den Reichsbahnvorschriften sind Druckstäbe bekanntlich nach dem ω-Verfahren zu berechnen.

Für mittige Belastung gilt die Formel:

$$\frac{P\,\omega}{F} \leqq \sigma_{zul},$$

worin P die größte Stabkraft in t,
F den vollen Stabquerschnitt in cm²,
ω die von λ abhängige Knickzahl
und σ_{zul} die zulässige Spannung in t/cm² ohne Berücksichtigung des Knickens bezeichnen.

Obige Formel ist zum Festigkeitsnachweis des gewählten Stabprofils vorgeschrieben, eignet sich aber nicht zur Neuberechnung von Druckstäben. Hierfür sind den amtlichen Bestimmungen und den Reichsbahnvorschriften Gebrauchsformeln beigegeben, die zur vorläufigen Berechnung der erforderlichen Profile dienen sollen. Diese Formeln enthalten den sog. Profilwert

$$k = \frac{F^2}{J} \text{ oder } = \frac{F}{i^2},$$

ein Zahlenwert, der für geometrische Gebilde unverändert bleibt und bei Walzprofilen sich nur langsam mit der Profilgröße innerhalb derselben Profilklasse ändert.

Den Gebrauchsformeln haftet der Nachteil an, daß sie für den elastischen und unelastischen Knickbereich ($\lambda = 0$ bis 100 bzw. $\lambda > 100$) verschieden lauten und daß bei Voranschlag des Profils noch nicht zu übersehen ist, welcher Bereich jeweils vorliegen wird; die Folge davon ist eine mehrfache Proberechnung bis zur endgültigen Profilwahl.

Dieser Nachteil wird umgangen durch den Gebrauch des nachstehend beschriebenen Knicknomogramms, das jede Rechnung entbehrlich macht und das erforderliche Profil sofort

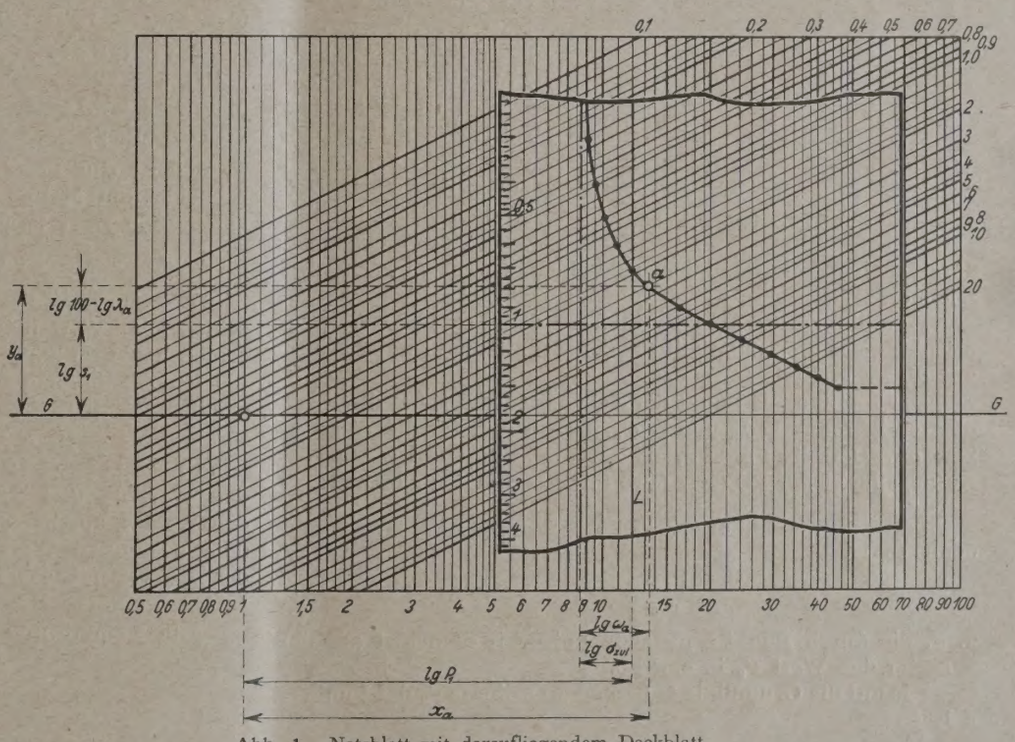


Abb. 1. Netzblatt mit daraufliegendem Deckblatt.

anzeigt. Es ist für den Konstruktionstisch des Statikers und für den prüfenden Beamten bestimmt und besteht aus dem Netzblatt und dem Deckblatt.

Das Netzblatt enthält nach Abb. 1 (das darüber gezeichnete weiter unten beschriebene Deckblatt bleibe zunächst unberücksichtigt) eine lotrechte Linienschar in logarithmischer Stufung mit einer Ziffernleiter für die Druckkräfte in t und eine ebenfalls logarithmisch gestufte schräge Linienschar für die

k-Werte, ferner eine wagerechte Grundlinie G. Dieses Netzbild ist nach rechts und oben abgekürzt dargestellt; die im praktischen Gebrauche benötigten Netze erstrecken sich über Druckkräfte bis zu 1000 t.

Abb. 2 zeigt ein Stück des auf Pauspapierstreifen zu zeichnenden Deckblattes. Es trägt am linken Rande eine von oben nach unten gehende logarithmische Leiter für die Knicklängen s in m. Ferner enthält es die strichpunktierten Koordinatenachsen und eine Kurve mit den Ordinaten

$$\eta_{50} = -\lg 0{,}5 = -\lg \frac{50}{100} = \lg 100 - \lg 50$$

$$\eta_{60} = \lg 100 - \lg 60 \text{ usw.}$$

und den zugehörigen Abszissen

$$\xi_{50} = \lg \omega_{50}, \quad \xi_{60} = \lg \omega_{60} \text{ usw.},$$

worin die Werte ω_{50}, ω_{60}, ... die den $\lambda = 50, 60, \ldots$. zugeordneten Knickzahlen bezeichnen. Außerdem ist eine lotrechte Leitlinie L im Abstande lg σ_{zul} von der Ordinatenachse gezogen. Die genannten Koordinatenachsen werden nur zur Herstellung der Kurve vorübergehend benötigt und sind in den Gebrauchsdeckblättern weggelassen.

Für den auf mittigen Druck zu berechnenden Stab sei die Druckkraft P_1 in t und die Knicklänge s_1 in m gegeben. Man legt das Deckblatt so auf das Netz, daß die Leitlinie L über der dem P_1 entsprechenden Geraden der lotrechten Netzschar liegt und die Grundlinie G auf der s-Leiter des Deckblattes die Knicklänge s_1 abschneidet; Abb. 1 zeigt eine solche Deckblattlage für beispielsweise $P_1 = 12$ t und $s_1 = 1{,}8$ m. Die unter dem Deckblattstreifen liegenden und wegen des Pauspapiers durchscheinenden Netzlinien sind hier etwas schwächer gezeichnet.

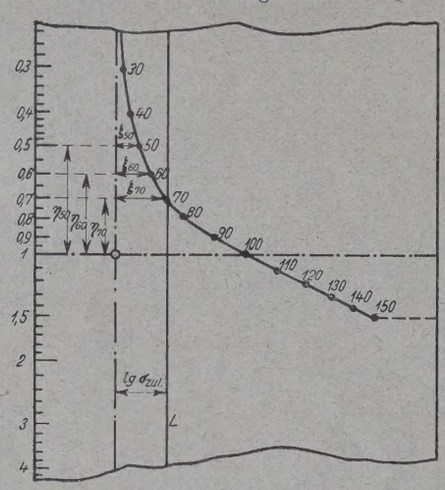


Abb. 2. Deckblatt.

Hat die gewünschte Profilklasse den Profilwert k_a (hier beispielsweise 2,5), dann gilt für den Schnittpunkt a der Kurve mit dieser k_a-Linie folgendes:

Der Punkt a, als Punkt der Kurve betrachtet, hat die Koordinaten lg 100 — lg λ_a und lg ω_a, er gilt also für die Werte λ_a bzw. ω_a. Derselbe Punkt a, als Netzpunkt betrachtet, hat vom Anfangspunkt der P-Leiter (also für P = 1 t) den Abstand:

$$x_a = \lg P_1 - \lg \sigma_{zul} + \lg \omega_a = \lg F_a,$$

denn es ist

$$\frac{P_1 \omega_a}{\sigma_{zul}} = F_a;$$

d. h. die durch Punkt a gehende Lotrechte schneidet auf der P-Leiter den Wert F_a in cm² ab.

Die auf die Grundlinie G bezogene Ordinate y_a des Punktes a ist

$$y_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg \lambda_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg \frac{s_1 \cdot 100}{i_a},$$

worin i_a in cm den dem Querschnitt F_a und dem Profilwert k_a entsprechenden Trägheitshalbmesser bezeichnet. Die Zahl 100 rührt davon her, daß hier die s in m gelten, während in der Formel $\lambda = s:i$ beide Werte in cm zu verstehen sind. Aus Obigem folgt weiter:

$$y_a = \lg s_1 + \lg 100 - \lg s_1 - \lg 100 + \lg i_a = \lg i_a,$$

somit ist y_a der Logarithmus von i_a.

Wir denken uns nun auf dem Netz eine wagerechte Geradenschar in logarithmischer Einteilung für die Werte i in cm eingetragen, worin die Grundlinie G auf i = 1 cm fällt. Es entspricht somit jedem Netzpunkt ein gewisser Wert F und daher auch ein Wert $k = F:i^2$. Verbindet man die Punkte gleicher k-Werte durch Linien, dann folgt aus der logarithmischen Netzteilung der wagerechten und lotrechten Scharen sofort, daß diese k-Linien ebenfalls Gerade bilden und daß die Geradenschar der k-Reihe (benötigt werden die k-Linien für k = 0,1 bis 2,0) ebenfalls logarithmische Stufung zeigt.

Die dem Punkte a entsprechenden Werte F_a und ω_a genügen somit genau der Knickformel:

$$\sigma_{zul} = \frac{P_1 \omega_a}{F_a}.$$

Nach dem in Abb. 1 dargestellten Zahlenfall mit $P_1 = 12$ t und $s_1 = 1{,}8$ m ergibt sich für ein Profil mit $k_a = 2{,}5$ der Querschnitt $F_a = 13{,}4$ cm².

Aus $k_a = \frac{F_a}{i_a^2}$ folgt für dieses Profil der Wert:

$$i_a = \sqrt{\frac{F_a}{k_a}} = \frac{13{,}4}{2{,}5} = 2{,}31 \text{ cm}.$$

Hierfür ist $\lambda_a = \frac{180}{2{,}31} = 78$ und für die preußischen Bestimmungen St. 37 (wofür die Deckblattkurve gilt) $\omega_a = 1{,}55$.

Die Nachprüfung des Stabes nach der amtlichen Formel liefert:

$$\sigma_{zul} = \frac{12 \cdot 1{,}55}{13{,}4} = 1{,}39 \text{ t/cm}^2$$

(der genaue Wert müßte 1,4 sein).

Im praktischen Gebrauche wird die i-Linienschar nicht benötigt und ist weggelassen, damit das Netz nicht mit Linien überladen wird.

Wird bei derselben Deckblattlage (also für dieselben Werte P_1 und s_1) eine Profilklasse mit dem Werte k_b gewählt, dann schneidet die k_b-Linie die Kurve im Punkte b, und der entsprechende Wert F_b und ω_b genügt wieder genau der Knickbedingung $\frac{P_1 \omega_b}{F_b} = \sigma_{zul}$.

Die Kurve gibt somit eine Reihe von Punkten an, die verschiedenen Werten $F_a\, k_a\, \omega_a$, $F_b\, k_b\, \omega_b$ usw., also verschiedenen Profilklassen und -größen entsprechen, welche alle die Knickbedingung für das gegebene Wertpapier $P_1\, s_1$ genau erfüllen.

Für ein anderes Wertpaar $P_2\, s_2$ wird das Deckblatt in eine neue Lage gebracht, so daß die Leitlinie L auf der P-Leiter den Wert P_2 und die Grundlinie G auf der Deckblattleiter den Wert s_2 abschneidet. Für die gewünschte Profilklasse mit dem bekannten Wert k ist wieder durch den Schnittpunkt der Kurve mit der k-Linie das erforderliche F auf der P-Leiter bestimmt.

Die Knickbedingung lautet in Umschreibung auch:

$$F_{erf} \geqq \frac{P \omega}{\sigma_{zul}}.$$

Die Werte F und k für Netzpunkte auf der Kurve erfüllen genau die Bedingung $F = \frac{P \omega}{\sigma_{zul}}$. Da nun der Querschnitt auch größer sein darf als dieser Formel entspricht, aber nicht kleiner, sind nur Werte F und k zulässig, deren Netzpunkte rechts der Kurve oder höchstens auf dieser liegen. Da die F für die üblichen Eisenbauprofile nicht stetig, sondern sprungweise von Profil zu Profil wechseln, und die k-Werte derselben Profilklasse mit der Profilgröße in geringem Maße wechseln, so ist die endgültige Wahl des Netzpunktes mit den wirklichen

aus Tafeln zu entnehmenden Profilgrößen F und k in Einklang zu bringen, was aber praktisch schon beim zweiten oder höchstens dritten Versuch mit hinreichender Genauigkeit gelingt. Der endgültige Netzpunkt muß dann stets rechts der Kurve und darf höchstens auf dieser liegen.

Auf der Deckblattkurve sind die den Werten $\lambda = 10$, 20, 30 usw. bis 150 entsprechenden Punkte eingezeichnet und beziffert. Aus der Lage des Netzpunktes auf der Kurve läßt sich sofort der jeweils vorliegende λ-Wert angeben oder abschätzen. Liegt der Netzpunkt rechts der Kurve, dann gilt für die Bestimmung des λ-Wertes die durch den Netzpunkt gehende Wagerechte. Schlankheitsgrade von über 150 sind bekanntlich nicht zulässig. Daher muß der Netzpunkt rechts der Kurve und gleichzeitig über der durch den 150er Kurvenpunkt gehenden Wagerechten liegen.

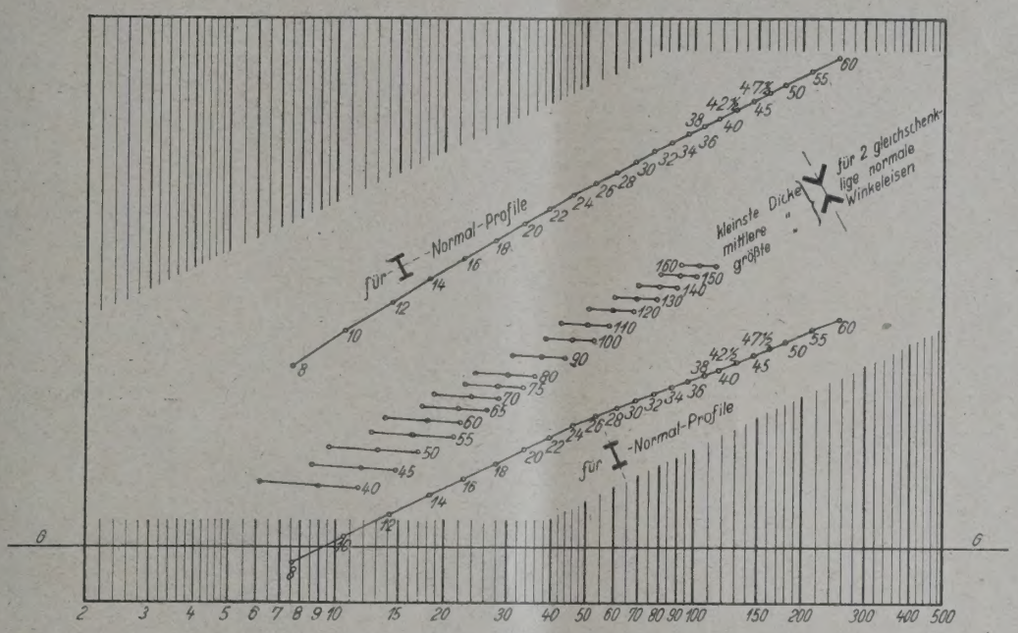


Abb. 3. Profilnetzblatt.

Nach den preußischen Bestimmungen ist jeder Stab für zwei Belastungsfälle zu berechnen, je nachdem ohne oder mit Windlast gerechnet wird. Diesen beiden Fällen entsprechen zwei verschiedene Werte für σ_{zul}, während die ω-Werte dieselben bleiben und nur vom Baustoff abhängig sind. Das Deckblatt ist für beide Belastungsfälle benutzbar, wenn darauf zwei Leitlinien L für beide σ_{zul}-Werte verzeichnet werden. Die preußischen Bestimmungen erfordern demnach zwei Deckblätter, einmal für St. 37 und einmal für St. 48, da die Kurven für beide Baustoffe verschieden sind. Die Reichsbahnvorschriften erfordern im ganzen vier verschiedene Deckblätter, mit ebenfalls je zwei Leitlinien. Das Netzblatt dagegen ändert sich nicht und ist für alle Deckblätter benutzbar.

Die Brauchbarkeit des Verfahrens läßt sich erhöhen durch die sog. Profilnetze. Den verschiedenen Größen einer Profilklasse, z. B. dem gleichschenkligen Winkeleisen, entsprechen ganz bestimmte Netzpunkte, je gegeben durch die Werte F und k. Diese können im Netzblatt von vornherein genau eingetragen werden und liefern eine gewisse nicht ganz regelmäßig verlaufende Punktreihe. Das Deckblatt wird für das gegebene Wertepaar P und s aufgelegt; alle Profile, deren Punkte rechts der Kurve und über der 150er Linie liegen, sind zulässig. Am günstigsten sind die Profile, deren Punkte die kleinsten F zeigen, die also möglichst nahe der Kurve liegen.

Es lassen sich auf demselben Netzblatt mehrere Profilklassen durch Punktreihen darstellen, sofern sie sich gegenseitig nicht stören. Die üblichen einfacheren Profilklassen erfordern daher mehrere Profilnetzblätter. Die k-Linienschar wird hier nicht mehr benötigt und kann weggelassen werden, wodurch das Bild an Klarheit gewinnt, die durch Unterbrechung der lotrechten Linienschar noch gesteigert wird. Abb. 3 zeigt ein solches Profilnetz für das über Eck gestellte gleichschenklige Winkeleisenpaar und für das I-Normalprofil mit den daselbst angegebenen Knicknullinien.

DAS ARBEITEN MIT DEM „NUPUBEST"-GERÄT.

Von Chr. Rieckhof, Direktor der A.-G. für Baubedarf, Darmstadt.

Im Bauingenieur 1925 Heft 7 ist die Lösung statisch unbestimmter Systeme auf experimenteller Grundlage mit dem „Nupubest-Gerät" bereits in ihren Grundzügen beschrieben. Hier soll an Hand einiger allgemein gültiger Beispiele gezeigt werden, daß nach der experimentellen Ermittelung der Biegelinien und ihrer Wendepunkte (Momentennullpunkte) mit Hilfe einer verkleinerten Stabwerksnachbildung, die mit dem „Nupubest-Gerät" hergestellt wird, selbst das verwickeltste statisch unbestimmte Stabsystem wie ein offenes Buch vor uns liegt.

A. Verschiedene Stabsysteme, welche statisch bestimmt werden.

Eine sehr große Anzahl von Stabsystemen wird durch Einführung der Momentennullpunkte statisch bestimmt.

Ist bei dem in Abb. 1 dargestellten Rahmen die Lage der Momentennullpunkte bekannt, so wird zunächst der belastete Riegelabschnitt zwischen den Momentennullpunkten 2 und 3 als Träger auf zwei Stützen behandelt. Unter P wird

$$M_S = \frac{P\,a\,b}{l},$$

wobei $l = a + b$. Die Verlängerungen der Verbindungslinien S—2 und S—3 schneiden auf den Auflagerlotrechten die Eckmomente bei B und C ab und so fort.

Man kann bei derartigen Systemen auch anders vorgehen. Durch die Momentennullpunkte, die wie Gelenke wirken, wird das statisch unbestimmte Stabsystem in mehrere statisch bestimmte Dreigelenksysteme zerlegt, und zwar in 1, 2 und 3 sowie in 2, 3 und D.

Beide Dreigelenksysteme haben den Stabteil 2—3 gemeinsam. Aus diesem Grunde müssen die Verlängerungen der Verbindungslinien 1—2 und D—3 auf der Kraftrichtung in ein und demselben Punkte d zusammentreffen. Die Kraft P wird dann einfach in d zerlegt in die Auflagerkräfte A und D.

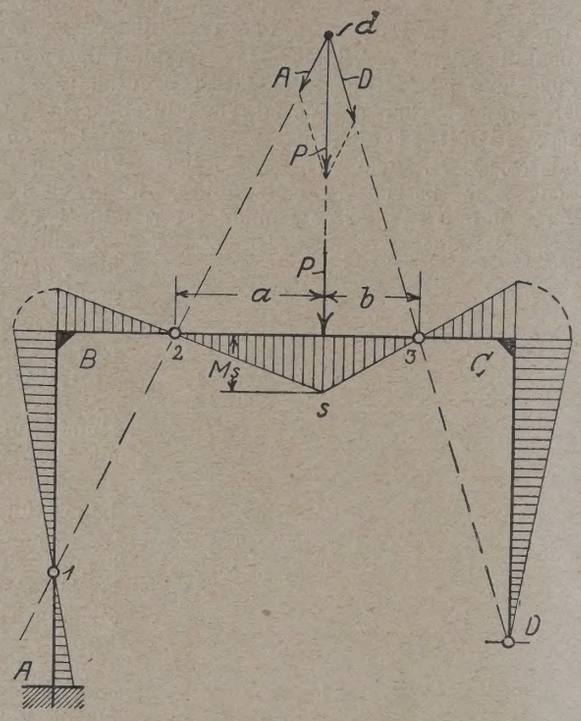


Abb. 1.

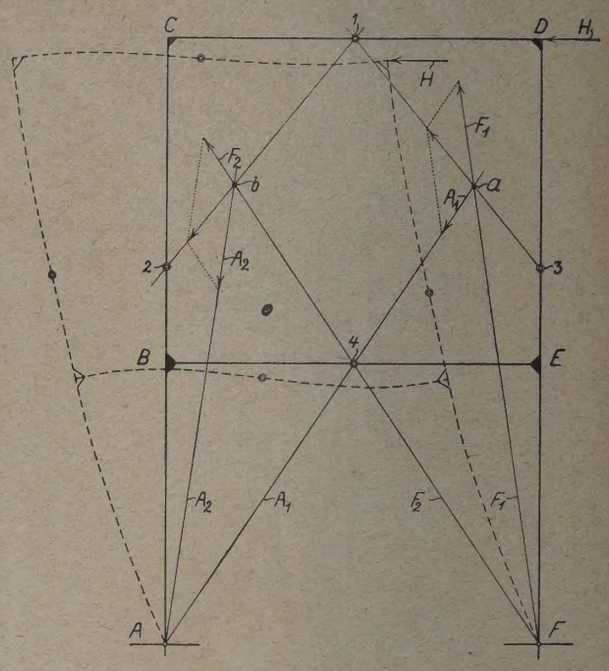


Abb. 2.

Dieselben sind damit nach Richtung und Größe bekannt. Alle weiteren Ermittelungen bedürfen wohl keiner näheren Erklärungen. Auch zweistielige Stockwerksrahmen werden bei einigen Belastungsfällen in verschiedene Dreigelenksysteme zerlegt. Abb. 2 zeigt die unverbogenen Systemlinien und die Biegelinien eines solchen Stockwerksrahmens mit den kenntlich gemachten Momentennullpunkten infolge der Horizontalkraft H.

Nach Abb. 2 wird zuerst die Kraft H im Nullpunkt 1 in Richtung auf Nullpunkt 2 und 3 zerlegt (Dreigelenksystem 2—1—3). Im unteren Dreigelenksystem A—4—F wird die Kraft 1—3 im Punkt a weiter zerlegt in A_1 und F_1 und ebenso die Kraft 2—1 im Punkt b in A_2 und F_2, so daß im Auflagerpunkt A die beiden Auflagerkräfte A_1 und A_2 entstehen, desgleichen in F die beiden Auflagerkräfte F_1 und F_2 unter Beachtung der Richtung im Sinne von Aktion und Reaktion.

Ist der Stockwerksrahmen auch bezüglich der Trägheitsmomente symmetrisch, so liegen die Momentennullpunkte 2 und 3 gleich hoch. Aus $\sum H = 0$ ergibt sich alsdann, daß sowohl in 2 und 3, als auch in A und F je 0,5 H wirkt. Hiermit können alle Momente direkt angeschrieben werden.

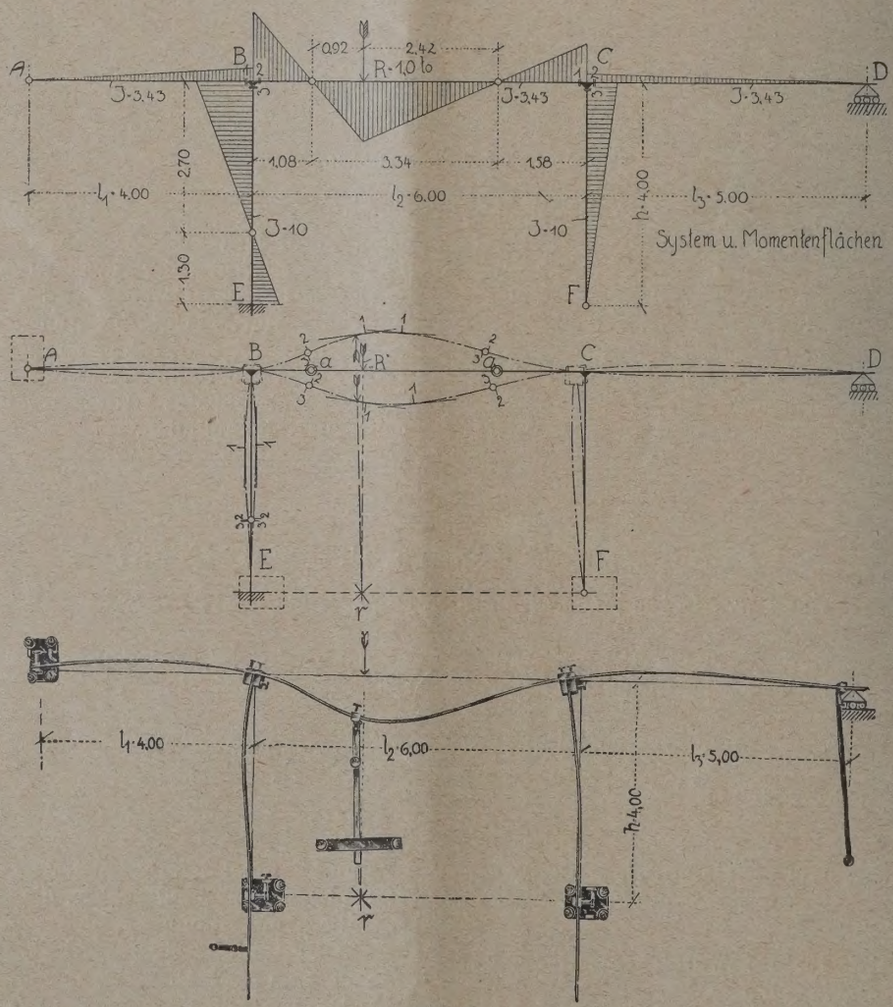


Abb. 3.

B. Stabsysteme, bei denen keine Knotenpunktverschiebungen auftreten.

Bei dem System der Abbildung 3 treten keine Knotenpunktverschiebungen auf. Der mittlere Teil des belasteten Trägers wird wieder wie in Abb. 1 als gewöhnlicher Träger auf zwei Stützen berechnet und die anschließenden Eckmomente ebenfalls wie dort bestimmt. Die Fortpflanzung dieser Eckmomente erfolgt dann im Verhältnis der Steifigkeit der anschließenden Stäbe. Vernachlässigt man hier, wo keine Knotenpunktverschiebungen auftreten, die Einwirkung aus der stets nur geringen Verschiebung der Momentennullpunkte, so ist für

jeden Stab die Steifigkeit $= \frac{J}{a}$, wobei a die Länge vom untersuchten Knotenpunkt bis zum nächsten Momentennullpunkt ist. Zu beachten ist, daß Gelenklager und Rollenlager ebenfalls Momentennullpunkte sind.

Das ankommende Moment im Querschnitt 2 des Knotenpunktes B (Abb. 3), bezeichnet mit M_{B_2}, zerlegt sich also in M_{B_1} und M_{B_3} nach der Steifigkeit der entsprechenden Stäbe.

Der zu M_{B_1} gehörige Stab A—B hat die Steifigkeit

$$\frac{J}{a} = \frac{3{,}43}{4{,}0} = 0{,}86$$

der zu M_{B_3} gehörige Stab E—B hat die Steifigkeit $\frac{J}{a} = \frac{10}{2{,}70} = 3{,}70$

zusammen $= 4{,}56$

Wenn das ankommende Moment vorher ermittelt war mit $M_{I_2} = 0{,}782$, so wird

$$M_{B_1} = \frac{0{,}782 \cdot 0{,}86}{4{,}56} = 0{,}148 \text{ tm},$$

$$M_{B_3} = \frac{0{,}782 \cdot 3{,}70}{4{,}56} = 0{,}634 \text{ tm}.$$

Diese Art der Zerlegung ist einfach, doch enthält sie eine geringe, meistens zu vernachlässigende Fehlerquelle wegen der erwähnten Nichtberücksichtigung der Verschiebung der Momentennullpunkte. Soll ganz genau gearbeitet werden, so ist die Verschiebung der Momentennullpunkte zu berücksichtigen.

Bei allen Stabsystemen, bei denen keine Knotenpunktverschiebungen[1]) möglich sind, wie z. B. beim System der Abb. 3 ist der Knotendrehwinkel eines Knotenpunktes gleich den Tangentenwinkeln der anschließenden Stäbe. Da jeder Knotenpunkt doch nur einen Knotendrehwinkel aufweist, müssen hier alle Tangentenwinkel eines Knotenpunktes gleich groß sein.

Der Tangentenwinkel eines Stabpunktes ist bekanntlich gleich der mit E . J reduzierten Momentenstützkraft. Beachtet man ferner, daß sich die Momente hier bei Dreiecksmomentenflächen verhalten wie die Abstände der betrachteten Punkte vom Momentennullpunkt, so ergeben sich folgende genauen Formeln für die Steifigkeit der einzelnen Stäbe, wobei immer wieder zu beachten ist, daß im System keine Knotenpunktverschiebungen möglich sein dürfen.

Steifigkeit der Stäbe mit Gelenk oder Rollenlager am Ende

(in Abb. 3 die Stäbe A—B, C—D und C—F) $= \frac{J}{l}$

Steifigkeit der Stäbe mit einem Nullpunkt

(in Abb. 3 Stab B—E) $= \frac{2\,l\,J}{3\,a\,b + 2\,a^2 + \frac{b^3}{a}}$

In diesen Formeln ist l die ganze Stablänge, a die Entfernung des Momentennullpunktes vom untersuchten Knotenpunkt A

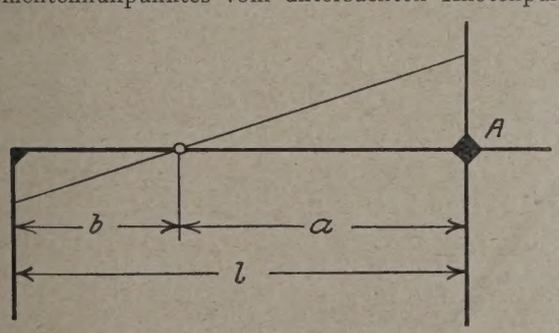


Abb. 4.

und b die Entfernung vom Momentennullpunkt bis zum entgegengesetzten Knotenpunkt (vgl. Abb. 4).

[1]) Man beachte den Unterschied zwischen Verschiebung der Momentennullpunkte und der Knotenpunkte.

C. Stabsysteme, bei denen Knotenpunktverschiebungen auftreten.

Bei allen Stabsystemen, bei denen Knotenpunktverschiebungen auftreten, wird die Momentenermittelung am belasteten Stab auf die gleiche Art durchgeführt, wie eben beschrieben, also auch für die beiden Knotenpunktmomente des belasteten Stabes. Für die Ermittelung aller übrigen Momente ist folgendes zu beachten.

Grundsätzliches.

Betrachtet man die Biegelinie der Abb. 5 mit der zugehörigen Momentenfläche, so erkennt man den innigen Zusammenhang zwischen Biegelinie und Momentenfläche und die Übereinstimmung zwischen dem Wendepunkt der Biegelinie und dem Nullpunkt der Momentenfläche.

Die senkrecht zur Tangente gemessene Durchbiegung y ist gleich dem reduzierten Moment der Momentenfläche be-

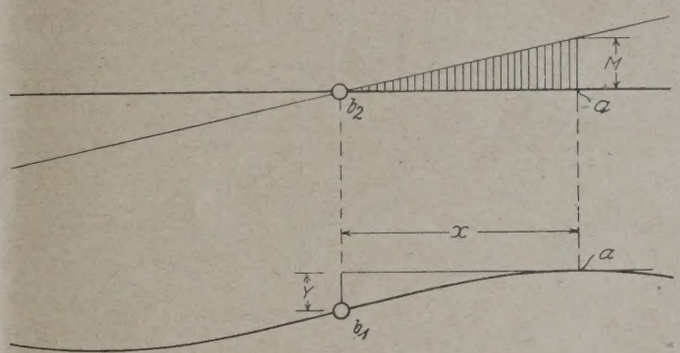


Abb. 5.

zogen auf den untersuchten Punkt b. Bei dem betrachteten Beispiel der Abb. 5 ist

$$Y = \frac{M\,x}{2} \cdot \frac{2}{3}\,x \cdot \frac{1}{E\,J}$$

Hieraus ergibt sich nach Umstellung Grundgleichung I:

$$M = \frac{3\,Y\,E\,J}{x^2}.$$

Anwendung bei einem beliebigen Knotenpunkt.

Abb 6 zeigt die Biegelinien der an einem beliebigen Knotenpunkt eines Stabsystemes anschließenden verbogenen Stäbe mit den kenntlich gemachten Wendepunkten. Abb. 7 ist die zugehörige Momentenfläche. In Abb. 6 sind im Knotenpunkte die Tangenten an die Biegelinien gezogen. Die Winkel, welche die Tangenten miteinander bilden, sind die gleichen wie die Winkel der Stabachsen vor der Verbiegung.

Für jeden Stab gilt die Grundgleichung I:

$$M = \frac{3\,Y\,E\,J}{x^2}.$$

Das Verhältnis aller Knotenpunktsmomente ist damit:

$$M_1 : M_2 : M_3 : M_4 = \frac{3\,Y_1\,E_1\,J_1}{x_1^2} : \frac{3\,Y_2\,E_2\,J_2}{x_2^2} : \frac{3\,Y_3\,E_3\,J_3}{x_3^2} : \frac{3\,Y_4\,E_4\,J_4}{x_4^2}.$$

Wenn 3 E konstant ist, so entsteht die Grundgleichung II:

$$M_1 : M_2 : M_3 : M_4 = \frac{Y_1\,J_1}{x_1^2} : \frac{Y_2\,J_2}{x_2^2} : \frac{Y_3\,J_3}{x_3^2} : \frac{Y_4\,J_4}{x_4^2}.$$

Da es sich nur um Verhältniszahlen handelt, können alle Längen im beliebig großem, aber gleichem Maßstab gemessen werden. Für die Trägheitsmomente brauchen nicht die absoluten Größen

eingesetzt zu werden, sondern ebenfalls nur Zahlen, die das Größenverhältnis der verschiedenen Trägheitsmomente angeben.

Abb. 6.

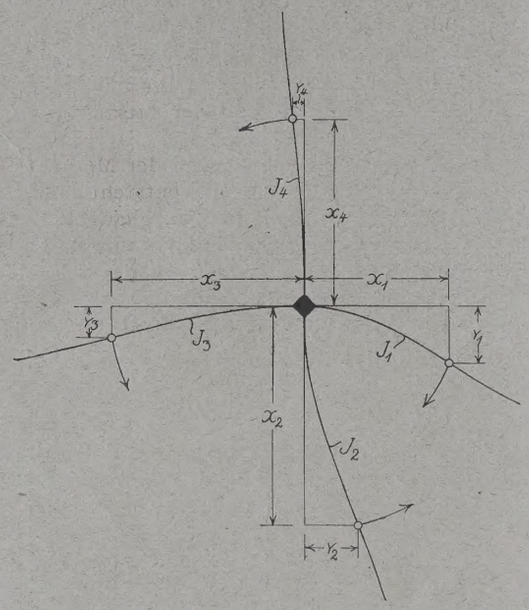
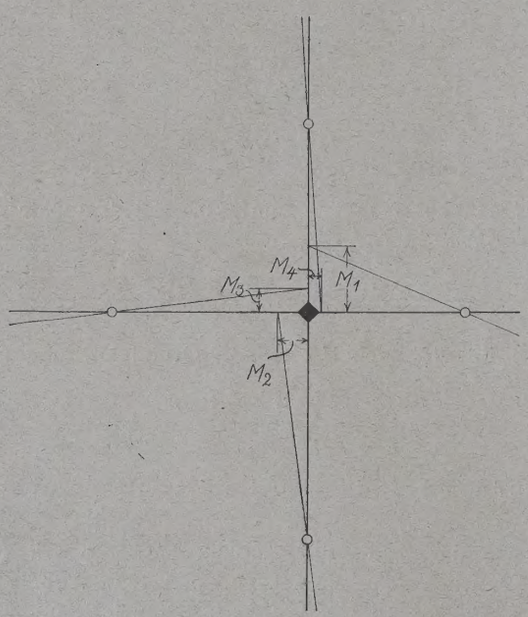


Abb. 7.



Genaue Kontrollmöglichkeit.

Die Summe aller an einem Knotenpunkt angreifenden Momente muß gleich Null sein.

Der Wirkungssinn der einzelnen Momente ist aus der Abb. 6 eindeutig zu entnehmen, wenn man an jedem Wendepunkt eine Kraft einzeichnet, welche im Sinne der Verbiegung wirkt. Hier dreht die Kraft am Stab 1 in Uhrzeigerrichtung, während die Kräfte an den Stäben 2, 3 und 4 entgegengesetzt wirken. Zur Herstellung des Gleichgewichtszustandes muß daher sein:

$$M_1 = M_2 + M_3 + M_4.$$

Die Bedingung $\sum M = o$ muß aber bereits an den Verhältniszahlen der Grundgleichung II erfüllt sein. Mit anderen Worten gesagt: Die Summe der Steifigkeiten aller an einem Knotenpunkt anschließenden Stäbe ist gleich Null. Ist dies nicht der Fall, so war die Tangentenrichtung eine ungenaue und muß eine Richtigstellung erfolgen. Um dieses zu erreichen, braucht aber keine Umzeichnung, sondern nur eine sehr einfache Ausgleichsrechnung vorgenommen zu werden, indem der Verhältniswert für M_1 soviel größer oder kleiner werden muß, als die Summe der Verkleinerungen oder Vergrößerungen der übrigen Momente.

Auswertung.

Die Grundgleichung I gilt für jeden Punkt eines verbogenen Stabes (nicht nur für die Knotenpunkte) mit einem Momentennullpunkt, wobei Gelenk- und Rollenlager als Nullpunkte zu behandeln sind. Man kann daher die Verhältnisgrundgleichung II beliebig verlängern, d. h. auf das ganze Stabsystem ausdehnen und auch beliebige Verhältniswerte einzeln herauslösen. Nach Abb. 3 wird also beispielsweise

$$M_{B_2} : M_E = \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } B_2) : \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei E.).}$$

Nach Umstellung

$$M_E = \frac{M_{B_2}}{\frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei } B_2)} \cdot \frac{y \cdot J}{X^2} \text{ (bei E).}$$

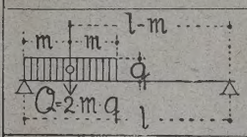
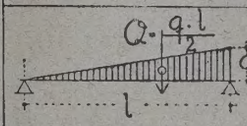
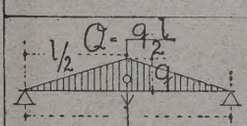
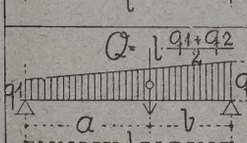
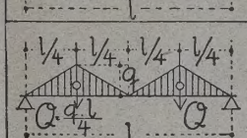
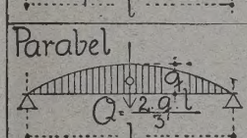
Belastung	Lage und Größe der Ersatzkraft „R"
	$x = \frac{6(l-m)^2}{3l-4m} - l$ $R = Q\,\frac{3ml - 4m^2}{3x(l-x)}$
	$x = \frac{2l}{5}$ $R = \frac{Q\,l^2}{6x(l-x)}$
	$x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{5Q}{6}$
	$x = \frac{l(8q_1+7q_2)}{5(q_1+q_2)} - l$ $R = \frac{l^3}{12x} \cdot \frac{q_1+q_2}{l-x}$
	$x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{17Q}{12}$
	$x = \frac{1}{2}$ $R = \frac{4Q}{5}$

Abb. 8.

Da die absolute Größe von M_{B_2} bekannt ist, so kann man von hier aus durch einfaches Insverhältnissetzen mit den Steifigkeitswerten $\frac{y \cdot J}{X^2}$ nicht nur M_E, sondern auf gleiche Art das Moment an irgend einer anderen Stelle des Stabsystems ermitteln.

Sollte ausnahmsweise ein Stab keine Momentennullpunkte aufweisen, so findet sich das Knotenpunktsmoment dieses Stabes aus der für jeden Knotenpunkt gültigen Gleichung

$$\sum M = o.$$

Die zuletzt beschriebene Methode läßt sich sowohl für Stabsysteme mit Knotenpunktverschiebungen anwenden, als auch für solche ohne Knotenpunktverschiebungen.

Bei nächster Gelegenheit sollen diese Ausführungen an Beispielen erläutert werden.

Ersatzkraft „R" für verschiedene Lastarten.

Die Ermittelungen können für alle möglichen symmetrischen und unsymmetrischen Lastarten durchgeführt werden, d. h. also nicht nur für Einzellasten, sondern auch für gleichmäßig verteilte Lasten, Streckenlasten, Dreiecklasten und andere auch irgendwie zusammengestellte Belastungen.

Die Verbiegung erfolgt stets nur durch eine Einzellast von beliebiger unbekannter Größe, wobei es völlig gleichgültig ist, wie die eigentliche Last geartet ist. Die Lage dieser Einzellast (Ersatzkraft „R") ist nur abhängig von der Lage des Schwerpunktes der M_0-Momentenfläche des belasteten Stabes infolge der tatsächlichen Belastung, und zwar muß dieser Schwerpunkt zusammenfallen mit dem Schwerpunkt der M_0-Momentenfläche aus der Ersatzkraft R.

Nachdem die Momentennullpunkte an der Stabwerknachbildung ermittelt sind, wird die Größe der Ersatzkraft errechnet, um die Knotenpunktsmomente des belasteten Stabes und die Momente der unbelasteten Stäbe zu bestimmen. Nur die Feldmomente des belasteten Stabes werden mit der tatsächlichen Belastung ermittelt. Die Größe der Ersatzkraft R ist nur abhängig von dem Inhalt der M_0-Momentenfläche des belasteten Stabes, und zwar müssen die M_0-Momentenflächen aus der Ersatzeinzelkraft R und der tatsächlichen Belastung inhaltsgleich sein.

Ist Inhalt und Schwerpunktslage der M_0-Momentenfläche aus den verglichenen Lasten gleich, so entsteht am Knotenpunkt der gleiche Tangentenwinkel, wobei gleichbleibendes Trägheitsmoment innerhalb eines Stabes vorausgesetzt ist.

In der Broschüre „Nupubest" ist im Anhang die Lage und Größe der Ersatzkraft R für alle nur möglichen Lastarten angegeben. Abb. 8 zeigt einen Ausschnitt aus dieser Tabelle.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erwiderung auf die Zuschrift des Herrn Rieckhof in Heft 16, 1925.

Diejenigen Leser, die meinen Bericht in „Beton und Eisen" 1923, Heft 21, über die Versuche des Herrn Prof. Beggs aufmerksam verfolgt haben, werden wohl auf den ersten Blick gesehen haben, daß Herr Rieckhof in seiner Zuschrift in Heft 16 des „Bauingenieur" in der dort abgedruckten Abb. 2 meines erwähnten Aufsatzes etwas Wesentliches fortgelassen hat, nämlich die in meine Figur eingeschriebene Gleichung $H = \frac{P d_2}{d_1}$. Herr Rieckhof hat die Figur unvollständig wiedergegeben. Es ist in meinem Bericht nirgends gesagt, daß Prof. Beggs gemäß Abb. 2 etwa eine Versuchsanordnung durchgeführt hätte, vielmehr ist es klar, daß diese Figur nur eine Überlegung darstellt, bei welcher selbstverständlich der Schub H aufgebracht wird; denn es ist dies ja gerade die Unbekannte, die aus der Gleichung $H = \frac{P d_2}{d_1}$ errechnet werden soll. Die Eimer mit den Sandkörnern sollen bloß andeuten, daß durch irgendwelche Ursache Verschiebungen (d_1) erzeugt werden sollen, die gemessen werden müssen, ebenso wie die zugehörige Verschiebung am Lastpunkte (d_2). Die Größe des Sandgewichtes in den Eimern ist also ganz belanglos. Es ist in meinem Bericht ausdrücklich und wiederholt betont, daß nur Verschiebungen und nichts weiter gemessen werden müssen und sodann ausführlich erläutert, in welcher Weise Herr Prof. Beggs diese Verschiebungen gemessen hat.

Im übrigen habe ich nicht behauptet, daß das Verfahren des „Nupubest" für die Praxis nicht geeignet sei, ich habe mich nur gegen den Vorwurf verteidigt, daß das Verfahren von Prof. Beggs „nicht dazu geeignet sei, von den technisch interessierten Kreisen allgemein benutzt zu werden".

Dieses zu beurteilen muß vielmehr Herr Rieckhof der Fachwelt überlassen und ich kann in diesem Zusammenhang vielleicht auf den Aufsatz von Herrn Dr. Kuball, Hamburg, in „Beton und Eisen" 1925, Heft 11, „Auswertung der Versuche von Dr.-Ing. F. Kann mit Modellen von Zweigelenkrahmen für die Praxis" hinweisen. In dieser Abhandlung weist der Verfasser die gute Übereinstimmung meiner Messungen mit der Theorie nach und warnt ausdrücklich davor, das Verfahren, da „mit einfachsten Mitteln durchgeführt, einer zu geringschätzigen Beurteilung" zu unterwerfen.

Wismar, im August 1925. Dr.-Ing. Felix Kann.

Mit dieser letzten Zuschrift schließt die Schriftleitung die Diskussion über die vorliegende Frage endgültig ab.

Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Förderung des industriellen Nachwuchses.

In verschiedenen Gewerben macht sich ein Mangel an Facharbeitern bereits geltend oder ist doch in Zukunft zu befürchten. Bei der besonderen Bedeutung, die die qualifizierte Arbeit für die auf Export angewiesene deutsche Wirtschaft hat und bei der Bedeutung des Produktionsfaktors „Arbeit" für die Verbesserung der Produktion bedarf dieser Umstand besonderer Aufmerksamkeit.

Versuche, die fehlenden Arbeitskräfte durch Umschulung von Hilfsarbeitern zu industriellen Facharbeitern zu gewinnen, wie sie auch in der Bauindustrie unternommen sind, können immer nur als ein Notbehelf betrachtet werden. Aufgabe jeder Wirtschaftsgruppe muß es sein, der planmäßigen Förderung ihres Arbeiternachwuchses erhöhte Aufmerksamkeit zu widmen, was wirksam nur durch die Heranbildung von Lehrlingen erfolgen kann.

Eine geordnete Lehrlingshaltung lag in Deutschland im Mittelalter den Zünften und Innungen des Handwerks ob. Wenn auch mit dem Verfall der Zünfte die Lehrlingsausbildung andere Bahnen einschlug, so bildete doch das Handwerk bis in die neueste Zeit ziemlich den gesamten gewerblichen Nachwuchs planmäßig aus. Neben diesen geschulten Arbeitskräften steht ein freier Arbeiterstand, der sich durch die zunehmende Verwendung mechanischer Kräfte in den Fabriken entwickelt hat. Die Industrie ist dazu übergegangen, sich diese Arbeiter selbst heranzubilden. Die Metallindustrie z. B. hat in den letzten Jahrzehnten in erheblichem Maße der Lehrlingsausbildung in Großbetrieben ihr Augenmerk zugewandt, denn von über 50 000 Jugendlichen Metallarbeitern sind über 9000 als Industrielehrlinge ausgebildet. Erwähnt sei ferner die Textilindustrie, welche trotz bei ihr vorhandener Schwierigkeiten — Anhäufung von verschiedenen Handwerken in einem gemeinsamen Raum — Industrielehrlinge in eigenen Werkstätten und nach eigenen Methoden ausbildet.

Auch die industriellen Bauunternehmungen, die für die Spezialbauweise des Betons und Eisenbetons ihren Nachwuchs bis in die jüngste Zeit aus angelernten Bauarbeitern entnahmen, sind dazu übergegangen, für die Spezialbauweise des Betons und Eisenbetons besondere Arbeitskräfte in planmäßiger Lehrzeit heranzubilden. Endlich sei erwähnt, daß die Reichsbahn praktisch in Lehrlingswerkstätten und theoretisch in besonderen Werkschulen nach Art der Privatindustrie Lehrlinge ausbildet und selbst bei den Abbau- und Sparmaßnahmen der Reichsbahn diese Lehrlingsausbildung fortgesetzt hat.

Diese Beispiele mögen für den Beweis genügen, daß die deutsche Industtie der Lehrlingsausbildung besondere Bedeutung beimißt, in der Erkenntnis, daß die gedeihliche Entwicklung eines Unternehmens und die Wettbewerbsfähigkeit auf dem Weltmarkt von der Güte ihrer Erzeugnisse abhängt, daß eine solche aber neben technischen Fortschritten nur durch qualifizierte Facharbeiter zu erreichen ist.

Besonders zu begrüßen ist es, daß man diesem ernsten Willen der Industrie auch regierungsseitig beginnt, das nötige Verständnis entgegen zu bringen. Die Reichsarbeitsverwaltung hat seit längerer Zeit umfassende Untersuchungen über die Förderung des Facharbeiternachwuchses angestellt und sich dabei der Mitarbeit anerkannter Fachleute aus der Praxis bedient. Sie ist in ihrer Unterstützung der Industrie davon ausgegangen, der heranwachsenden Jugend die Wege für eine geeignete Berufswahl zu ebnen. Dieses Ziel soll erreicht werden durch eine planmäßige Berufsberatung unter Würdigung der persönlichen Verhältnisse des Einzelfalles und unter Berücksichtigung der Erfordernisse der Volkswirtschaft. Diese Berufsberatung und die mit ihr verbundene Lehrstellenvermittlung hat im Arbeitsnachweisgesetz vom 22. Juli 1922 eine reichsrechtliche Grundlage. Die Landesämter für Arbeitsvermittlung sind verpflichtet, ihre Tätigkeit auf dieses Gebiet zu erstrecken, während die Arbeitsnachweise zwar ermächtigt, jedoch noch nicht verpflichtet sind. Preußen, Württemberg und Thüringen haben, wenn auch unter gewissen Einschränkungen, eine Verpflichtung für die Arbeitsnachweise ausgesprochen.

Auch der Entwurf eines Berufsausbildungsgesetzes ist fertiggestellt.

Das geltende Recht der Lehrlingshaltung erfordert eine Revision. Es zerfällt in der Gewerbeordnung in zwei Abteilungen: Die §§ 126—128 beziehen sich auf die Gewerbebetriebe im allgemeinen; die §§ 129—132a regeln die Lehrlingsverhältnisse nur für Handwerksbetriebe. Ohne an dieser Stelle auf die Bestimmungen im einzelnen einzugehen, sei darauf hingewiesen, daß die künftige gesetzliche Regelung des Lehrlingswesens sich generell auf alle Jugendliche erstrecken muß, wobei gerade auf die bisher lückenhafte gesetzliche Regelung der

Lehrlingsverhältnisse in der Industrie das Augenmerk zu richten ist. Besondere Beachtung verdient das Prüfungswesen, das nicht wie in der bisherigen Gesetzgebung auf das Handwerk beschränkt bleiben darf, die Forderung an den Gesetzgeber muß vielmehr dahin gehen, auch für die Industrielehrlinge eine Gesellenprüfung einzurichten.

Der Zwang zur Ablegung einer Gesellenprüfung auch für den Industrielehrling gewinnt moralische Bedeutung über die Tatsache hinaus, den Ausbildungsgang durch den Nachweis erlangter Kenntnisse zu beschließen. In unserer Zeit ist die Anhaltung der Jugendlichen zu geordneter Tätigkeit mehr denn je eine Hauptaufgabe, deren Lösung die verantwortlichen Stellen nicht ernst genug nehmen können.

Träger des gesamten industriellen Lehrlingswesens müssen die Berufsvertretungen werden, derart, daß dieselben Aufgaben, wie sie für die handwerkerlichen Lehrlinge den Handwerkskammern zustehen, so für die Industrielehrlinge den Industrie- und Handelskammern kraft Gesetzes übertragen werden, wobei zur Abfassung der Ausbildungsvorschriften, der Prüfungsordnung und zur Prüfung selbst Vertreter der Fachverbände zuzuziehen sind. Dem Staat ist das Genehmigungs- und oberste Aufsichtsrecht vorbehalten.

Nicht nur durch höhere Anforderungen an die Ausbildung der Lehrlinge (Ablegung der Gesellenprüfung) auch schon durch sorgfältige Auswahl des Nachwuchses vor Antritt der Lehrzeit ist die Qualität der Facharbeit zu fördern, z. B. durch das Verfahren der Psychotechnik.

Die sich aus natürlichen Anlagen ergebenden Mängel und Vorzüge der Jugendlichen und seine grundsätzliche Eignung für den erwählten Beruf werden vor Eintritt in den Beruf durch Prüfung ermittelt. Der Jugendliche wird auf diese Weise davor bewahrt einen Beruf zu ergreifen, der ihm keine Befriedigung bieten kann und jedem Gewerbezweig werden nur die geeignetsten Bewerber zugeführt.

Die Tatsache, daß in Industrie- und Verkehrsbetrieben die angestellten Untersuchungen zu beachtlichen Erfolgen geführt hatten, gab z. B. auch schon vor 4 Jahren der Deutschen Reichsbahn Veranlassung, eine psychotechnische Untersuchungsstelle zu errichten, die nicht zuletzt hier auch im Interesse der Betriebssicherheit, sich so bewährt hat, daß die Versuchsstellen in Berlin, München und Dresden einen umfangreichen Ausbau erhalten haben.

Dr. Stoffel, Halle.

Berufsgenossenschaftliche Zugehörigkeit der von Bauunternehmungen gehaltenen Kraftfahrzeuge Nach § 631 Absatz 3 der Reichsversicherungsordnung unterliegt die Haltung von Lastkraftwagen und Lastfuhrwerken der Unfallversicherung bei den zuständigen baugewerblichen Berufsgenossenschaften, weil sie nur als eine Hilfstätigkeit für den eigentlichen Baubetrieb zu betrachten ist. Wenn von einer Bauunternehmung aber als besonderer Geschäftszweig ein gewerbsmäßiger Fuhrwerksbetrieb unterhalten wird, so würde der hierfür zuständige Versicherungsträger die Fuhrwerksberufsgenossenschaft sein. Für das nicht gewerbsmäßige Halten von Personenkraftwagen, Motorrädern, Motorbooten, Kutschwagen usw. kann fernerhin die „Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen", die vielfach als „Sport-Berufsgenossenschaft" bzw. als „Berufsgenossenschaft Nr. 68" bezeichnet wird, als Versicherungsträger in Frage kommen. Die letztgenannte Berufsgenossenschaft hat nun vielfach Bauunternehmungen aufgefordert, die als Führer usw. der Personenkraftwagen beschäftigten Arbeitnehmer (Chauffeure) gegen Krankheit und Invalidität, sowie gegen die Folgen von Betriebs- und Berufsunfällen bei ihr zu versichern. Da die Bauunternehmungen die Löhne aller ihrer Kraftwagenführer meist schon in die den baugewerblichen Berufsgenossenschaften vorgelegten Lohnnachweise aufgenommen hatten, traten zwischen letzteren und der „Berufsgenossenschaft Nr. 68" immer wieder Kompetenzkonflikte auf. Das hat schließlich zu Einigungsverhandlungen der beteiligten Berufsgenossenschaften über die Zuständigkeitsabgrenzungen geführt, deren Ergebnis in Richtlinien folgenden Wortlautes niedergelegt wurde:

I. „Werden von Unternehmern kaufmännischer oder gewerblicher Betriebe Kraftfahrzeuge oder Pferdegespanne gehalten, die lediglich zur Personenbeförderung dienen, so sind diese Fahrzeughaltungen grundsätzlich gemäß § 537, Abs. 1 Ziffer 7 RVO. bei der Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen zu versichern.

II. Werden außer den der Personenbeförderung dienenden Kraftfahrzeugen gleichartige Fahrzeuge für den technischen Betrieb (Lastkraftwagen, Lastfuhrwerke) gehalten und kommen diese der Personenfahrzeughaltung an Zahl und Bedeutung gleich oder überwiegen sie, dann ist die Personenfahrzeughaltung nach § 631, Abs. 3 RVO. bei der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft mit zu versichern.

III. Werden in einem Betriebe Personenfahrzeuge und gleichartige Lastfahrzeuge verwendet und wird für beide Fahrzeughaltungen nur eine Person beschäftigt, so ist die gesamte Fahrzeughaltung aus Zweckmäßigkeitsgründen auch dann bei der zuständigen Baugewerks-Berufsgenossenschaft zu versichern, wenn die Tätigkeit der versicherten Person an den der Personenbeförderung dienenden Fahrzeugen überwiegt.

IV. Wird die zur Bedienung eines Personenfahrzeugs herangezogene Person überwiegend mit anderen Arbeiten im Betriebe beschäftigt, so ist sie für ihre gesamte Tätigkeit bei der Baugewerks-Berufsgenossenschaft zu versichern.

Andererseits ist die betreffende Person in vollem Umfange (also auch für die Tätigkeit im gewerblichen Betriebe) bei der Fahrzeug-Genossenschaft zu versichern, wenn die Bedienung des Personenfahrzeugs die Beschäftigung im Betriebe überwiegt.

V. Die Versicherung der Tätigkeiten einer Person bei verschiedenen Versicherungsträgern ist hiernach unter allen Umständen zu vermeiden.

VI. Tätigkeiten unter Verwendung tierischer Kraft sind mit Tätigkeiten unter Verwendung elementarer Kraft nicht gleichartig."

Diese Regelung gilt indessen nicht für diejenigen Unternehmungen, die Mitglieder der „Tiefbau-Berufsgenossenschaft" sind. Von letzterer ist mit der „Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung für die Fahrzeug- und Reittierhaltungen" vereinbart worden, daß auch die Personenkraftfahrzeuge und Kutschwagen, die dem Baubetriebe dienen, stets der Versicherung bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft unterliegen.

Für Kraftwagen, die von dem Inhaber einer Firma oder dem Direktor einer Aktiengesellschaft zu privaten Zwecken des Besitzers gehalten werden, gelten die vorgenannten Regelungen nicht. Das Reichsversicherungsamt hat vielmehr entschieden, daß diese Fahrzeughaltungen stets der Genossenschaft für die Reichsunfallversicherung der Fahrzeug- und Reittierhaltungen (Berufsgenossenschaft Nr. 68) anzugehören haben. Die Versicherung bei der zuständigen baugewerblichen Berufsgenossenschaft ist nicht angängig, weil lediglich der betreffende Inhaber bezw. Direktor als Halter des Automobils zu betrachten sei und als Versicherungsnehmer von der Firma, bei der er tätig ist, unterschieden werden müsse.

Eigenartige Ausschreibungsbedingungen. Behördliche und private Bauauftraggeber versuchen häufig den Bauunternehmungen in den Ausschreibungsunterlagen recht seltsame Bedingungen aufzuerlegen. Ein besonders krasser Fall hat sich kürzlich in Berlin ereignet. Hier hat ein Bezirksamt Tiefbauarbeiten ausgeschrieben und eine Anzahl Unternehmungen zur Abgabe von Angeboten aufgefordert. In den Ausschreibungsbedingungen für diese Arbeiten befand sich nun im Anschluß an den Verdingungsanschlag folgender Nachsatz: Ich verpflichte mich, den Beschlüssen der Gewerkschaften über die Arbeitszeit usw. unbedingt nachzukommen." Dieser Nachsatz sollte unterschriftlich anerkannt werden. Ein derartiges Verlangen, noch dazu von einer behördlichen Stelle, muß mehr als eigenartig anmuten. Man kann doch unmöglich den Beschlüssen irgendwelcher außenstehender Interessenvertretungen Einfluß auf den Bauvertrag einräumen.

Gerade die Frage der Arbeitszeit im Baugewerbe ist heute heftig umstritten. Die Spitzenverbände der Arbeitgeber und der Arbeitnehmer haben bisher in den Verhandlungen über den Abschluß eines neuen Reichstarifvertrages für das Baugewerbe in dieser Frage noch zu keiner Einigung gelangen können. Es wird aber durch den oben angeführten Nachsatz nicht nur die Anerkennung der Beschlüsse der Gewerkschaften über die Arbeitszeit gefordert, sondern der Unternehmer soll gehalten sein, allen Beschlüssen der Gewerkschaften nachzukommen. Diese Beschlüsse können sich ebensogut auf Erhöhung der Löhne, der Zuschläge oder auf die sonstigen Arbeitsbedingungen beziehen. Die Anerkennung derartiger Bedingungen würde es dem Unternehmer unmöglich machen, eine wirtschaftliche Betriebsführung auf der Baustelle sicherzustellen. Bei ihrer Durchführung wären naturgemäß auch entsprechende Rückwirkungen auf andere Arbeitsstellen zu erwarten.

Besonders von den behördlichen Stellen muß gefordert werden, daß sie unbedingte Neutralität üben und nicht den Forderungen der Bauarbeiterverbände ihre Unterstützung angedeihen lassen, wie es das betreffende Berliner Bezirksamt in unverhülltester Weise tut.

Die Gruppe Berlin-Brandenburg des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. hat unverzüglich Schritte unternommen, die Streichung des fraglichen Satzes aus den Ausschreibungsbedingungen herbeizuführen. Es steht zu erwarten, daß diese Bemühungen von Erfolg sein werden. Die Tatsache der Aufnahme eines derartigen Satzes in die Ausschreibungsbedingungen allein besagt jedoch schon zur Genüge, welche Zumutungen heute an die Bauunternehmungen gestellt werden. Gegen derartige, offenkundige Auswüchse muß jedenfalls mit aller Energie Front gemacht werden. Bw.

Die baugewerblichen Aktiengesellschaften in der amtlichen Statistik über die Reichsmarkumstellung der Aktiengesellschaften. (Nach Wirtschaft und Statistik). Das Statistische Reichsamt veröffentlicht die Ergebnisse der Statistik über 9792 Aktiengesellschaften, für die eine Reichsmarkeröffnungsbilanz vorliegt. Von diesen Gesellschaften bestanden 3347 bereits in der Vorkriegszeit, während 6445 Gesellschaften in den Kriegs- und Nachkriegsjahren gegründet wurden. Von etwa 4—5000 Gesellschaften dürften die Reichsmarkeröffnungsbilanzen noch fehlen.

Ein Vergleich der Höhe der Kapitalien und der Art ihrer Zusammensetzung bei den gesamten 3347 vor dem Kriege erfaßten Aktien-

gesellschaften mit den 44 Vorkriegs-Bau-Aktiengesellschaften zeigt folgendes Bild:

A. Gesamt (3347 Gesellschaften).

	Bilanz 1913/14 (in 1000 M.)	RM.-Eröffnungsbilanz (in 1000 M.)
Aktienkapital	12 214 537	12 812 424
Echte Reserven	3 147 024	1 748 400
Obligationen u. Hypotheken	14 883 327	691 095
Sonstige Schulden	16 867 732	5 921 030
Beamten- u. Arbeiterfonds	327 861	133 530

B. Baugewerbe (44 Gesellschaften).

Aktienkapital	87 384	67 146
Echte Reserven	15 821	6 132
Obligationen u. Hypotheken	26 294	2 553
Sonstige Schulden	55 388	12 098
Beamten- u. Arbeiterfonds	457	1 130

Die arbeitenden Mittel, d. h. die Summe aus Kapital, Reserven, Obligationen, Hypotheken und sonstigen Schulden, betrug bei den 44 baugewerblichen Aktiengesellschaften 1913 = 184,887 Millionen M., 1924 = 87,929 Millionen M. Die arbeitenden Mittel von 1924 sind also nur 47,5% derjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt aus allen Industrien sind die arbeitenden Mittel von 1924 44,9% derjenigen von 1913.) Das Eigene Kapital der bauindustriellen Gesellschaften ist 1924 nur 71,0% desjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt der Industrie 94,8). Das fremde Kapital bei der Bauindustrie von 1924 ist 17,8% desjenigen von 1913 (beim Gesamtdurchschnitt 20,8). Es ist zugunsten des eigenen Kapitals zurückgegangen.

Gegenüber dem Vorkriegsaktienkapital ist das Reichsmarkkapital im Baugewerbe im Gegensatz zu anderen Industrien besonders niedrig (76,8% des Vorkriegskapitals). Nur im Handelsgewerbe ist diese Verringerung des heutigen Kapitals gegenüber dem Friedenskapital noch stärker (30,6% des Vorkriegskapitals. Verringert haben außerdem Verkehrsgewerbe auf 78,7, Versicherungswesen auf 81,4% des Vorkriegskapitals). Dagegen haben andere Industrien ihr Kapital stark erhöht (z. B. chemische Industrie auf 227,1% des Vorkriegskapitals, ähnlich Gas-, Wasser-, Elektrizitätsunternehmungen, Bergbau, Eisen-, Lederindustrie, Maschinen- und Fahrzeugbau).

Das durchschnittliche Kapital der bereits vor dem Krieg bestehenden Aktiengesellschaften ist im Gesamtdurchschnitt aller Industrien von 3,65 auf 3,831 Millionen M. gestiegen, während es im Baugewerbe von 1,985 auf 1,526 Millionen M. gesunken ist.

Zu den Vorkriegsaktiengesellschaften kommen im ganzen 6445, im Baugewerbe 178 in der Kriegs- und Nachkriegszeit begründete Aktiengesellschaften hinzu, so daß von 222 Bauaktiengesellschaften die Umstellungsbilanzen vorliegen. Diese neuen Bauaktiengesellschaften haben ausgewiesen an

Aktienkapital	115,272	Millionen M.
Echten Reserven	10,081	„ „
Hypotheken und Obligationen	15,089	„ „
Sonstigen Schulden	24,675	„ „

Die Summe der arbeitenden Mittel beträgt bei ihnen 165,117 Millionen M., so daß in den 222 erfaßten baugewerblichen Aktiengesellschaften heute zusammen 253,046 Millionen M. investiert sind, während in den gesamten 9762 erfaßten deutschen Aktiengesellschaften 26,572 Milliarden M. arbeitender Mittel vorhanden sind.

Die 178 in der Kriegs- und Nachkriegszeit gegründeten Bauaktiengesellschaften sind durchweg kleiner als die vor dem Kriege bereits bestehenden, denn sie haben ein durchschnittliches Aktienkapital von nur 648 000 M. (beim Gesamtdurchschnitt aller Industrien 535 000 M.), während die 44 Vorkriegs-Bauaktiengesellschaften, wie oben erwähnt, durchschnittlich 1 526 000 M. Kapital haben (beim Gesamtdurchschnitt 3 831 000 M.).

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 14. Januar 1926.)

3. Durchführungsverordnung zum Aufbringungsgesetz. Vom 12. Januar 1926 (R.-Anz. Nr. 10). Während der Hundertsatz des für die Dawesobligationen nach außen haftenden Betriebsvermögens der deutschen Wirtschaft 17,1% betrug, wird der Hundertsatz des aufbringungspflichtigen Betriebsvermögens, dessen Verzinsung und Tilgung der einzelne Unternehmer aufzubringen hat, für die Vorauszahlungen auf 13,64% festgesetzt. Vorauszahlungen sind nach der 2. Durchführungsverordnung zum Aufbringungsgesetz auf Grund des Vorauszahlungsbescheides des Finanzamtes im Februar und im Juni 1926 an die Finanzämter zu entrichten, bis dem Aufbringungspflichtigen ein Aufbringungsbescheid zugegangen ist. Der Tausendsatz des aufbringungspflichtigen Betriebsvermögens, der den Betrag der Vorauszahlungen im Jahre 1926 mit Einschluß der Zuschläge ergibt, beträgt 3,75 v. T. Zuschläge werden in Höhe von 10% solange erhoben, bis bei der Bank für deutsche Industrieobligationen eine Rücklage von 300 Millionen Goldmark geschaffen worden ist.

Der erste Teilbetrag der Vorauszahlungen ist nicht am 1. Februar, sondern am 15. Februar 1926 zu entrichten.

9. Sammelerlaß des Reichsfinanzministers über Steuerabzug vom Arbeitslohn. Vom 31. Dezember 1925.

1. Freiwillige Entschädigungen an entlassene Arbeitnehmer sind auf Grund einer Verordnung vom 25. November 1925 vom Steuerabzuge ebenso befreit, wie Entschädigungen, die einem Arbeitnehmer auf Grund § 87 des Betriebsrätegesetzes gewährt werden. Aus Billigkeitsgründen können die Steuerbeträge, die von im Jahre 1924/25 gezahlten Entschädigungen bereits entrichtet sind, auf Antrag erstattet werden.

2. Der Reichsfinanzminister hat die Grenze, bis zu der Kleinbeträge nur monatlich abgeführt werden brauchen, auf 100 M. für den Betrieb des Arbeitgebers erhöht. Wenn also die in einem Kalendermonat für sämtliche bei einem Arbeitgeber beschäftigten Arbeitnehmer einbehaltenen Steuerabzugsbeträge 100 M. im Monat nicht übersteigen, brauchen die einbehaltenen Beträge erst bis spätestens am 5. des folgenden Monats abgeführt werden. Wenn jedoch die in einer Monatsdekade einbehaltenen Beträge allein oder zusammen mit den für die vorhergehende Zeit noch nicht abgeführten Beträgen 100 M. übersteigen, so sind alle rückständigen Beträge am Fälligkeitstag derjenigen Dekade abzuführen, in der der Betrag von 100 M. überschritten wird. Für das Markenverfahren gilt diese Erleichterung nicht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 24. Dez. 1925.

Kl. 5 d, Gr. 9. L 61 295. Friedrich Lücke, Essen, Ruhr, Bismarckstraße 28. Schleudermaschine für Bergeversatz. 30. IX. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. O 14 839. Gerhardt Lohmann, Dortmund, Fürstenberger Weg 14. Einrichtung zur Einstäubung von Grubenbauen; Zus. z. Anm. O 14 236. 23. III. 25.

Kl. 19 a, Gr. 8. R 59 855. Franz Rudert, Halle a. d. Saale, Bertramstraße 3. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten durch Keile. 1. XII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. D 47 215. Ludwig Doll, Heidelsheim, Kr. Karlsruhe i. B. Scheibenvorsignal. 4. II. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. B 113 178. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Auslegerkran. 10. III. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. E 30 316. Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A.-G., Hamburg. Doppelkran. 12. II. 24.

Kl. 37 a, Gr. 6. Z 14 185. Fa. Carl Zeiß, Jena. Pfettenloses Eisenbeton-Tonnendach. 21. I. 24.

Kl. 37 a, Gr. 7. P 50 566. Fa. A. C. Pohlmann, Hamburg. Vorrichtung zum dichten Ausfüllen von Hohlräumen in Bauwerken mit losem Schutzstoff; Zus. z. Anm. P 50 005. 20. V. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. A 44 484. Fa. Allgemeine Electricitäts-Gesellschaft, Berlin. Schwenkbarer Ausleger an Hochspannungsmasten. 17. III. 25.

Kl. 80 d, Gr. 4. S 67 897. Carl Gustaf Smith, Stockholm, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. Ph. Friedrich, Pat.-Anw., Berlin W 9. Steinspaltmaschine mit schwingendem, elastischem Hammerschaft. 29. I. 24. Schweden 19. XII 23.

Kl. 84 a, Gr. 3. L 60 718. Maxime Laqueille, Valenciennes, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Selbsttätiges Segmentwehr. 14. VII. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. D 42 820. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Verfahren zum Auftragen von Baustoffen oder Schutzmassen auf unter Wasser liegende Gegenstände. 2. XII. 22.

Kl. 84 c, Gr. 3. H 97 191. Dr.-Ing. Adolf Haag, Nicolassee, Wannseebahn, Normanenstr. 18. Verfahren zum Ausfüllen des Arbeitsraums von versenkten Bauwerken. 10. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 24. Dez. 1925.

Kl. 20 a, Gr. 12. 423 864. Fa. Adolf Bleichert & Co., u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Einrichtung für einen durchgehenden Betrieb von Einseilbahnen nach Patent 412 609; Zusatz zu Pat. 412 609. 6. I. 25. B 117 445.

Kl. 20 a, Gr. 14. 423 865. Dipl.-Ing. Karl Laißle, Charlottenburg, Mommsenstr. 34. Seiltragevorrichtung. 28. II. 25. L 62 537.

Kl. 20 g, Gr. 1. 423 871. Fiat Societa Anonima, Turin, Ital.; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Stellen der Drehscheibe beim Rangieren von Eisenbahnwagen mittels Zugwagen. 10. I. 25. F 57 755. Italien 21. I. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. 423 604. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstandt. Schaltung für elektrische Antriebe von Eisenbahnweichen, Signalen o. dgl. 7. VI. 24. S 66 244.

Kl. 20 i, Gr. 19. 423 872. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke. 1. I. 25. S 68 271.

Kl. 65 a, Gr. 58 423 684. Arthur William Loth, Paris; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Kenntlichmachen von Wasserstraßen unter Benutzung eines magnetischen Feldes, erzeugt durch ein von einem stoßweise unterbrochenen elektrischen Strom durchflossenes Leitkabel. 23. XII. 19. L 49 537.

Kl. 80 b, Gr. 3. 423 793. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren ,die flüssige Schlacke von Gaserzeugern und Kohlenstaubfeuerungen auf Portlandzement zu verarbeiten; Zus. z. Pat. 421 427. 5. V. 22. P 44 148.

Kl. 84 c, Gr. 2. 423 694. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Hohlpfahl. 15. IX. 23. S 63 857.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. J. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. J. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Einladung.

In Ergänzung des von Herrn Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe, gehaltenen Amerikavortrages wird im Rahmen der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstalteten Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen sowie einer Vortragsreihe der Staatlichen Akademie der Künste über amerikanische Baukunst und Kultur Herr Chefredakteur Architekt Paulsen, Berlin, am Montag, dem 25. Januar 1926, abends 7½ Uhr, über das Thema „Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau" sprechen (mit Lichtbildern). Ort: Akademie der Künste, Berlin W., Pariser Platz 4.

An den Vortrag wird sich eine Aussprache sowie eine Besichtigung der Ausstellung neuer amerikanischer Baukunst, die die Akademie der Künste zur Zeit veranstaltet, anschließen. Eintritt zum Vortrag und Besichtigung kostenfrei. Eingeführte Gäste sind herzlich willkommen. Diese Einladung gilt als Ausweis für den Eintritt.

Ortsgruppe Brandenburg.

In der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen sprach am 14. Dezember 1925 Syndikus Berger, Dresden, Geschäftsführer des Bezirkswirtschaftsverbandes für das Baugewerbe im Freistaat Sachsen über das Thema „Wie schafft sich das Baugewerbe vollwertigen Facharbeiter-Nachwuchs?"

Wie ist der Facharbeiter-Mangel, der vor allen Dingen durch den natürlichen Kriegsverlust und später durch die falsche Lohnpolitik der Gewerkschaften verursacht ist, zu beheben? Infolge der Volksverarmung haben wir heute viel einfachere Bauweisen als früher, sodaß in der Lehrlingszeit die jungen Leute nicht mehr soviel lernen können wie einst. Der zweite Grund ist die Abwärtsbewegung des Niveaus unserer Volksschulen, die trotz des Schlagwortes von der Arbeitsschule mehr zu Spielschulen geworden sind. Es sind also nicht nur quantitative Lücken, sondern vor allen Dingen qualitative Lücken auszufüllen. Die Innungen haben sich die Frage der Lehrlingsausbildung angenommen, fußend auf einer reichen Erfahrung und großen Tradition auf diesem Gebiete. Sie können die Frage der Lehrlingsausbildung nicht allein lösen, sondern sie müssen jederzeit die volle Unterstützung der Behörden und der Öffentlichkeit finden, die ihnen allerdings bei ihrer Arbeit vollkommen freie Hand lassen müssen. Das Ziel der Ausbildung sind selbständig arbeitende Gesellen, die alle Arbeiten ihrer Berufsgruppe zu leisten vermögen. Eine gewisse Totalität muß ihnen eigen sein. An der richtigen Ausbildungsmöglichkeit fehlt es häufig infolge unserer verarmten Bauwirtschaft. Auf keinen Fall dürfen die jungen Lehrlinge 1½ Jahre lang als billige Handlanger benutzt werden. Von vornherein sind sie in den vollen Arbeitsprozeß hineinzustellen. Wenn die Ausbildung eine erfolgreiche sein soll und wirklich tüchtige Gesellen herangebildet werden sollen, müssen 4 Voraussetzungen erfüllt sein: 1. geeignetes Lehrmaterial, 2. geeignetes Lehrpersonal, 3. geeignete Lehrarbeit und 4. Zusammenwirken aller an der Erziehung beteiligten Kräfte. Da infolge einer reichlichen Lehrlingsentschädigung das Angebot an Lehrlingen groß genug ist, kann man ungeeignete Elemente ausscheiden. Man sehe bei der Auswahl nicht nur auf die schöne Gestalt, ein scheinbar schwächerer Körper bildet sich durch die körperliche Arbeit schnell nach, sondern man sehe sich auch das Zensurenbuch der jungen Leute ein wenig an. Am besten wird die Prüfung der Lehrlinge vor einer Kommission der Innung vorgenommen, zu der auch der Arzt hinzugezogen wird. Der Meister sollte darauf achten, daß die ausbildenden Poliere und Gesellen auch nach der moralischen Seite einwandfrei sind. Er muß selbst den rechten Ton gegenüber den jungen Leuten zu treffen wissen, aber bei aller Freundlichkeit auch seine Autorität wahren können. Fehlt es an einer notwendigen Arbeit, so sollten die Lehrlinge mit einem anderen Meister ausgewechselt werden. Von Anfang an sollten die Lehrlinge rasch arbeiten, wenn auch zunächst die Qualität zurücksteht. Man kann die jungen Leute dadurch anspornen, daß man zwei Lehrlinge zur gleichen Arbeit zusammenspannt. Auch durch ein Lob ist der Eifer anzuregen. Der Meister, der Polier, die Eltern und die Schule müssen zusammenwirken, wenn die Erziehung gedeihlich sein soll. In Leipzig läßt man von den jungen Leuten Tagebuch über die in der Woche geleistete Arbeit führen. Hierzu werden in der Schule Bemerkungen gemacht. Die Dresdener Innung überläßt die schulische Weiterbildung ihrer Lehrlinge nicht der Öffentlichkeit, sondern hat sich eine eigene Fachgewerbeschule gegründet, die eine wertvolle Ergänzung der Meisterlehre bildet. Sie verfolgt dabei zwei Grundsätze: 1. Im Mittelpunkt des ganzen Schulbetriebes soll das Berufsinteresse stehen. 2. Die Schule soll nicht Meister, sondern Gesellen heranbilden, dies im Gegensatz zum Lehrplan der Schulen, Fachschulen und Fortbildungsschulen, die die Köpfe der jungen Leute mit allen möglichen Dingen, die ein Meister, aber nicht ein Geselle brauchen kann, füllen. Die Lücken im Deutsch und Rechnen werden ausgefüllt. Der Unterricht wird mit Ausnahme des Turnens nur 18 Stunden wöchentlich erteilt. Baumeister unterrichten im Baurechnen und Fachzeichnen. Der wesentlichste Teil ist die sogenannte Fachkunde, die nach empfehlenswerten Leitfäden für Zimmerer von Noah und für Maurer von Kirsten gelehrt wird. Die Leitfäden werden den Lehrlingen von der Innung unentgeltlich geliefert. Beim Modellieren lernen die jungen Leute das, was sie in der Meisterlehre infolge der Verarmung unserer Bauwirtschaft nicht lernen können, z. B. Bau komplizierter Gewölbe. Modelliert wird mit den Röthel'schen Bausteinen, Steinen aus Korkmasse, die sich wie Ziegelsteine bearbeiten lassen. Der Mörtel wird durch Pappeinlage dargestellt. In der Baugeschichte werden eine Anzahl Baudenkmäler der Heimat besprochen. Dieses Beispiel der Innungsschule sollte nachgeahmt werden. Die Kosten werden zum Teil durch Zuschüsse der Regierung, zum Teil durch ein geringes Schulgeld bestritten. Die Öffentlichkeit muß sich sagen, daß diese Innungsschule die Fortbildungsschule ersetzt und so Ausgaben gespart werden. Der Meister bleibt das Kernstück der ganzen Ausbildung. Er muß die ganze Ausbildung, aber er hat auch die menschlichen Seiten des Lehrlings zu übersehen. Die Innungen sollen die Meister zur Erfüllung ihrer Pflicht anhalten, ihre Erziehungsaufgaben so gut wie möglich zu erfüllen. Der Abschluß der ganzen Lehrlingsausbildung, die Gesellenprüfung, muß aus einer Form zu einer wirklichen Prüfung werden. Die Baugeschäfte sollten bei der Einstellung von Facharbeitern auch deren Gesellenbrief beachten. Alle die Bauunternehmungen, die die Aufgaben der Lehrlingsausbildung nicht erfüllen, müssen von der Bildfläche verschwinden. Das gilt vor allen Dingen von den Regiebauausführungen. Schließlich sollte sich der Reichsarbeitsminister wieder zu dem Grundsatz bekennen, daß die Lehrlingsausbildung kein Arbeitsverhältnis, sondern ein Ausbildungsverhältnis darstellt.

In der anschließenden Diskussion fordert Ratszimmermeister Weise, daß man die Ausführung der Wohnhausbauten den Innungsmeistern übertrage, die von jeher für die Ausbildung von Lehrlingen sorgten. Nicht an Lehrlingen fehlt es, sondern an der Lehrarbeit. Die großen Firmen sorgten nicht für die Ausbildung von Lehrlingen. Dr. Mielenz erklärt demgegenüber, daß die großen Baugeschäfte auch eine ansehnliche Zahl von Lehrlingen ausbildeten. Die Handwerkskammern müßten die Anträge zur Bewilligung der Lehrlingsausbildung bestätigen, so daß endlich die genügenden Lehrstellen geschaffen würden. Zunächst kommt es weniger auf die qualitativ beste Ausbildung an, sondern daß überhaupt Lehrlinge ausgebildet werden. Syndikus Berger ist gegen die Erweiterung des Kreises der Ausbildungsberechtigten. Es kommt nicht darauf an, Leute auszubilden. Denn der Geist, den wir rufen, werden wir später mal nicht los. Die Frage der verkürzten Lehrzeit läßt sich diskutieren, wenn der Lehrling aus einem verwandten Gewerbe kommt oder schon älter ist. Im allgemeinen ist eine Ausbildungszeit von 3×9 Monaten nicht zu kurz. Herr Engelke spricht von der Aufgabe der Zwangsinnung, die Lehrlingsausbildung zu überwachen. Die Meister haben vor ihr die Befähigung zur Lehrlingsausbildung nachzuweisen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 29. Januar 1926 | Heft 5

BESTIMMUNG DER SCHÄTZUNGSWERTE FÜR ABFLUSSMENGEN DER HOCHWÄSSER[1]).

Von Ingenieur Dr. Alexander Pareński, Lemberg.

Übersicht. Die Berücksichtigung der Verschiedenheit der Abflußverhältnisse in den einzelnen Flußgebieten erlaubt eine einheitliche Formel zur Bestimmung der Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer aufzustellen. — Die auf empirischem Wege gefundene Formel besteht aus einem konstanten Gliede, welches die Größe des Flußgebietes und das Gefälle berücksichtigt, und einem für einzelne Flußgebietsysteme veränderlichen Gliede, das alle übrigen mitwirkenden Faktoren in Anschlag bringt.

Bei der Verschiedenheit der Verhältnisse haben sich für engere Gebiete besondere Verfahren und Rechnungswege zur Bestimmung der Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer ausgebildet. —

In der praktischen Hydraulik haben sich folgende allgemeine Formeln das Recht der Anwendung erworben: die Beyrische Formel, die Formeln von Lauterburg (für einstündige Sturzregen), von Iszkowski, Lueger, Pawlik, Sprengel, Cramer, Kreśnik, Pascher u. a. Die Ergebnisse derselben unterscheiden sich oft bis 300 %.

In der nachstehenden Abhandlung soll ein Versuch der Aufstellung einer allgemeinen Formel zur Berechnung der Hochwassermengen, die die Verschiedenheit der Verhältnisse der Flußgebiete berücksichtigt, gemacht werden. —

Die Schwierigkeit dieses Versuches beruht darin, daß das Abflußverhältnis — unter welchem man denjenigen Teil der Niederschläge eines bestimmten Zeitraumes, welcher von einer bestimmten Meßstelle eines Flusses als dem untersten Punkt des betrachteten Gebietes sekundlich oberirdisch in m^3 abfließt — von verschiedenen und nicht gleichzeitig wirkenden Faktoren abhängt. Dadurch wird der Abflußvorgang so verwickelt, daß selbst auf Grund mehrfacher Messungen gewonnene Werte nicht sehr viel mehr als orientierende Bedeutung besitzen, besonders wenn man mit Größtwerten zu arbeiten hat.

In den Vordergrund treten hier folgende Faktoren: die Größe und Gestaltung (Topographie) des durch die Wasserscheiden begrenzten in Betracht kommenden Niederschlag- und Abflußgebietes, der Grad der Durchlässigkeit des Bodens, der Pflanzenwuchs (Bodenbedeckung), die Größe der Niederschläge und der Grad der Verdunstung, die horizontale Form des Flußgebietes (die größtmögliche Abflußmenge tritt in Gebieten von Fächerform auf), die Länge des Flusses, bis zur Meßstelle gerechnet, und endlich auch die Höhenlage der Meßstelle über dem Meeresspiegel.

Infolge der Abhängigkeit der Abflußmenge von der Zeit des Abflusses und der Gestaltung des Flußgebietes (Steilheit der Hänge) wurde, zur Berechnung der Abflußmengen nach Hochenburger, seine Gefällelinie, welche durch eine Parabel n-ten Grades (in diesem Falle vierten Grades) mit einer Vertikalachse dargestellt wird, angenommen.

Diese Annahme hat sich in der praktischen Hydromechanik als ausreichend bewährt.

Diese Kurve

$$y = a\,x^n \tag{1}$$

stellt bloß die Neigung des Flußbodens — aus welcher man auch auf die Steilheit der Hänge schließen kann —, d. h. den Neigungswinkel des Flußbettes, welcher sich stets ändert, dar.

Man kann jedoch durch gewisse Änderung der Gleichung (1) auch die Größe des Flußgebietes durch dieselbe darstellen.

Beachtet man, daß eine Funktion mit gebrochener Potenz

$$y = u^{\frac{m}{n}},$$

in welcher $u = f(x)$ bedeutet, sich in der Form

$$y^n = u^m \tag{2}$$

darstellen läßt, kann man den auf diesem Wege gewonnenen Wert in die Gleichung (1) einsetzen, dann wird:

$$y = \alpha\, u^{\frac{m}{n}}.$$

Vorausgesetzt, daß alle obenerwähnten Faktoren, von welchen die Abflußmenge abhängt, ausgenommen die Neigung der Hänge und des Flußbettes, ferner die Größe des Flußgebietes eine Funktion bilden, deren Ergebnis als konstant betrachtet werden kann, wird die Abflußmenge Q in m^3/sec auf Grund vorangeführter Rechnungswege sich in der Form

$$Q = m\,F^{\frac{m}{n}}\ m^3/sec \tag{3}$$

darstellen, in welcher F die Größe des in Betracht kommenden Flußgebietes in km^2 und „m" einen noch unbekannten Beiwert, der die Mitwirkung der noch nicht berücksichtigten Faktoren bezeichnet, bedeuten.

Außerdem ist noch in der Formel (3) der unbekannte Wert der Potenz $\frac{m}{n}$ zu bestimmen. Behufs Lösung dieser Aufgabe wurde folgender Gedankengang verfolgt.

Ein ideelles Flußgebiet, genügend groß, mit gleichmäßig verteiltem Niederschlage sowie gleichmäßiger Größe der Versickerung und Verdunstung, wobei seine vertikale Gestaltung fast eine Ebene wäre, soll bei Anwendung der Formel (3) zur Berechnung der Hochwassermenge den Beiwert $m = 1$ erhalten. In diesem Falle geht die Formel (3) in

$$Q = F^{\frac{m}{n}}\ m^3/sec \tag{4}$$

über.

Die vorerwähnten Verhältnisse lassen sich mit einer gewissen Vorsicht auf das Gebiet des Pripjatstromes übertragen.

Dieses flache Flußgebiet, welches beiläufig 100 000 km^2 besitzt, speist die Hauptader bei der Mündung in den Dnjeprstrom mit ungefähr 2000 m^3/sec bei H. Hochwasser.

Setzt man diese Werte in die Gleichung (4), so ist

$$2000 = 100\,000^{\frac{m}{n}}\ m^3/sec,$$

woraus die Werte sich auf $m = 2$ und $n = 3$ in Abrundung beziffern.

Die Formel (3) hat demnach eine Gestalt mit bekannter Potenz, und zwar

$$\underline{Q = m\,F^{2/3}\ m^3/sec} \tag{5}$$

angenommen, in welcher der Beiwert „m" auf empirischem Wege aus den Ergebnissen der bereits durchgeführten hydrometrischen Messungen an den in einer Ebene entspringenden und durch ebene Zuflüsse gespeisten Flüssen bestimmt werden muß.

Zieht man den Umstand in Erwägung, daß je größer ein Gebiet ist, desto bedeutender ist der Einfluß der Regendauer und desto geringer die Wirkung lokaler, selbst heftiger Nieder-

[1]) Der erste Teil unter dem Titel „Zur Berechnung der Dauer der Wasserstände" wurde in der Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-Vereines, Wien 1924, abgedruckt.

schläge, und den Umstand, daß die Hochwasserwellen der Nebenflüsse bei größeren Flußgebieten sehr oft zu verschiedenen Zeiten auftreten, wobei diese Umstände in der Formel (5) noch keinen Ausdruck fanden, muß man versuchen, dieselben durch den Beiwert „m" auszudrücken.

Infolge dieser Bedingungen wird dieser Beiwert in dem angenommenen rechtwinkligen Achsensystem (Abb. 1) und der in der untenstehenden Tafel angenommenen topographischen Einteilung in der vertikalen Richtung eine stetige Änderung, bestimmt durch die Gleichung

$$m = x^{4/3} + 1 \tag{6}$$

leisten. In der horizontalen Richtung wird die Änderung dieses Wertes abhängig von der Größe des Niederschlaggebietes vor sich gehen.

Wird derselbe Gedankengang zur Berechnung der Abflußmengen bei verschiedenen topographischen Niederschlags-, Versickerungs- und Verdunstungsverhältnissen sowie verschiedener Bodenbedeckung in Anschlag gebracht, so erhält man bei einer Flächengröße des Flußgebietes von 500 000 km² analog

$$Q = m\, F^{3/5}\ m^3/sec. \tag{7}$$

Der obere Grenzwert von „m" wird aus den bisher angenommenen und durch die Ingenieurwissenschaft auf Grund durchgeführter Beobachtungen auf 22,2 festgestellt.

Bisher sind in dieser Beziehung folgende Annahmen gemacht worden:

J. F. Bubendey[2]) berechnet diesen Wert für 1 km² und Sturz- oder Starkregen im Hochgebirge auf 21,7 m³/sec. Die Formeln von Lauterburg und Kreśnik ergeben in dem in Rede stehenden Falle 23 bzw. 20 m³/sec. Andere Annahmen und Ergebnisse schwanken zwischen 19 und 22 m³/sec.

Dieser Wert wird auch — die vorher erwähnten Annahmen und Voraussetzungen beibehaltend — bei den dem Gebirge entspringenden Flüssen der Gleichung (6), um einen Festwert verschoben, entsprechen, und zwar

$$m = x^{4/3} + 10 \tag{8}$$

An dieser Stelle kann nicht unbemerkt bleiben, daß die Form dieses Gliedes der Formeln (7) und (5) von der angenommenen Einteilung der Bodengestaltung sowie von dem Charakter des Fluß- bzw. Meeresgebietes abhängt. In nachstehender Tabelle wurden 7 topographische Stufen angenommen. Je mehr Stufen man in Anschlag bringt, desto mehr nähert sich die Parabelkurve „m" einer Kurve mit unendlich großem Krümmungsradius, d. h. einer Geraden

$$m = x,$$

und je weniger Stufen in Betracht kommen, desto größer wird die Krümmung der Kurve und desto kleiner der Krümmungsradius.

Infolge der obenerwähnten Umstände der Regendauer und Verschiedenheit der Zeiten, in welchen die Nebenflüsse die Hauptader speisen, wird der Beiwert „m" auch in der horizontalen Richtung (in dem angenommenen Achsensystem Abb. 1) seinen Wert ändern. Diese Werte wurden auf Grund bekannterAbflußfaktoren (auf empirischem Wege) ermittelt, und zwar sind dieselben in der positiven Abszissenrichtung des angenommenen Achsensystems proportionell zu einer Parabel, welche man bis 300 000 km² Flächeninhalt durch eine Gerade $m - m_0$ ersetzen kann. Der durch diesen Ersatz begangene Fehler übt

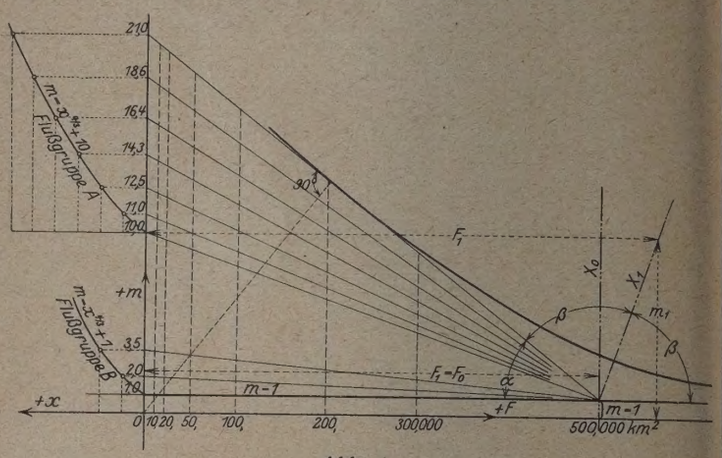


Abb. 1.

keinen Einfluß auf das Ergebnis aus, da die in Rede stehende Parabel, bzw. jenem Werte von m entsprechende Parabeln, deren Achsengleichung (X_1)

$$m_1 = \operatorname{cotg}\frac{\beta}{2}(F_1 - F_0) + 1 \tag{9}$$

von sehr großem Parameter abhängt, der im Grenzfalle unendlich groß wird, wobei die Parabel selbst in eine Gerade

$$m = 1$$

entsprechend der Achse X_0 übergeht.

Das Strahlungsbündel $m_0 - m$, welches die Parabeln m ersetzt, bildet zugleich die Tangenten zu den entsprechenden Parabeln, wobei die letzte m = 1 mit der Kurve zusammenfällt.

Aus dieser geometrischen Darstellung der Formel ist ersichtlich, daß man auf geometrischem Wege die Werte für „m" bei gegebener Größe des Flußgebietes leicht bestimmen kann, indem man eine Senkrechte zur F-Achse im Punkte, welcher die Größe des Flußgebietes angibt, bis zum Schnittpunkte mit dem die entsprechende Stufe bezeichnenden Strahl führt und die Größe m auf dieser Senkrechten direkt im benutzen Maßstabe abliest.

Auf Grund des Vorangeführten wurden die auf analytischem Wege berechneten Werte der Größe m tabellarisch nachfolgend zusammengestellt.

Tabelle der „m"-Werte[3]).

Gruppe	Stufe	Bodengestaltung (Topographie) des Flußgebietes	Größe des Flußgebietes in km²						
			1	10000	20000	50000	100000	200000	500000
A. Gebirgsflüsse	I	Hochgebirge üb. 1500 m (Meeresh.) . .	21,0	20,60	20,20	19,00	17,00	13,00	1,00
	II	Gebirge von 1000 m bis 1500 m . . .	18,6	18,25	17,90	16,84	15,10	11,56	1,00
	III	Gebirge von 500 m bis 1000 m . . .	16,4	16,09	15,78	14,86	13,32	10,24	1,00
	IV	Vorgebirge bis 500 m	14,3	14,03	13,77	12,97	11,64	8,98	1,00
	V	Hügelland	12,5	12,27	12,04	11,35	10,20	7,90	1,00
	VI	Ebene (Hochebene)	11,0	10,80	10,60	10,00	9,00	7,00	1,00
	VII	Sumpfige Ebene (Hochebene)	10,0	9,82	9,64	9,10	8,20	6,40	1,00
B. Ebene-flüsse	V	Hügelland	3,5	3,45	3,40	3,25	3,00	2,50	1,00
	VI	Ebene (Hochebene)	2,0	1,98	1,95	1,90	1,80	1,60	1,00
	VII	Sumpfige Ebene (Hochebene)	1,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

[2]) Handbuch der Ingenieurwissensch. „Wasserbau" III, 4. Auflage.

[3]) Berechnet für die in Polen herrschenden Niederschlagverhältnisse. Leider war ich nicht in der Lage, diese Werte für das deutsche Flußgebietsystem zu berechnen, da mir das dazugehörige Material h. o. fehlt.

Diese Werte sind als Mittelwerte bei normalen Versickerungs- und Durchlässigkeitsverhältnissen des Bodens in Anschlag zu bringen.

Bei schwach- bzw. undurchlässigem Boden ist mit den oberen und bei stark durchlässigem Boden mit den unteren Grenzwerten der betreffenden Stufe zu rechnen. Bezüglich der in der Tabelle angegebenen Mittelwerte entsprechen:

der Flußgruppe A, für 1 km² und Abstufung:

	I	II	III	IV	V	VI	VII
Obere Grenzwerte . .	22,2	19,8	17,5	15,4	13,4	11,7	10,5
Untere „ . .	19,8	17,5	15,4	13,4	11,7	10,5	9,5

der Flußgruppe B, für 1 km² und Abstufung:

	V	VI	VII
Obere Grenzwerte . .	4,4	2,8	1,5
Untere „ . .	2,8	1,5	1,0

Bei der Benutzung der Formeln (5) und (7) zur Berechnung der H-Hochwassermengen der Bäche bis einschließlich der Flächengrößen der Flußgebiete in der Flußgruppe A von 150 km² und in der Flußgruppe B von 250 km² sind in der Regel um eine halbe Stufe größere Werte des Abflußfaktors m in Erwägung zu ziehen. Z. B. bei Berechnung der Hochwassermenge eines Baches, dessen Gebiet von 150 km² Größe zwischen 500 und 1000 m über dem Meeresspiegel liegt und die Bodenbedeckung eine schwache Versickerung zuläßt, ist der Wert m = 18,6 statt 17,5 anzuwenden. Bei größeren Flußgebieten über 20 000 km² der Gruppe A und über 30 000 km² der Gruppe B sind stets die in der Zusammenstellung angegebenen Mittelwerte des Abflußfaktors m zur Berechnung anzuwenden.

Es wird darauf hingewiesen, daß die Wahl dieses Wertes nicht nur von der Meereshöhe und Niederschlagstärke, sondern auch von den Durchlässigkeitsverhältnissen des Bodens abhängt. In der Flußgruppe A kann man als un- bzw. schwachdurchlässigen Boden Felsgebirge und Kuppeln mit steiniger Unterlage, ferner mit knappem Pflanzenwuchs annehmen. Mittlere Versickerungsverhältnisse kommen im Gebirge und Vorgebirge sowie im Hügellande mit starkem Pflanzenwuchs und durchlässigem Boden vor.

In der Flußgruppe B, Stufe VII, hängen die Versickerungsverhältnisse vom Sumpfinhalt ab, und zwar ein Flußgebiet bis 20 % Sumpffläche enthaltend, muß man als schwachdurchlässig, von 20 bis 50 % Sumpffläche als mitteldurchlässig, endlich über 50 % Sumpffläche als stark durchlässig betrachten.

Die auf dem vorangeführten Rechnungswege erhaltenen Ergebnisse nähern sich denen, welche man im Wege der hydrometrischen Erhebungen erlangt.

Bei der Dimensionierung wasserbaulicher Anlagen, wo große Vorsicht zu empfehlen ist (Brückenweiten, Lichtweiten der Hochwassereindämmung usw), kann hier ein Sicherheitsfaktor eingeführt werden, indem man, wie es bei den Bächen angedeutet wurde, mit dem um eine halbe Stufe höheren Abflußfaktor rechnet. Der durch diesen Vorgang erhaltene Überschuß an Wassermenge soll zur Sicherheit der Dimensionierung der bezüglichen Wasserbauten dienen.

Schließlich kann nicht unbemerkt bleiben, daß man den beiden Grundformeln (5) und (7) auch eine einförmige Gestalt geben kann, indem man sie vergleicht:

$$Q = m_a F^{3/5} = m_b F^{2/3} \text{ m}^3/\text{sec}$$

und aus dieser Gleichung die mit a und b gekennzeichneten Beiwerte m berechnet, und zwar:

$$m_a = \frac{m_b F^{2/3}}{F^{3/5}}$$

oder

$$m_b = \frac{m_a F^{3/5}}{F^{2/3}},$$

ferner diese Werte m_a und m_b in die Formeln (5) bzw. (7) einsetzt, woraus eine einzige Gestalt zu wählen wäre, und zwar entweder:

$$Q = m F^{2/3} \text{ m}^3/\text{sec}$$

oder

$$Q = m F^{3/5} \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Diese einheitliche Form wird jedoch wegen unpraktischer Handhabung nicht empfohlen.

Beispiele:

A. 1. Sola (rechter Weichselzufluß) bei Czernichow, 500 bis 1500 m Meereshöhe, Boden mit steiniger Unterlage, infolgedessen ist m = 17,5 zu wählen.

$$F = 1042 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 64{,}67,$$
$$Q = m F^{3/5} = 1133 \text{ m}^3/\text{sec} \quad (\text{hydr. Mess.} = 1110).$$

2. Czeremosz bei der Mündung in den Pruth, Hochgebirge, fast undurchlässiger Boden.

$$F = 2604 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 112{,}04,$$
$$Q = 2342 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

3. Weichsel bei Krakau, Hügelland, starke Versickerung.

$$F = 7920 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 218{,}39,$$
$$m = \frac{(11{,}7 - 1)(500\,000 - 7920)}{500\,000} + 1 = 11{,}53,$$
$$Q = 11{,}53 \cdot 218{,}39 = 2518 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

4. Weichsel bei Sandomierz (Weichsel und San), Ebene.

$$F = 50\,275 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 661{,}9,$$
$$Q = 6619 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

5. Weichsel bei der Montauer Spitze (vor der Gabelung).

$$F = 193\,000 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 1490{,}5,$$
$$Q = 10\,642 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

6. Dnjestr bei Halicz (Sumpf).

$$F = 14\,659 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 315{,}98, \quad m = 9{,}73,$$
$$Q = 3075 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Die hydrometrischen Erhebungen ergaben an dieser Meßstelle:

$$Q = 2998 \text{ m}^3/\text{sec} \text{ (H. H. W.)}.$$

8. Rhein bei Mainz.

$$F = 71\,070 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 814{,}73,$$
$$m = \frac{(11 - 1)(500\,000 - 71\,070)}{500\,000} + 1 = 9{,}58,$$
$$Q = 9{,}58 \cdot 814{,}73 = \underline{7805 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

9. Rhein bei Coblenz.

$$F = 109\,963 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 1058{,}63, \quad m = 8{,}8,$$
$$Q = 8{,}8 \cdot 1058{,}63 = \underline{9316 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

10. Rhein bei der Grenze des Reiches.

$$F = 159\,540 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 1323, \quad m = 7{,}81,$$
$$Q = 7{,}81 \cdot 1323 = \underline{10\,333 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

11. Weser bei Hannover-Münden.

$$F = 12\,455 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 286{,}55,$$
$$Q = \underline{3080 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

12. Weser bei Hoya.

$$F = 22\,250 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 425{,}02,$$
$$Q = \underline{4484 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

13. Weser bei Baden.

$$F = 37\,900 \text{ km}^2, \quad F^{3/5} = 558{,}71,$$
$$Q = \underline{5721 \text{ m}^3/\text{sec}}.$$

Die unter 8 bis 13 angeführten Beispiele beweisen, obschon der angewendete Rechnungsweg etwas größere Wassermengen als die von Ed. Gennerich [4]) festgestellten Werte ergibt, daß die besprochenen Formeln auch für das deutsche Flußgebietsystem, bei Berechnung der H. H.-Wassermengen, angewendet werden können.

Der stets positive Unterschied zwischen den Ergebnissen der Formeln (5) und (7) und den durch Gennerich angegebenen Wassermengen der deutschen Flüsse ist leicht erklärlich, wenn man beachtet, daß das deutsche Flußgebietsystem einen Teil seines Wassers dem Wasserstraßensystem abgibt und dadurch die Verdunstungs- sowie Versickerungsfläche erheblich vergrößert.

Übrigens ist bei Bestimmung der Größtwerte von Wassermengen, wie schon gesagt, immer Vorsicht geraten.

„Wie vorsichtig man mit der Benutzung namentlich der Hochwasserzahlen sein muß, beweist das Beispiel der Iller und des Lech, die im Jahre 1910 900 bzw. bei Augsburg 1350 m³ pro sec. führten, während man bisher H. H. W. 660 bzw. 900 m³/sec. angenommen hatte[5])".

[4]) Ed. Gennerich, „Die Flüsse Deutschlands", Zeitschrift für Gewässerkunde, Bd. VIII.

B. 14. Pripjat bei der Mündung in den Dnjepr (20 % bis 50 % Sumpf).

$$F = 117\,450 \text{ km}^2, \quad F^{2/3} = 2390{,}3, \quad Q = 2844 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

15. Lahn.

$$F = 5870 \text{ km}^2, \quad F^{2/3} = 325{,}41, \quad m = 2{,}97, \quad Q = 966 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

16. Lippe.

$$F = 4900 \text{ km}^2, \quad F^{2/3} = 283{,}5, \quad Q = 721 \text{ m}^3/\text{sec}.$$

Schließlich wird bemerkt, daß die Formeln (5) und (7) bei etwaiger Änderung des Gliedes m, ausgedrückt durch die Gleichungen (6) und (8), sich auch bei dem deutschen Flußgebietsystem anwenden lassen.

[5]) Dr. R. Weyrauch, „Hydraulisches Rechnen", IV. Aufl., 1921, S. 255.

DER EINFLUSS DER BIEGESTEIFIGKEIT DER BALKENANSCHLUSSKONSTRUKTIONEN AUF DEN EINSPANNUNGSGRAD.

Von Dipl.-Ing. J. Trüb, i. Fa. B. Seibert, G. m. b. H., Saarbrücken.

Übersicht. Der Verfasser will mit vorliegendem Aufsatz beweisen, daß im Eisenbau oft statt viel zu wenig Wert auf richtige Durchbildung der Nietanschlüsse gelegt wird. Rechnerischer Beweis.

Bekanntlich hat das Eisen gegenüber dem Beton für den Statiker jenen Vorteil, daß seine elastischen Eigenschaften nicht wie beim Beton vom Alter und vielen Zufälligkeiten im Bauvorgange abhängen, sondern in weiten Grenzen konstant sind. Der Eisenbauer kann den Elastizitätsmodul seines Baumaterials bis auf wenige Prozent genau festlegen, während im Beton- und Eisenbetonbau so viele Faktoren einen Einfluß auf diese Charakteristik des Stoffes ausüben, daß eine Schätzung auf 20% Genauigkeit ohne weitläufige Versuche direkt ein Zufall ist.

Diesem Nachteil des Betons steht ein bedeutender Vorteil vor dem Eisenbauwerk gegenüber: die monolithische Verbindung der Einzelträger zu einem sozusagen verwachsenen Ganzen. Der Eisenbetonbau schmiegt sich hierdurch viel mehr der Natur an, während das Eisenbauwerk dem Beschauer stets den Eindruck von Zusammengesetztem, künstlich Verbundenem vermittelt. Dieser verschiedenartige äußere Eindruck der beiden Baumaterialien auf das Auge hat auf die Berechnung der Bauwerke einen großen Einfluß gehabt. Heutzutage hütet sich jeder Eisenbetonkonstrukteur, das Einspannungsmoment eines Eisenbetonbalkens zu vernachlässigen, sofern dieser monolithisch mit dem übrigen Bauwerk zusammenhängt. Eine solche Vernachlässigung, z. B. das Fehlen von Eiseneinlagen über den Stützen, hätte schwere Folgen. Im Eisenbau dagegen ist man sich bis jetzt noch nicht überall recht bewußt, wie angenietete Träger, z. B. Längsträger von Brücken, in bezug auf die Anschlußkonstruktion zu berechnen sind. Meistens wird ein Einspannungsmoment überhaupt nicht einmal erwähnt, da man gerne annimmt, die Nietverbindung sei ja nur verhältnismäßig schwach auszuführen, um eine Gelenkwirkung und damit statisch einfachere Verhältnisse zu erzielen. Diese Nachlässigkeit der Eisenbauer, Nietverbindungen als Gelenke anzusehen, löst nicht diejenigen Folgen aus wie ein ähnlicher Fehler im Eisenbetonbau, da das Eisen anpassungsfähiger ist: es besitzt die Eigenschaft des Fließens. Sobald ein Bauteil über die Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht wird, dehnt er sich unter der Lastwirkung, ohne nachher wieder in seine ursprüngliche Form zurückzugehen. Damit entstehen bleibende Formänderungen. Z. B. Längsträger, welche besonders früher mangelhaft nur mit zwei Anschlußwinkeln an die Querträger angenietet wurden, biegen sich bleibend durch, sobald die Anschlußniete in der Zugzone überbeansprucht werden. Daß dies sehr oft geschehen muß, beweist das Resultat nachstehender Untersuchung und daß es oft unerwünscht ist, die Vorschriften über zulässige Durchbiegungen im Eisenbahnbrückenbau.

Bevor wir an die an sich einfache Berechnung des Einflusses der Biegesteifigkeit der Anschlußkonstruktion auf das Kräftespiel, speziell auf den Verlauf der Momentenlinie, gehen wollen, müssen wir einige Vereinfachungen und Definitionen einführen:

1. Vorausgesetzt sei ein Balken mit zwischen den Anschlußkonstruktionen konstant verlaufendem Trägheitsmoment J_B.

2. Definition der Anschlußkonstruktion:

Als Anschlußkonstruktion gilt derjenige Teil des Balkens, welcher infolge des Anschließens andere „wirkende" Querschnittswerte J*, W* und F* (Trägheitsmoment, Widerstandsmoment und Querschnittsfläche) als der übrige Balken aufweist.

Beispiel: Abb. 1. Eisenbetonbalken.

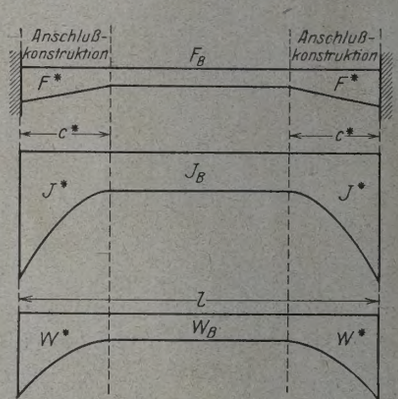


Abb. 1. Eisenbetonbalken.

3. Die Querschnittswerte J*, W* und F* des Anschlusses sind im allgemeinen variabel über die Anschlußlänge verteilt.

4. Die Anschlußlänge c* erstreckt sich auf den ganzen unter Punkt 2 genannten Bereich.

5. Da wir hier nur reine Biegung betrachten, fallen die Größen der Querschnittsflächen außer Betracht.

Für die variablen Werte J*, W*, c* werden zu schätzende Mittelwerte J_A, W_A, c eingeführt, und zwar ungefähr so, daß

$$c\,J_A = \int_0^{c^*} J^*\,ds \quad \text{oder} \quad c\,W_A = \int_0^{c^*} W^*\,ds.$$

Wie wir später sehen werden, hat die Genauigkeit der Schätzung von c auf das Resultat keinen großen Einfluß. Bei eisernen Trägern kann man für c die Breite der Anschlußwinkel, für J_A, W_A das aus den Nietquerschnitten errechnete Trägheits- resp. Widerstandsmoment einsetzen. Für Eisenbetonbalken wird c gleich der Voutenlänge, J_A und W_A als mittlere Voutenträgheits- oder Widerstandsmomente angenommen. Dann ergibt sich folgendes Bild:

Wir haben also jetzt einen Balken vor uns, der beidseitig fest eingespannt ist und an beiden Enden auf die Länge c konstante, aber vom übrigen Balkenstück

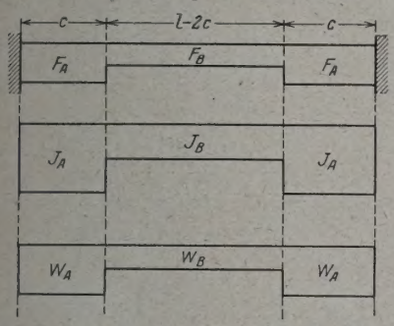


Abb. 2a. Eisenbetonbalken.

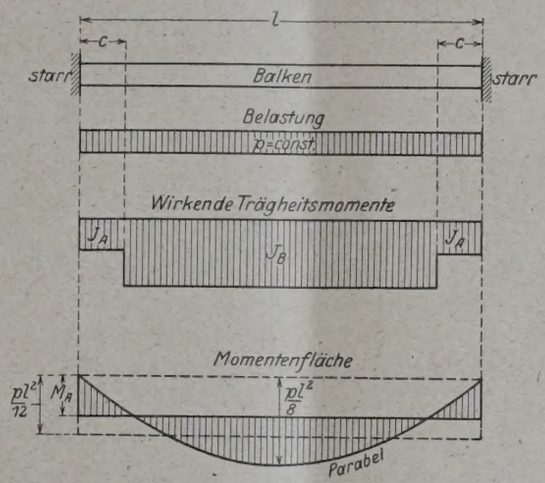


Abb. 2b.

Als Belastung wird gleichmäßig verteilte Last p vorgesehen. Jetzt bestimmt man in bekannter Weise auf Grund der Elastizitätstheorie unter Berücksichtigung der beiden Querschnittswerte J_A und J_B den Wert des Einspannungsmoments mit:

$$M_A = -\frac{\tau_{A,0}}{\tau_{A,A}} = -\frac{\int_0^1 \frac{M_0\,M_{A=1}}{JE}\,ds}{\int_0^1 \frac{M_{A=1}^2}{JE}\,ds},$$

intregiert getrennt über die Anschlußlänge c und die bleibende Länge l — 2 c und bekommt nach einigen Umformungen:

$$\eta = \frac{M_A}{-\frac{p\,l^2}{12}} = \frac{\frac{\lambda}{\lambda-1} - 2\varkappa^2(3-2\varkappa)}{\frac{\lambda}{\lambda-1} - 2\varkappa}.$$

Der Wert η ist der sogenannte Einspannungsgrad. Beim eingespannten Balken mit konstantem Trägheitsmoment beträgt er = 1. Ich habe η für verschiedene Werte von λ und $\varkappa$ tabellarisch berechnet und in der Hauptabbildung (Abb. 3) aufgetragen. Dabei ist das Verhältnis der Trägheitsmomente λ als Abszisse, η, der Einspannungsgrad, als Ordinate und $\varkappa$, das Längenverhältnis, als Parameter der Kurvenschar

$$\eta = f(\lambda, \varkappa)$$

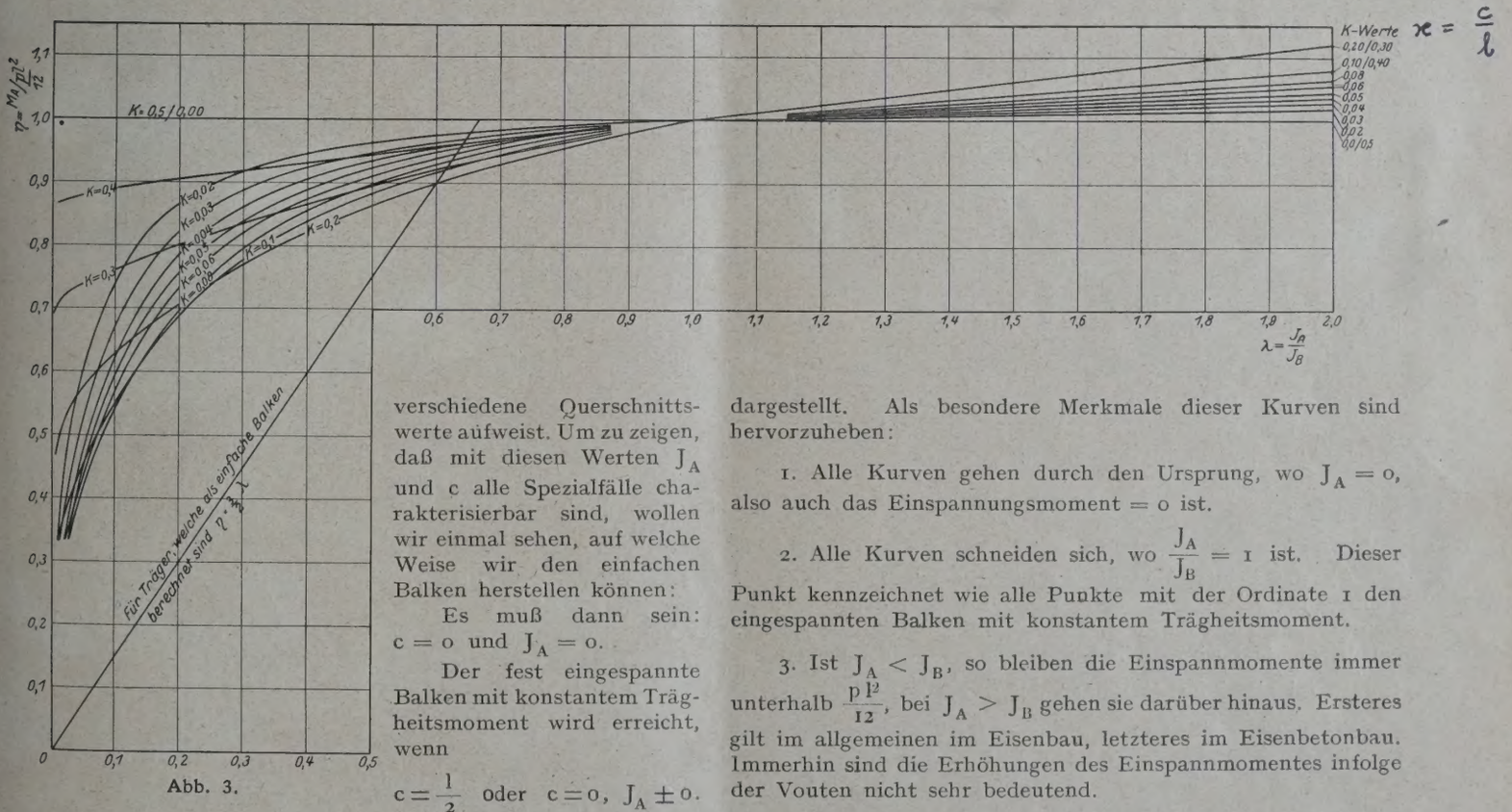


Abb. 3.

verschiedene Querschnittswerte aufweist. Um zu zeigen, daß mit diesen Werten J_A und c alle Spezialfälle charakterisierbar sind, wollen wir einmal sehen, auf welche Weise wir den einfachen Balken herstellen können:

Es muß dann sein: $c = o$ und $J_A = o$.

Der fest eingespannte Balken mit konstantem Trägheitsmoment wird erreicht, wenn

$$c = \frac{l}{2} \quad \text{oder} \quad c = o,\ J_A \pm o.$$

Zweckmäßig werden die geschätzten Größen c und J_A mit den Werten l und J_B durch Einführung neuer unabhängiger Variabler λ und $\varkappa$ folgendermaßen verbunden:

$$\lambda = \frac{J_A}{J_B} \quad \text{und} \quad \varkappa = \frac{c}{l}.$$

dargestellt. Als besondere Merkmale dieser Kurven sind hervorzuheben:

1. Alle Kurven gehen durch den Ursprung, wo $J_A = o$, also auch das Einspannungsmoment = o ist.

2. Alle Kurven schneiden sich, wo $\frac{J_A}{J_B} = 1$ ist. Dieser Punkt kennzeichnet wie alle Punkte mit der Ordinate 1 den eingespannten Balken mit konstantem Trägheitsmoment.

3. Ist $J_A < J_B$, so bleiben die Einspannmomente immer unterhalb $\frac{p\,l^2}{12}$, bei $J_A > J_B$ gehen sie darüber hinaus. Ersteres gilt im allgemeinen im Eisenbau, letzteres im Eisenbetonbau. Immerhin sind die Erhöhungen des Einspannmomentes infolge der Vouten nicht sehr bedeutend.

4. Kennzeichnend für alle Kurven ist ferner der unvermittelt rasche Anstieg in der Nähe des Ursprungs. Darin liegt der Kernpunkt des Resultates: Die Größe des Einspannungsmomentes eines Balkens steht in keinem Verhältnis zum Anschlußträgheitsmoment, wenn dieses eine gewisse Grenze unterschreitet. Die An-

nahme, schwache Querschnitte könnten ohne Gefahr als Gelenke angesehen werden, trifft also nicht zu; im Gegenteil: selbst Anschlüsse mit nur $^1/_5$ des Balkenträgheitsmomentes können je nach der Anschlußlänge mit 50 bis 75 % von $\frac{p\,l^2}{12}$ belastet sein.

5. Die Kurven tangieren eine Hüllkurve. Diese gibt für bestimmte Werte λ denjenigen Wert $\varkappa$ an, für den das Einspannmoment ein Maximum $\left(\text{für } \frac{J_A}{J_B} > 1\right)$ oder ein Minimum $\left(\text{wenn } \frac{J_A}{J_B} < 1\right)$ beträgt.

6. Mathematisch interessant ist die Erscheinung, wie die Kurven η bei der Zunahme von $\varkappa$ von 0 bis etwa 0,2 sich von der Geraden $\eta = 1$ entfernen und dann von $\varkappa = 0{,}2$ bis $\varkappa = 0{,}5$ sich ihr wieder annähern.

Damit können wir zur Anwendung dieser rein theoretischen Betrachtungen auf die praktisch vorliegenden Verhältnisse übergehen. Hierzu verweise ich auf den von Herrn Prof. Dr.-Ing. Gaber im fünften Heft des Jahrganges 1925 erschienenen Aufsatz, der, nebenbei bemerkt, den Anstoß bildete zu dieser Untersuchung und dem ich einige Werte zur Veranschaulichung der wirklichen Verhältnisse entnehme. Herr Prof. Gaber hat auf Seite 171 des genannten Heftes in der rechten Spalte unten Werte für das Verhältnis $\frac{W_1}{W_0}$ für vier verschiedene Trägerarten angegeben, wobei W_1 mit unserem W_A im Anschluß, W_0 mit W_B im übrigen Balken übereinstimmen. Ich nehme ferner an, daß

$$\frac{W_A}{W_B} \simeq \frac{J_A}{J_B},$$

welche Annahme die Resultate noch günstiger stellt, als sie in Wirklichkeit sind.

Wir bekommen somit nach jener Zusammenstellung für Normalprofil **I** Nr. 30 bis 60 einen Wert für λ von der Größe 0,25 bis 0,28. Wenn wir annehmen, der betrachtete Balken besitze eine Länge von 3 m und sei mit Anschlußwinkeln 150·150 angeschlossen, so ergibt sich für $\varkappa$:

$$\varkappa = \frac{0{,}15}{3.00} = 0{,}05.$$

Aus den beiden Werten $\varkappa$ und λ läßt sich das Einspannungsmoment M_A leicht ermitteln. Hierbei sieht man, daß es im wesentlichen nicht darauf ankommt, ob $\varkappa$ mehr oder weniger genau geschätzt wird. Wir nehmen ferner an, der betreffende Balken sei als einfacher Balken auf das Moment $\frac{p\,l^2}{8}$ dimensioniert worden, so daß

$$W_B = \frac{p\,l^2}{8\,\sigma_{zul}}$$

ist.

Es wundert uns jetzt, wie groß die vorhandene maximale Zugspannung in den Nieten ist. Zu deren Berechnung gehen wir so vor:

Wir setzen: $$\frac{J_A}{J_B} = \frac{W_A}{W_B}.$$

Es ist dann:

$$\frac{\sigma_A}{\sigma_B} = \frac{\frac{M_A}{J_A}}{\frac{M_B}{J_B}} \quad \text{und} \quad \sigma_B = \sigma_{zul}$$

oder $$\frac{\sigma_A}{\sigma_{zul}} = \frac{M_A}{M_B} \cdot \frac{J_B}{J_A}.$$

Da $$M_B = \frac{p\,l^2}{8} \quad \text{und} \quad M_A = \eta\,\frac{p\,l^2}{12},$$

so ist: $$\sigma_A = \sigma_{zul}\,\frac{\frac{\eta\,p\,l^2}{12}}{\frac{p\,l^2}{8}} \cdot \frac{J_B}{J_A} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\eta}{\lambda}\,\sigma_{zul}.$$

Beträgt der Sicherheitsgrad n für σ_{zul} : $n_B = 4$, so beträgt er für σ_A:

$$n_A = \frac{4}{\frac{2}{3} \cdot \frac{\eta}{\lambda}} = 6\,\frac{\lambda}{\eta}.$$

Für $n_B = 3$ ist $n_A = 4{,}5\,\frac{\lambda}{\eta}$.

Die Berechnung dieser Sicherheitsgrade gestaltet sich also sehr einfach. Für die von Herrn Prof. Gaber gegebenen Werte sind sie in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

Trägerart	λ	η	$\frac{\sigma_A}{\sigma_{zul}}$	Sicherheitsgrad n im Balkenanschluß	
				bei $n_{zul} = 3$	bei $n_{zul} = 4$
Normalprofil **I** Nr. 30 bis 60	0,25—0,28	0,80—0,83	2,12—1,96	1,42—1,53	1,89—2,04
Peineträger **I**^{P} Nr. 30 bis 60	0,11—0,21	0,62—0,72	3,73—2,28	0,80—1,32	1,06—1,76
Genietete Träger **I** 30 bis 70 cm hoch	0,27—0,41	0,82—0,89	2,00—1,44	1,50—2,08	2,00—2,78
„ „ mit starken Gurtungen	0,23—0,29	0,79—0,89	2,31—2,03	1,20—1,48	1,73—1,97

Hieraus ist ersichtlich, daß die genannten Nietanschlüsse derart stark belastet werden, daß statt dem erforderlichen Sicherheitsgrad von 3 resp. 4 im extremen Fall (siehe zweite Zeile der Tabelle) nur ein solcher von 0,8 resp. 1,06 vorhanden ist. Wohlverstanden beziehen sich diese Sicherheitsgrade nur auf diejenige in den Anschlußnieten vorhandene Spannungskomponente σ_A, welche aus dem Biegungsmoment M_A allein hervorgeht. Wollte man diese mit der aus der Querkraft herrührenden Schubspannung τ zur großen Hauptspannung

$$\sigma_I = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma}{2}\right)^2 + \tau^2}$$

kombinieren und hieraus den Sicherheitsgrad n_A berechnen, so entständen noch gefährlichere Werte. Trotzdem sind meines Wissens keine Unfälle bekannt, welche lediglich auf diese konstruktiven Mängel zurückzuführen sind, eben weil hier das Fließen des Eisens die Spannungsverhältnisse verbessert und nicht, wie bei der Knickerscheinung, verschlechtert.

Trotzdem bin ich der Meinung, daß auch in diesem Falle Verbesserungen in der Konstruktionsweise dort nötig wären, wo bleibende Durchbiegungen absolut vermieden werden müssen (z. B. bei Eisenbahnbrücken). Es ist mir bis jetzt noch keine baupolizeiliche Verschrift bekannt, welche diesem Mangel Rechnung trägt.

Warum werden eigentlich die Eisenbalken trotz ihrer biegungsfesten Nietanschlüsse so gerne als einfache Balken berechnet? Ganz einfach darum, weil bei dieser gewählten, aber nicht tatsächlich vorhandenen Momentenverteilung keine Einspannmomente resultieren, wodurch die Anschlußkonstruktion mit wenig Nietarbeit billig ausgeführt werden kann. Der Einwand, Stützenbewegungen berechtigten diese Rechnungsart, ist nicht stichhaltig, denn dabei werden auch die Einspannmomente und nicht nur die Feldmomente vergrößert. Es hat

doch keinen Sinn, auf der einen Seite alles und auf der anderen nichts zu berücksichtigen.

Trotzdem wollen wir noch die Frage aufwerfen: Welches Anschlußträgheitsmoment muß ein Balken, der auf $\frac{p\,l^2}{8}$ dimensioniert ist, besitzen, damit die Anschlußnieten dieselbe maximale Belastung $\sigma_{zul.}$ erfahren wie die Balkenmitte?

Nach Früherem ist in diesem Fall:

$$\frac{\sigma_A}{\sigma_B} = \frac{2}{3} \cdot \frac{\eta}{\lambda}.$$

Wenn

$$\sigma_A = \sigma_B$$

sein soll, so muß

$$\eta = \frac{3}{2}\lambda$$

sein.

Diese letzte Gleichung stellt eine Gerade dar, welche durch den Ursprung geht (siehe Abb. 3). Sie schneidet die Kurven in Punkten mit den Abszissen

$$\lambda = \frac{J_A}{J_B} = 0{,}6 \text{ bis } 0{,}66$$

das heißt:

Das Trägheitsmoment der Anschlußnieten muß im Minimum das 0,6 fache des Balkenträgheitsmomentes betragen, damit der Anschluß denselben Sicherheitsgrad besitzt, der der Balkenberechunng zugrunde gelegt ist.

Noch auf einen wesentlichen Punkt möchte ich aufmerksam machen: Durch das verhältnismäßig große Einspannmoment von beinahe $\frac{p\,l^2}{12}$ wird das der Balkenberechnung zugrunde gelegte Maximalmoment $\frac{p\,l^2}{8}$ derart verringert, daß ein Beibehalten einer solchen Berechnungsart aus wirtschaftlichen Gründen zu verneinen ist. Prinzipiell sollte ein solcher Träger als fest eingespannter Balken berechnet werden unter Würdigung der durch Stützenbewegungen entstehenden Zusatzspannungen. Versuche über Querträgernachgiebigkeit bei Eisenbahnbrücken könnten hierbei Wesentliches zur Klärung beitragen.

Nicht zu vergessen ist ferner, daß diese Resultate auch für eingespannte Stützen usw. sinngemäß anwendbar sind.

Auf diesem Umweg sind wir zur Einsicht gelangt, daß die Eisenbauwerke trotz ihrer künstlichen Stabverbindungen wie die Eisenbetonbauten kontinuierlich wirken.

GUSSBETON.

Eine Besprechung von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Wie vor einigen Jahren eine sehr anregende Arbeit über Temperaturbeobachtungen an großen Betonmassen (von Gruner und Stucky), so kommt jetzt gleichfalls aus der Schweiz eine Arbeit über Gußbeton[1]) mit den Erfahrungen bei verschiedenen schweizerischen Talsperrenbauten. Der Bericht stammt von der schweizerischen Gußbetonkommission der Beton- und Eisenbetonfachpruppe des SJuAV. und ist von Dipl.-Ing. Stadelmann bearbeitet worden.

Die Schlußfolgerungen mögen vorausgeschickt werden, weil sie die von den Verfechtern des Gußbetons seit langem betonten Vorzüge des homogeneren und dichteren Mauerwerks gegenüber Stampfbeton bestätigen.

Sie lehren, daß bei richtiger Zusammensetzung der Mischmaterialien der Gußbeton keine besondere Abdichtung der Oberfläche erfordert, um die für große Bauwerke genügende Wasserdichtigkeit zu erreichen. Die Feststellung, daß eine wesentliche Bedingung für die Güte des Gußbetons die richtige Bemessung des Wasserzusatzes und dessen Beschränkung auf das erforderliche Mindestmaß ist, darf gleichfalls als bekannt angenommen werden.

In den Schlußfolgerungen des Berichts wird ferner gesagt, daß durch die Verwendung feinerer Bestandteile wie Steinmehl, Feinsand, Kalkhydrat und Traß statt der Vergrößerung der Zementdosierung der ungünstige Einfluß des zu großen Wasserzusatzes ausgeglichen werden könne.

Es möge darauf hingewiesen werden, daß Feinsand im Überschuß und ebenso Steinmehl eine größere Wassermenge erfordern, was vermieden werden sollte.

Daß Kalkhydrat und Traß erfahrungsgemäß die Plastizität erhöhen sollen, beide Zusätze aber die Abbindezeit verzögern und die Anfangsfestigkeiten von Beton vermindern, darf besonders bei kühler Witterung nicht unbeachtet bleiben.

Die Tatsache, daß der Feinsandgehalt ebenso wie Kalk und Traß die Fließbarkeit des Materials verbessern, darf aber nicht dazu verleiten, sie im Überschuß zuzusetzen, weil dadurch ein Mehrgehalt an Wasser erforderlich ist, der Festigkeit und Dichtigkeit des Betons vermindert.

Restlos zustimmen kann man der Schlußfolgerung der Kommission, daß es die Aufgabe des Ingenieurs ist, bei der Herstellung des Gußbetons das den örtlichen Verhältnissen entsprechende Mischungsverhältnis zu bestimmen, und daß das Rezept einer Baustelle nicht ohne weiteres auf andere übertragen werden darf.

Die Ergebnisse der Untersuchungen, die durch interessante Strukturuntersuchungen ergänzt werden, zeigen, daß die Festigkeit des Gußbetons nach 28 Tagen etwa halb so groß ist, wie diejenige des Stampfbetons unter gleichen Verhältnissen, daß ferner die Würfelproben mit dem zur Verarbeitung gelangenden Gußbeton eine geringere Festigkeit ergeben als Proben, die aus dem fertigen Bauwerk herausgeschnitten werden.

Bezüglich der Homogenität ergab sich die Überlegenheit des Gußbetons im Vergleich mit Stampfbeton.

Der Hinweis, daß die Einstellung des Gießens so rechtzeitig erfolgen muß, daß beim Eintreten des Frostes der Beton schon erhärtet sein müßte, ist ebenso wichtig wie die Forderung einer besonderen Berücksichtigung der Arbeitsfugen.

Die seit langem verfochtene Ansicht, daß die Vorteile des Gußbetons die Nachteile der geringeren Festigkeit gegenüber Stampfbeton aufwiegen, wird neuerdings bestätigt.

Im folgenden möge auf einige Einzelheiten eingegangen werden:

In der Einleitung wird mit Recht darauf hingewiesen, daß der Gußbeton — das gleiche gilt für manche andere Arbeits- oder Konstruktionsmethode im Beton- oder Eisenbetonbau — angewendet werden mußte, bevor die Eigenschaften durch Laboratoriumsuntersuchungen geprüft werden konnten. Bei der Ausführung von Laboratoriumsuntersuchungen, die zur Klärung der Eigenschaften des Gußbetons dienen sollen, steht man vor mancherlei Schwierigkeiten.

Es ist zweifellos richtig, daß sich der Beton in langen Rinnen anders verhält als in kurzen, und daß das gleichmäßige Fließen des Betonstromes nur bei sehr langen Rinnen studiert werden sollte. Eine Rinne von 10—14 m ist m. E. aber nicht zu klein, um gewisse grundsätzliche Fragen des Gußbetons zu studieren.

So falsch es ist, Versuche mit kleineren Betonkörpern, die einfach mit einem Überschuß von Wasser hergestellt werden, zu Schlußfolgerungen für Gußbeton heranzuziehen, so abwegig wäre es, nur aus Beobachtungen an größeren Bauwerken allzu weitgehende Schlußfolgerungen zu ziehen. Aus

[1]) Gußbeton, Erfahrungen beim Schweizerischen Talsperrenbau, Bericht der Gußbeton-Kommission, bearbeitet von Dipl.-Ing. Ed. Stadelmann; Verlag bei „Hoch-Tiefbau" A.-G., Zürich. 10 Fr.

diesem Grunde muß man sich im Laboratorium so einrichten, daß die Voraussetzungen des Bauwerks soweit erfüllt werden, als dies möglich erscheint.

Die Ermittlung der zweckmäßigen Rinnenneigung wird sich schon bei einer Länge von 10—14 m studieren lassen, wie dies aus der Arbeit hervorgeht, die in dem Institut des Verfassers von Dr.-Ing. Bethke[2]) durchgeführt wurde. Wenn diese Arbeit vor Fertigstellung des Berichts zum Vergleich mit den Schlußfolgerungen der Kommission herangezogen worden wäre, so hätte man die Übereinstimmung der Ergebnisse mit verschiedenen Beobachtungen, wie sie in dem Bericht niedergelegt sind, feststellen können.

Andererseits darf man nicht übersehen, daß es eine ganze Reihe von Fragen gibt, die auf der Baustelle nicht, im Laboratorium aber sehr wohl geklärt werden konnten. So konnten im Laboratorium durch systematische Untersuchungen der Einfluß der Kornzusammensetzung und im besonderen des Sandes auf die Güte des Gußbetons untersucht und der Zusammenhang des Sandzusatzes mit der Wassermenge geklärt werden. Die Untersuchung der Schwindmaße, die im Bauwerk andere sein werden, als bei Untersuchungen im Laboratorium, ähnlich wie dies mit den Festigkeiten der Fall ist, kann im Laboratorium in der Weise erfolgen, daß man die verhältnismäßigen Schwindmaße bei verschiedenen Zusammensetzungen des Betons ermittelt. In der Arbeit von Bethke konnte gezeigt werden, wie die Schwindmaße des Gußbetons mit wachsendem Wasserzusatz unter anfänglicher Hinauszögerung des Schwindvorganges zunehmen, und die im Schweizer Bericht ausgesprochene Vermutung des stärkeren Schwindens sandreicher Mischungen konnte nachgewiesen werden.

Der Zweck der Laboratoriumsarbeiten ist ein ganz anderer als bei Baustellenuntersuchungen, die als Ergänzung der ersteren sehr wertvoll sind. Sie dienen als vergleichende Voruntersuchungen der günstigsten Bedingungen für die Anwendbarkeit.

Durch die Laboratoriumsuntersuchungen war es möglich, gewisse Eigenschaften zu klären, die durch Baustellenbeobachtungen bestätigt werden. So die Fragen der Entmischung beim Transport, der Materialtrennung bei zu großem Wasserzusatz, der Materialverdichtung im unteren Teil der Betonkörper, der Steigerung der Wasserdurchlässigkeit mit Zunahme des Wasserzusatzes und der allmählichen Selbstdichtung des Materials.

Auch die Elastizitätsversuche bestätigen die Ergebnisse, wie sie durch die Laboratoriumsuntersuchungen festgestellt wurden.

Auf der anderen Seite kann man bei den Baustellenuntersuchungen ohne vergleichende oder ergänzende Laboratoriumsuntersuchungen zu Schlußfolgerungen kommen, die mit größter Vorsicht aufzunehmen sind.

Auf der Baustelle können Untersuchungen nur nebenher ausgeführt werden. Entweder es leidet der Betrieb, was nicht zu verantworten wäre, oder es leidet die Systematik bei den Untersuchungen, auf die man den größten Wert legen sollte, wenn man Grundlagen oder Richtlinien aufstellen will.

Z. B. war die Versuchseinrichtung zur Bestimmung des abfließenden Wassers nicht derart, daß sie einen Rückschluß auf das Bauwerk gestatten würde, da die Betonschicht nur 20 cm stark war. Es fehlt der stark in Erscheinung tretende Druck der auflagernden Betonschichten.

Wenn auf Seite 23 die Gesamtwassermenge für verarbeitbaren Gußbeton mit 8—10% des Gewichts der Trockensubstanz oder 17% des Gesamtvolumens angegeben wird, so kann sich dies nur auf den besonderen Fall beziehen.

[2]) Das Wesen des Gußbetons, Verlag J. Springer, Berlin.

Der Bericht befaßt sich schließlich mit der Abramsschen Theorie und mit der alten Formel von Feret, die die Festigkeit als Funktion der absoluten Volumina von Zement, Sand, Kies und Wasser in der Volumeneinheit im frischen Beton angibt. Bei einer früheren Gelegenheit habe ich eingehend begründet, warum ich an diese und ähnliche später entstandene Formeln nicht glauben kann, deshalb begnüge ich mich mit einer Besprechung der Überprüfung der Abramsschen Theorie.

Es war das Verdienst von Abrams, daß er durch seine Untersuchungen auf die Bedeutung der Materialfrage, auf die Bedeutung der Kornzusammensetzung und auf die Wichtigkeit des Zement- und Wasserzementfaktors für die Festigkeit des Betons hingewiesen hat. Die Schweizer Untersuchungen ergaben eine Bestätigung der von Abrams aufgestellten Theorien. Die Siebanalyse wird als die Grundlage der Bestimmung der Kornzusammensetzung für richtig, wenn auch nicht immer als eindeutig anerkannt; letzteres gilt mehr oder minder für alle Theorien, die sich mit Beton befassen. In Verbindung mit den Kurven von Fuller und Billings, die eine wertvolle Ergänzung zu der Abramsschen Theorie bilden, wird die Siebanalyse wertvolle Schlüsse ermöglichen.

Die von Abrams gefundenen Beziehungen zwischen Korngröße, Feinheitsmodul und Wasserzementfaktor werden durch die Beobachtungen bestätigt.

Der Vorschlag der schweizerischen Kommission, an Stelle des Begriffs Wasserzementfaktor die Umkehrung, also das Verhältnis von Zement zu Wasser zu wählen, die eine Vereinfachung der Darstellung ermöglicht, ist zu begrüßen.

Die Einführung von Zahlenbezeichnungen bei der Konsistenzprüfung besitzt, wie Laboratoriumsuntersuchungen in meinem Institut bestätigen, nur begrenzten Wert. Die Konsistenzprüfung, die Untersuchungen mit dem Slumpkegel oder mit dem Fließtisch, wird bei Vorversuchen wertvolle Dienste leisten.

Zusammenfassend möchte ich mir auf Grund der Untersuchungen der schweizerischen Betonkommission folgende Anregungen gestatten.

Die Einführung des Wasserzementfaktors, wie er von Abrams vorgeschlagen wurde, oder des Zement-Wasser-Faktors, wie er von der Kommission vorgeschlagen wird, sollte in der Praxis gefördert werden, denn sie geben ein klareres Bild von den Verkittungsmöglichkeiten und damit von der Güte des Betons.

Jede Schematisierung, jede Vorausbestimmung der Festigkeit durch Formeln, jede Übernahme von Rezepten von anderen Bauwerken sollten vermieden werden. An jeder Baustelle ist das Material anders und damit auch der Beton.

Wollen wir die Betonbauweise und im besonderen die Gußbetonbauweise fördern, so kann dies nur dadurch geschehen, daß wir dafür sorgen, daß schon an den Hochschulen und später in der Praxis der junge Ingenieur sich mit dem Material und mit seinen Eigenheiten vertraut macht. Nur wenn die Grundlagen für die Beurteilung der Güte der Materialien und des Endproduktes vorhanden sind, werden sich Fehlschlüsse vermeiden und unrichtige Verarbeitung des Betons verhindern lassen.

Der Bericht der schweizerischen Gußbetonkommission enthält eine Reihe von wertvollen Beobachtungen und Untersuchungen, und ich möchte den Fachkollegen das Studium der beachtenswerten Arbeit bestens empfehlen.

Die schweizerische Gußbetonkommission und der Berichterstatter sind zu beglückwünschen, daß sie die Fachwelt mit dieser schönen Arbeit beschenkt haben.

DIE WISSENSCHAFTLICHE BAUFACHTAGUNG AUF DER KÖLNER HERBSTMESSE.

Mit der diesjährigen Kölner Herbstmesse, die außer einer umfassenden Sonderausstellung „Das Meßgerät", in welcher auch für das Baufach sehr Lehrreiches geboten wurde, nicht gerade viel Bemerkenswertes und Neues aus dem Gebiete des Bauwesens brachte, war eine von den technisch-wissenschaftlichen Vereinen Kölns am 28. und 29. September d. J. veranstaltete bauwissenschaftliche Tagung verbunden. Das Programm der Tagung bestand aus zehn Vorträgen Sachverständiger von Bedeutung über zurzeit besonders wichtige Baustoff- und Ausführungsfragen.

Oberbergrat Professor Steuer, Darmstadt, sprach über „Vorkommen und Verwendung deutscher Natursteine". Er beklagte zunächst, daß das Interesse an der Verwendung von Natursteinen stark zurückgegangen sei, und führte dafür als Gründe Versäumnis der Steinindustrie, fehlerhafte Erziehung, da der Unterricht in der Gesteinskunde und Geologie an den technischen Lehranstalten nur Kristallographie und Mineralogie, mit denen in der Praxis am wenigsten anzufangen sei, behandele, ferner eine gewisse Gedankenlosigkeit an. Demgegenüber wies er darauf hin, daß Deutschland im Gegensatz zu seinen Nachbarländern an körnigem und dichtem Hartgestein besonders reich sei. Eine Betrachtung der geologischen Zusammensetzung unserer Mittelgebirge an Hand der geschichtlichen Entwicklung zeigte die Ursache dieses Reichtums. Unsere heutigen Mittelgebirge wie Vogesen, Schwarzwald, Odenwald, Spessart, der östliche Thüringerwald, Frankenwald mit Fichtelgebirge, Bayrischer und Böhmerwald, Vogtland, Erzgebirge, Sudeten sind Überreste eines in der Vorsteinkohlenzeit gebildeten, alpenähnlichen Gebirges in Mitteleuropa. Ihre Kerne bestehen aus kristallinen Gesteinen — Granite, Diorite, Gabbros und ältere Diabase —. Diese „Tiefengesteine", die in glutflüssigem Zustande nicht an die Oberfläche kamen, sondern zwischen älteren Sedimentgesteinen eingeschlossen blieben und sich sehr langsam abkühlten, zeigen körnige Bildung und große Mannigfaltigkeit der Arten. Außerdem entstanden aber auch Mischgesteine durch Schmelzen der älteren Gesteine beim Eindringen der Glutmassen in sie, wodurch die Menge der verschiedenen Typen noch erheblich vermehrt wurde. Der Vortragende betonte, daß die deutschen Tiefengesteine trotz aller gegenteiligen Behauptungen keineswegs ausländischem Gestein gegenüber von geringerer Güte seien. Leider würden in den meisten Fällen Blöcke mit Einschlüssen und wechselnden Farben, wie sie durch die genannte Mischung hervorgebracht worden sind, verworfen, obwohl an ihrer Festigkeit nichts auszusetzen sei.

Neben dieser Faltung des sogenannten veriskischen Gebirges bestand noch eine nördliche Falte, von der das Rheinische Schiefergebirge und der Harz, die ursprünglich verbunden waren, Zeugnis ablegen. In ihnen finden sich geschichtete Gesteine älterer Ablagerungen, wie Grauwacken, Sandsteine, Marmorkalke und Kalkstein in großer Menge, die in der Technik sich bewährt und große Bedeutung erlangt haben.

Von den körnigen Tiefengesteinen sind die „Ergußgesteine", die glühend flüssig aus der Tiefe an die Oberfläche drangen und überflossen, zu unterscheiden. In ihnen sind die zusammensetzenden Mineralien nicht in gleichmäßig körnigem Gefüge, sondern als regellos größere Körner desselben Minerals in eine Grundmasse anderer kleiner eingesprengt vorhanden. Diese dichten Ergußgesteine — Porphyr, Basalt oder in blasiger Ausbildung Basaltlava — werden als „Hartstein" bezeichnet. Sie sind bestimmt, bei uns eine wichtige Rolle zu spielen für die durch die Kraftwagenentwicklung erforderlich werdenden Straßenbauten. Sie sind nicht nur in den Gebieten, in denen sich unsere Steinindustrie bisher besonders entwickelt hat — Rhein, Eifel, Westerwald, Vogelsberg, Odenwald —, vorhanden, sondern über weite Gebiete Deutschlands verbreitet.

Nach der im Anschluß an die Faltung des veriskischen Gebirges erfolgten Eruptivtätigkeit sind später als Folge einer neuen Faltung im Tertiär weitere Oberflächenergüsse eingetreten. Diese jüngeren Ergußgesteine, besonders Basalte, kommen in einem breiten Streifen von der Eifel über den Vogelsberg bis zur Rhön vor und bilden zahlreiche einzelne Kuppen, nahe des Harzes und Thüringer Waldes, in Sachsen, dem Erzgebirge und in Schlesien.

Der Vortragende kam zu dem Schluß, daß wir in Deutschland eine Fülle von ausgezeichnetem Natursteinmaterial haben und durchaus in der Lage sind, mit besten natürlichen Bau-, besonders Straßenbaustoffen das ganze Reich zu versorgen, auch das norddeutsche Flachland, wenn nur die wirtschaftlichen, namentlich die Frachtverhältnisse danach eingestellt würden. Im Interesse der dringend notwendigen Hebung der Wirtschaftlichkeit in unserem Bauwesen wird man wünschen müssen, daß Aufklärung und Belehrung über diese Dinge in weite Kreise dringt.

Ein weiterer Vortrag von Professor Rüth von der Technischen Hochschule Darmstadt behandelte hochwertige Zemente und deren Verwendung. Sehr zweckmäßigerweise wurde eingangs der oft nicht beachtete Unterschied zwischen der Abbindezeit und der Erhärtungszeit der Zemente hervorgehoben. Als hochwertige Zemente wurden diejenigen Zemente bezeichnet, die schneller erhärten als normale Zemente und höhere Anfangs- und auch höhere Endfestigkeiten zeigen als diese. Die Zeit des Beginnes des Abbindens und die Abbindezeit muß auch bei den hochwertigen Zementen den Normen entsprechen. Zu unterscheiden sind hochwertige Portlandzemente, die im wesentlichen dieselbe Zusammensetzung haben wie Portlandzement, wie der österreichische Standard-Portlandzement, der schweizerische Spezialzement Holderbank und die hochwertigen Portlandzemente der deutschen Zementindustrie unter Führung der Fabrik Dyckerhoff und Söhne, ferner die Schmelzzemente, die eine wesentlich andere Zusammensetzung zeigen als die Portlandzemente. Die letzteren werden wegen des erheblich höheren Anteils der Tonerde auch Tonerdezemente genannt, hauptsächlich in Frankreich, wo der Rohstoff Bauxit vorkommt, als ciment fondu oder électrique hergestellt, während in Deutschland wegen des Fehlens des Bauxits fast nur die ersteren in Betracht kommen. Professor Rüth wies weiter auf die Aufschlüsse hin, die durch seine eigenen Versuche sowie die der Professoren Gehler, Otzen und Probst für die praktische Verwendung hochwertiger Portlandzemente und hinsichtlich der Unterschiede zwischen gewöhnlichem Portlandzement und hochwertigem und zwischen diesem und Schmelzzement gewonnen worden sind, und ging auf die wesentlichsten Untersuchungsergebnisse ein. Er zeigte an der Hand von Lichtbildern eine Vergleichsübersicht über die chemische Zusammensetzung normaler und hochwertiger Portlandzemente und des Schmelzzementes, Vergleichsprüfungen von Druck- und Zugfestigkeiten nach den Normen für Portlandzemente, Druckfestigkeiten bei Stampfbetonwürfeln von 20 cm Seitenlänge bei verschiedenen Mischungsverhältnissen aus hochwertigem Zement Dyckerhoff-Doppel, Versuche mit Kontrollbalken für Eisenbetonmischungen, Erhärtungstemperaturen von Eisenbeton-Gelenkquadern, Schwindmessungen an Probekörpern u. a., woraus hervorgeht, daß die deutschen hochwertigen Portlandzemente die ausländischen zum Teil noch übertreffen. Weiter wies er auf die Berücksichtigung, die die hochwertigen Zemente namentlich hinsichtlich der Mindestfestigkeiten und Ausschalungsfristen in den neuen amtlichen Vorschriften gefunden haben, hin und gab schließlich eine Reihe von Bauausführungen als Beispiele der Verwendung hochwertigen Portlandzementes in der Praxis in Wort und Bild, so die Unterfangungs- und Sicherungsarbeiten des Domes zu Mainz, das Hochhaus am Hansaring in Köln u. a. m.

Zur Geschichte des Werkstoffes für Eisenbauten unter besonderer Berücksichtigung der neuesten Entwicklung wurde von Direktor Erlinghagen der Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen, ein wertvoller Beitrag geliefert. Der Vortragende ging von dem Rückgang der Verwendung des Eisens bei uns infolge der Verdrängung durch Beton und Holz sowie von dem Stocken des Auslandsabsatzes aus und gab einen Abriß der Geschichte des Eisens als Baustoff, wobei er darauf hinwies, daß der Eisenbau heute wieder, wie in den achtziger Jahren bei Übergang vom Schweißeisen zum Flußeisen, an einem Wendepunkt seiner Geschichte stehe. Eine lehrreiche Übersicht der durch den verwendeten Werkstoff bemerkenswertesten Beispiele von der ersten noch heute bestehenden Gußeisenbrücke über den Severn von 1779 bis zu der kürzlich von der deutschen Reichsbahn in Auftrag gegebenen zweigleisigen Rheinbrücke bei Hochfeld und der Brücke über den Hafen von Sydney zeigte die enge Verknüpfung mit der Entwicklung des Eisenhüttenwesens. Dabei wurden die allmählich sich immer steigernden Anforderungen an die Güte des Eisens als Baustoff und ihre Erfüllung durch die Eisenindustrie eingehend erörtert. Gußeisen, durch Puddeln hergestelltes schmiedbares Eisen in Kaliberwalzen zu Profileisen gewalzt und unter dem Namen Schweißeisen seit 1825 verwendet — Puddelstahl aus Flammöfen, auch Tiegelstahl in vereinzelten Ausführungen um 1830 — sauerer Bessemerstahl und sauerer Siemens-Martin-Stahl nach 1860, ebenfalls nur in wenigen Anwendungen, darunter allerdings die Brücke über den Firth of Forth 1883—1890 mit 48—52 kg/mm² bei 20% Dehnung für Zug, 54—59 kg/mm² bei 17% Dehnung für Druckglieder-Flußeisen, und zwar seit 1885 zunächst hauptsächlich nach dem Thomasverfahren, seit 1900 aber auch nach dem Siemens-Martin-Verfahren, an Stelle des bis dahin herrschenden und bei uns für die Levensauer Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal letztmalig in großem Umfange verwendeten Schweißeisens von vielgestaltiger Güte (von 34—52 und mehr kg/mm² Festigkeit, 12—25% Dehnung und 24—34 kg/mm² Streckgrenze) — genormter „Flußstahl" — so genannt nach der Bezeichnung anderer Länder — als Ergebnis der dankenswerten Arbeit des Deutschen Normenausschusses seit 1919, in vier festgesetzten Güteklassen, von denen die Güte des Flußstahles St. 37 von 37—45 kg/mm² Festigkeit bei 25% Dehnung bei 100 mm Meßlänge als „Normalgüte" entsprechend der normalen Erzeugung der deutschen Thomaswerke gilt — schließlich hochwertiger Stahl, und zwar als legierter Stahl wie Nickelstahl oder als höher gekohlter Flußstahl, von 55—70 kg/mm² Zugfestigkeit bis 39 kg/mm² Streckgrenze, bilden die einzelnen Stufen der Entwicklung. Der neue Stahl St. 48, für welchen nach den neuen deutschen Vorschriften eine Mindestfestigkeit von 48 kg/mm² und eine Höchstfestigkeit — um Schwierigkeiten der Bearbeitung unschädlich zu machen — von 58 kg/mm² bei 18% Dehnung, aber keine Streckgrenze vorgeschrieben ist, ergibt nach dem Vortragenden etwa 30prozentige Ersparnis gegenüber St. 37 bei großen Brücken. Er sei dem legierten Stahl wirtschaftlich überlegen, für Eisenhochbauten werde er nur bei großen Objekten wirtschaftlich verwendet werden können, für mittlere und kleinere Bauten dagegen bei den jetzigen Güteaufpreisen nicht in Frage kommen.

Im Anschluß an die Feststellungen des Vortragenden muß es im Interesse der Wirtschaft als wünschenswert bezeichnet werden, die Forderung der Herabsetzung oder besser Aufhebung des Aufpreises mit aller Entschiedenheit zu erheben. Die Entwicklung wird zweifellos nicht bei dem Erreichten stehen bleiben.

Ergänzt und weiter ausgeführt wurden die Erlinghagenschen Ausführungen durch den Vortrag Professor Schachenmeiers, München, der einen lehrreichen Überblick über die Entwicklung der Bauwerke in Eisen und Stahl vom konstruktiven und vom schönheitlichen Standpunkt gab. Die Entwicklung ging im Hochbau von der Verwendung von Stützen und Trägern ohne widerstandsfähige Verbindung zur Herstellung biegungsfester Gerippe von Bauwerken mit vielen Geschossen und von solcher zur Überbauung ausgedehnter Räume, den Hallen- und Kuppelkonstruktionen, von großer Stützweite, die horizontalen Kräften, besonders dem Winddruck, ausreichenden Widerstand leisten konnten. Auf dem Gebiete des Brückenbaues waren die ersten eisernen Konstruktionen in engster Anlehnung an die Gewölbeform des für Brücken gebräuchlichen Steinbaues Bogenbrücken, bis 1846—1850 in England der große grundlegende Schritt der Überbrückung großer Spannweiten durch Balkenträger durch den Bau der Britanniabrücke — röhrenförmiger Balkenträger aus Blechwänden von 152 m Stützweite — getan wurde. Aus den Blechwänden wurde engmaschiges Gitterwerk aus Flacheisen nach dem Vorbild der in Amerika ausgeführten Holzlattenbrücken, von denen eine ganze Reihe bei uns und in anderen Ländern zur Ausführung gekommen ist, dann Fachwerk mit größeren Felderöffnungen schließlich die statisch bestimmten Dreiecksfachwerke. Weitere bahnbrechende Schritte bildeten die Gerbersche Gelenkanordnung und die Hängebrücken. Erstere ermöglichten die Ausführung der riesenhaften Spannweiten, wie wir sie in den Beispielen von der Firth of Forth-Brücke mit 521 m bis zur Quebecbrücke mit 549 m sehen, durch die günstigere Verteilung der Biegungsmomente und durch die Ermöglichung des freien Vorbaues ohne feste Gerüstunterstützung. Die Hängebrücken, und zwar unter Aufhebung der Schlaffheit des Kabels oder der Kette durch einen mit diesen zu gemeinsamer Wirkung verbundenen Versteifungsträger, sind zwar bis vor kurzem hinsichtlich der erreichten Spannweiten noch hinter den Gerberbrücken zurückgeblieben, beginnen aber mit der zurzeit im Bau befindlichen Delawarebrücke — ein einziges Kabel von 760 mm Stärke für jede Tragwand über 554 m gespannt — die Gerberbrücken zu überflügeln, und werden, wie der Lindenthalsche Entwurf für die Hudsonbrücke bei New York mit 1000 m und ein deutscher Gegenentwurf mit 1200 m Spannweite zeigen, voraussichtlich auch weiter Raum gewinnen. Die schönheitlichen Gesichtspunkte erörterte der Vortragende noch an der Hand einer Reihe von Brückenbauwerken, wobei er besonders die neue Kölner Hängebrücke und den Entwurf einer Hängebrücke über den Neckar in Mannheim hervorhob als Beispiel, daß das Schöne an das Gesetzmäßige gebunden ist.

Über die Verwendung des Eisens als Baustoff sprach auch Oberbaurat Bock, Köln, und zwar im Hinblick auf Tiefbauarbeiten, wobei die beweglichen Konstruktionen und feststehende für dauernde und vorübergehende Zwecke behandelt und die modernsten Ausführungen auf diesem Gebiete durch Wort und Bild erläutert wurden. An die neueren Schützen- und Segment- und Walzen-Wehranlagen für große Stauhöhen und Durchflußweiten wurde die besondere Geeignetheit des Eisens für diese Aufgaben, die zum Teil durch Verwendung anderen Materials nicht hätten gelöst werden können, an den verschiedensten Beispielen der Verwendung von eisernen Spundbohlen für Bohlwerke, Schleusen, Fundierungen, unter anderem weiter die großen Vorteile der leichteren Rammbarkeit, der wiederholten Wiederverwendungsmöglichkeit bei Behelfskonstruktionen veranschaulicht und das wachsende Vertrauen hinsichtlich der Beständigkeit im Süß- und Seewasser begründet.

Dr. Ing. W. Petry, Obercassel, betonte und begründete in seinen Ausführungen über „Technische Fortschritte im Eisenbetonbau und ihre wirtschaftliche Auswirkung" eingangs, daß nicht das Handwerkliche, sondern die industrielle Arbeitsweise dem Eisenbetonbau den Stempel aufdrücke, und legte an hervorragenden Bauwerken dar, welche Fortschritte im Eisenbetonbau gemacht worden sind. Die Kuppel des Pantheons in Rom von 44 m Spannweite aus der Zeit unmittelbar nach Christi Geburt und einige andere berühmte Kuppelbauten späterer Zeit bildeten dabei den Ausgangspunkt und die Vergleichsgrundlage. Der Eisenbetonbau hat für derartige Bauwerke ganz neue Konstruktionsgrundsätze, Ausführungsmethoden und wirtschaftlichere Möglichkeiten gebracht. Als Beispiele der Anordnung von radialen Bindern mit oberem

Druck- und unterem Zugring nannte der Vortragende die Kuppel der Jahrhunderthalle in Breslau von 65 m Spannweite auf beweglichen Stelzenlagen, ferner die Kuppelhalle der Großgarage der Firma Hubert Einmal, Aachen, deren Rippen, um Zeit zu sparen, vor der Montage fertiggestellt und dann aufgerichtet wurden, weiter die Schalenkuppeln der Kirche in St. Blasien von 34 m Spannweite und 5,25 m Stich, die der Internationalen Baufachausstellung Leipzig 1913, die für das Zeißsche Planetarium, die für die Firma Schott u. Gen. in Jena von 40 m Spannweite, 7,87 m Stich, und die des städtischen Planetariums in Jena von 25 m Spannweite in Halbkugelform. Schnell erhärtender, hochwertiger Zement, Spritzbetonverfahren, Drehgerüst und Präzisionsarbeit in der Herstellung des eisernen Netzwerkes waren die Mittel, mit denen größte Leichtigkeit und Wirtschaftlichkeit sowie kürzeste Bauzeit der Schalenkuppeln erreicht wurde. Die letztgenannte hat z. B. nur 6 cm Stärke und ist in etwa drei Wochen fertiggestellt worden. Von größtem Interesse war die graphische Darstellung des wirtschaftlichen Vergleichs, aus dem sich u. a. ergibt, daß die Breslauer Kuppel, als Zeißsche Schalenkuppel ausgeführt, 4—5 mal so leicht hätte sein können. An Betontiefbauten wurde die Schwarzenbachtalsperre behandelt, wobei die Wirtschaftlichkeit der Verwendung des Gußbetons, der Einbringung großer Bruchsteinbrocken und die Bedeutung der Einrichtung der Baustelle hervorgehoben wurde. Gute Bilder und Filme gaben ein sehr anschauliches Bild von der Ausführung der genannten Bauwerke.

Über die Verwendung von Beton auf einem in neuester Zeit in den Vordergrund des Interesses gerückten Gebiete, dem Straßenbau, sprach Reg.-Baumeister Danzebrink, Köln. Ausgehend von der starken Entwicklung des Kraftwagenverkehrs und der dadurch verursachten regen Straßenbautätigkeit in allen Ländern wurde das in den Hauptländern im Betonstraßenbau bisher Unternommene, ferner die Vorbedingungen und die Ausführungsweise einer einwandfreien Betonstraße eingehend an der Hand von Lichtbildern erläutert. Besonders wurde auf die bekannten im Staate Illinois angestellten allgemeinen Versuche mit 6 Gruppen verschiedener Befestigungsarten in 71 Abteilungen von 30—75 m Länge und deren für reine Betonstraßen günstiges Ergebnis hingewiesen. Von deutschen Ausführungen wurden die Versuchsstrecken in Berlin, am Krummen Weg bei Düsseldorf mit Solititzement, in Neubeckum nach dem Reinerschen Verbundverfahren, vor allem die 1 km lange Strecke der bayerischen Staatsstraße München-Garmisch erwähnt. Als sehr nützlich ist es zu bezeichnen, daß der Vortragende neben der Betonung der Vorteile der Betonstraße auch ihre Schwächen berührte, namentlich die unerläßlichen Vorbedingungen für eine einwandfreie Betonstraße, Schaffung eines geeigneten Planums, richtige Vorbereitung des Untergrundes, gute Entwässerung, zweckmäßige Wahl der Zuschlagstoffe, Herstellung von Quer- bzw. Längsfugen zur Verhütung von Rissen u. a., hervorhob.

In seinem Vortrag über den neuzeitlichen deutschen Holzbau gab Dr.-Ing. Seitz, Stuttgart, einen geschichtlichen Rückblick und legte damit dar, daß der Holzbau nicht nur als Ersatz für Eisen und Eisenbeton in der Zeit des Mangels der letzteren gewertet werden darf, sondern daß er, namentlich für ingenieurbautechnische Aufgaben, von denen aus früherer Zeit sehr bemerkenswerte Beispiele vorliegen, eine hohe Leistungsfähigkeit aufweisen kann. Nachdem der Stillstand im Holzbau, der mit der Einführung des Eisens eintrat, durch Schaffung neuer Methoden, die die dem Holz innewohnenden Vorzüge weit mehr auszunutzen gestatteten, überwunden war, hat sich der Holzbau wieder durchgesetzt und sich durch sein geringes Gewicht, die leichte Bearbeitung, kurze Bauzeit, Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse und Anpassungsfähigkeit an die Bauaufgabe als vielfach voll wettbewerbsfähig, zum Teil sogar als überlegen erwiesen, wie zahlreiche bedeutende Hallenbauten des letzten Jahrzehnts beweisen, die im Bilde gezeigt und erläutert wurden. Den Hinweis des Vortragenden darauf, daß der Holzbau nicht für alle Zwecke das Richtige sei, muß natürlich zugestimmt werden. Immerhin lassen die Ergebnisse der wissenschaftlichen Arbeiten zur Klärung bisher noch unerforschter Fragen im Holzbau erwarten, daß der Holzbau in seiner Wettbewerbsfähigkeit noch weitere Steigerung erfahren wird.

Architekt Friedrich Paulsen, Berlin, berichtete über den amerikanischen Wohnhausbau. Er stellte grundsätzlich eine andere Einstellung des Amerikaners zu seinem Heim fest, als bei uns herrscht. Die Häuser sind deshalb für eine geringere Lebensdauer bestimmt als bei uns, was in der viel leichteren Bauart — Holzgerüst mit äußerer und innerer Bekleidung und einfachsten Decken und Fußböden bei dem Einfamilienhaus — zum Ausdruck kommt. Weitgehende Vereinheitlichung der Typen, fabrikmäßige Herstellung vieler Teile, wie Fenster, Türen, verbilligen das Bauen erheblich. Der Wirkungsgrad der Arbeit ist in Amerika weit höher und die Organisation des Bauwesens besser als bei uns. Der Vortragende warf zum Schluß die Frage auf, ob wir für die nächsten beiden Jahrhunderte unsere Art zu bauen beibehalten dürfen, und verneinte sie überall da, wo nicht geistige Güter auf dem Spiele stehen.

Der letzte Vortrag von Privatdozent Dr.-Ing. Garbotz, Berlin, über Fördermittel im Baubetrieb beschränkte sich auf die neuesten Gedankengänge auf diesem Gebiete und stützte sich hinsichtlich eines Überblicks über die Mittel zur Bewältigung der Urelemente jedes Bauvorganges — Abtrag, Transport und Auftrag — auf in einer Vortragsreihe der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen früher gemachte Ausführungen. Behandelt wurden Universalgeräte für Hochbauzwecke, wie der Bauaufzug Hexe, Portalturmdrehkran und Turmdrehkran mit Doppelgurtförderer und eingebauter Mischmaschine, Gießturm für Gußbeton, Drucklufteinrichtungen zur Förderung trockenen oder feuchten Betons, weiter neuere Trocken- und Naßfördergeräte wie Elektrobagger, Raupenlöffelbagger, Raupeneimerkettenbagger, Planierpflüge, Abraumförderbrücken, Quer- und Längselevatoren, Hochdruckpumpen zum Spülabtrag u. a. m.

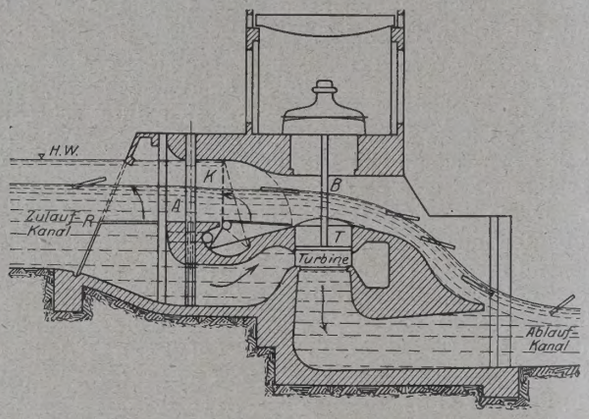
Der Gedanke, bei einer Gelegenheit wie die Kölner Baumesse in einer wissenschaftlichen Vortragsreihe die wichtigsten Tagesfragen zu behandeln, kann als recht glücklich bezeichnet werden. Die Veranstaltung fand daher auch zahlreiche Beteiligung. B.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Vorrichtung zur Ableitung von Eis und Schwimmstoffen bei großen Niederdruck-Wasserkraftanlagen mit vertikalen Turbinen.

Die nachstehend beschriebene Vorrichtung soll die besonders bei Flüssen mit starkem Eisgang vor den Einlaufrechen auftretenden Verstopfungen verhindern. Im Gegensatz zu den meisten bisherigen Anlagen, die die Eisabfuhr nach dem Unterwasser durch besondere, mit Schützen verschließbare Öffnungen zum Ziele haben, wird hier das Treibeis durch einen Kanal innerhalb des Turbinenhauses zwischen dem Turbinendeckel und dem Boden des Generatorsaales abgeführt. Mit dieser Anordnung soll der Vorteil verbunden werden, das Eis wie auch Schwimmstoffe mit einem möglichst geringen Wasserverlust und ohne große Baukosten in den Unterwasserkanal gelangen zu lassen, und gleichzeitig soll mit ihr ein regulierbarer Überlauf hergestellt werden. Zu dem Ende ist zunächst der Einlaufrechen R nur bis zur Sohlenhöhe des Kanals A hochgeführt, in dessen Verlauf ferner eine Klappe K nach Art der Klappwehre eingebaut ist; diese vermag in eisfreier Zeit vollkommen geschlossen oder auch in irgendeine Zwischenlage gebracht zu werden; sie gestattet ferner die oberste, eisführende Wasserschicht des Oberwasserkanals je nach dem vorhandenen bzw. erforderlichen Zufluß nach dem Unterwasser abzuführen. Wird aus irgendeinem Grunde eine der Turbinen außer Betrieb gesetzt, so hat ihre Absperrung naturgemäß eine Hebung des Wasserspiegels im Ober-

wasserkanal und in diesem Zusammenhange die automatische Öffnung der Klappe zur Folge. Werden sämtliche Turbinen geschlossen, so legen sich alle Klappen automatisch so weit um, daß die gesamte zufließende Wassermenge über die Turbinen hinweg direkt nach dem



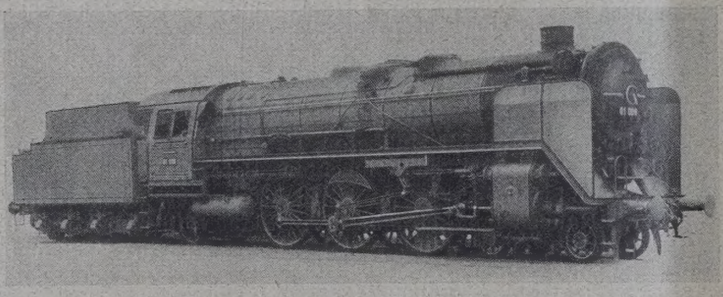
Unterwasser abgeführt wird. Seitlich anzuordnende Überläufe, die bei großen Betriebswassermengen sehr bedeutende Kosten verursachen, kommen somit bei Anwendung der beschriebenen Einrichtung in Wegfall.

Auch Schwemmgut, das sich auf dem Rechen ablagert, soll — nachdem es mit Hilfe von Kratzern nach oben gezogen worden ist — gleichfalls durch den Kanal A—B nach dem Unterwasser abgeführt werden. Für diesen Zweck ist naturgemäß ein wirksamer Schutz der Klappenkonstruktion, besonders der drehbaren Teile, vor Verstopfungen bzw. Verschmutzungen erforderlich, da nicht immer anzunehmen ist, daß die Schwimmstoffe bei der Art, wie sich ihre Entfernung vom Rechen vollziehen soll, in ausreichender Höhe von der Strömung erfaßt und über die Klappe hinweggeführt werden.

Diese Vorrichtung, die nach ihrer Anordnung nur bei vertikalen Turbinen Anwendung findet, ist von der Firma Locher & Co., Zürich, und Ing. R. Koechlin, Mühlhausen, auch in Deutschland zu Patent (Nr. 304 457) angemeldet. Ehnert.

Die größte Zweizylinder-Schnellzugslokomotive der Deutschen Reichsbahn.

Die in nachstehendem Bild wiedergegebene Lokomotive, die 12 000., welche von der Firma Borsig, Berlin-Tegel, erbaut und vor kurzem der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft übergeben wurde, ist die schwerste und leistungsfähigste Zweizylinder-Schnellzugslokomotive, die bisher in Deutschland gebaut wurde. Eine weitere Bedeutung dieser Maschine liegt darin, daß sie in ihrer Konstruktion aus dem vom Deutschen Lokomotivverband gegründeten und gestützten Vereinheitlichungsbüro hervorgegangen ist, einem Büro, das in engster Fühlung mit der Hauptverwaltung der Reichseisenbahn-Gesellschaft der Lokomotivabteilung der Borsig-Werke angeschlossen ist. M. F.



Vorträge über die Baukontrolle des Betons.

Im Beton- und Eisenbetonbau hat man bisher auf eine fortlaufende Baukontrolle wenig Gewicht gelegt, obwohl sie sonst bei jeder verantwortlichen Fabrikation üblich ist, Man hat sich wegen der Schwierigkeiten, die mit einer für jede Baustelle wechselnden Fabrikation verbunden sind, mit der Angabe von Mischungsverhältnissen und Faustregeln zufrieden gegeben, wie sie die Erfahrung als verläßlich ergeben hat. Die damit verbundene Unsicherheit kommt in den niedrigen zulässigen Inanspruchnahmen des Betons sowie in dem Bestreben zum Ausdruck, fette Mischungen und hochwertige Baustoffe selbst für nebensächliche Bauten vorzuschreiben, obwohl dies meistens wegen der unzulänglichen Ausnützung eine weitgehende volkswirtschaftliche Verschwendung bedeutet, ohne uns gegen Fehlgriffe ganz sicherzustellen.

Der moderne Betonbau will sich mit solchen Faustregeln nicht mehr begnügen. Wir sind imstande, die Festigkeit des Betons hinreichend genau im Vorhinein anzugeben, und die Richtigkeit dieser Angabe jederzeit zu beweisen. Wir müssen daher auch trachten, diese überflüssigen Sicherheiten abzustreifen, die nur ein Ausdruck der bisherigen Unkenntnis gewesen sind. Der moderne Betonbauer ist imstande, die Qualität des Betons nach den jeweiligen Bedürfnissen abzustufen, und ohne jedes Risiko seine Tragwerke auszuschalen und zu belasten. Es ist dies dann möglich, wenn man die Bestandteile und die Zusammensetzung des Betons fortlaufend prüft und sich am Bau von der Güte des Betons durch die einwandfreie Tatsache des Versuches überzeugt.

Um diese Methoden allen Fachkreisen zugängig zu machen und sie mit der Übernahme des Zements, mit der Prüfung des Betons, kurz mit allem dem vertraut zu machen, was mit der richtigen Bauleitung des Betonbaues zusammenhängt, hat der österr. Eisenbetonausschuß aus den Mitteln des Brausewetterfonds eine vollständige Apparatur angeschafft, wie sie den weitgehendsten Anforderungen entspricht und bei den gewöhnlichen Betonbauten nur zum kleinsten Teil nötig ist. Mit diesen Lehrmitteln wird Herr Prof. Dr. Rinagl an der Versuchsanstalt der Technischen Hochschule in Wien am 12. Januar d. J., 5 Uhr nachmittags, einen Vortrag über die Baukontrolle des Betons, mit praktischen Übungen der Teilnehmer abhalten. Der Besuch des Vortrages steht jedermann gegen Anmeldung bei dem Vortragenden frei und ist besonders allen Baubeamten, Baumeistern und Unternehmeringenieuren zu empfehlen. Der Vortrag soll am 19. und 26. Januar in Wien und späterhin in anderen Städten wiederholt werden.

Hafenbauten in Bremen.

Die zunehmende Zahl der großen auf Bremen laufenden Schiffe machte es nötig, weitere Lösch- und Ladeplätze im Zollausschlußgebiet zu schaffen. Deshalb wird das Nordufer des Hafens II in 1000 m

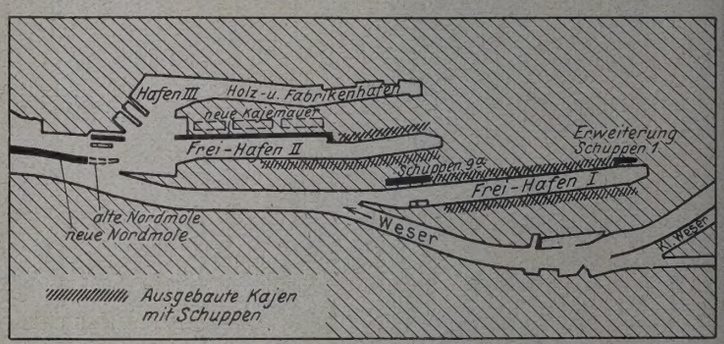


Abb. 1. Hafenanlagen in Bremen.

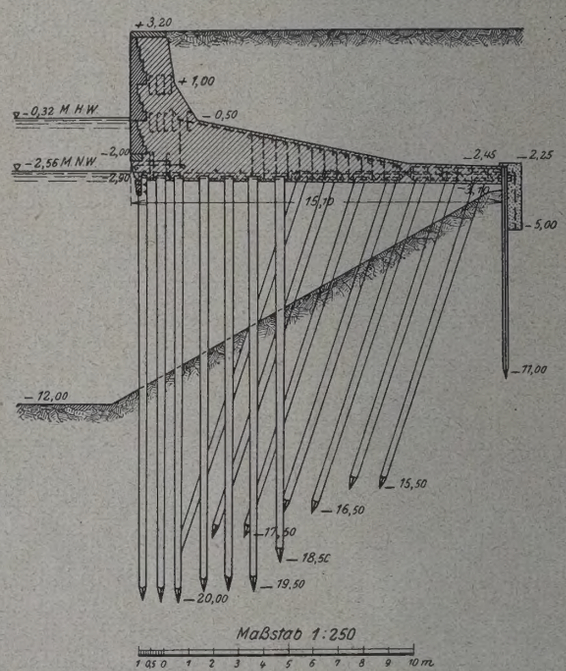


Abb. 2. Verlängerung der nördlichen Kajemauer, Hafen II in Bremen.

Länge als Kaje ausgebaut. Die Kajemauer wird auf hochstehendem Pfahlrost mit hinterer Spundwand gegründet. Eine Rostplatte aus Eisenbeton faßt die Pfahlköpfe zusammen. Die Rostplatte wie die

aufgehende Mauer werden aus Gußbeton hergestellt, mit dem die allerbesten Erfahrungen gemacht sind. Die Kajemauer, deren Querschnitt die beigefügte Abbildung wiedergibt, ist bereits auf 800 m Länge fertiggestellt und wird auf dieser Strecke jetzt freigebaggert. Die ersten 100 m der neuen Kajemauer werden bereits benutzt, weitere 400 m werden im Januar benutzbar. Es ist damit zu rechnen, daß die ganze Mauerstrecke zunächst als Liegeplatz zum Frühjahr in Benutzung genommen wird. Der Bau der Schuppen, Gleise und Straßen wird zu Anfang des Jahres in Angriff genommen werden. Auch am Hafen I ist durch den Bau eines neuen 300 m langen Schuppens und Verlängerung eines Schuppens um 145 m eine wesentliche Erleichterung geschaffen.

Von besonderer Bedeutung für die Schiffahrt ist die Umgestaltung der Einfahrt in den Hafen II. Die alte Nordmole wird abgebrochen und die Einfahrtsbreite zwischen den beiden Molenköpfen von 60 m auf 200 m gebracht. Die Baggerarbeiten sind zum großen Teil schon ausgeführt, die Abbrucharbeiten sind in Angriff genommen. Um die Möglichkeit zu haben, die größeren Schiffe in Bremen zu docken, hat die Aktiengesellschaft Weser den Bau eines neuen Schwimmdocks von 17 500 t Tragfähigkeit begonnen, dessen Dockgrube gleichfalls in Angriff genommen ist.

Zuschrift zum Wettbewerb der Friedrich-Ebert-Brücke in Mannheim.

In Heft Nr. 33, Seite 937 des „Bauingenieur" befaßt sich Herr Dr.-Ing. e. h. Bernhard bei der Besprechung der Wettbewerbsentwürfe über die Friedrich-Ebert-Brücke auch mit dem an zweiter Stelle preisgekrönten Entwurf Baustahl 48 und hält es dabei für erforderlich, die sowohl in der Presse wie durch das amtliche Untersuchungsergebnis widerlegten Angriffe gegen die Verfasser in ihrer Beamteneigenschaft zu wiederholen. Durch diese und die früheren Ablenkungsmanöver kann der auch im freien Wettbewerb erprobten und überragend befundenen guten Idee und der Qualität des Entwurfes in keiner Weise Abbruch getan werden.

Zur Sache selbst jedoch noch folgende Feststellungen:

I. Ich selbst habe mich in den Jahren 1912 bis zum Kriege mit Projekten für eine dritte Straßenbrücke über den Neckar befaßt und mehrere Vorentwürfe aufgestellt, von denen ein dem Baustahl 48 ähnlicher Entwurf im Jahre 1913 für die Ausführung bestimmt wurde. Während der Kriegszeit, die ich zum größten Teil im Felde verlebte, und der Inflationszeit verbot sich von selbst eine Beschäftigung mit großen Brückenprojekten. Meine Mitarbeiter haben sich vor dem Wettbewerb noch nicht mit diesen Brückenprojekten befaßt. Erst im Frühjahr 1925, als die städtischen Körperschaften den tiefbauamtlichen, d. h. meinen Entwurf wegen seiner angeblichen künstlerischen Mängel ablehnten und einen Wettbewerb verlangten, beschäftigte ich mich wieder und meine Mitarbeiter erstmals mit den Brückenprojekten.

II. Auf Grund einer eingehenden amtlichen Untersuchung ist die Urheberschaft an dem tiefbauamtlichen Entwurf mir zuerkannt worden.

III. Der tiefbauamtliche Entwurf war weiten Kreisen bekannt, ist öffentlich besprochen und auch in einigen Tageszeitungen in seiner äußeren Form veröffentlicht worden, wodurch mehrere Verfasser wohl veranlaßt wurden, dieselbe Idee auch ihrem Wettbewerbsentwurf zugrunde zu legen. Aus den Kreisen dieser Verfasser stammen auch in der Hauptsache aus leicht begreiflichen Gründen die Angriffe auf die Verfasser des Entwurfes Baustahl 48 und seine Preiszuteilung.

IV. Die Überzeugung von der Brauchbarkeit meiner ersten Idee und deren allgemeine Ablehnung war die hauptsächlichste Veranlassung, mich am Wettbewerb mit zu beteiligen, um den Entwurf umgearbeitet, aber in der gleichen äußeren Form einer unparteiischen Instanz zur Begutachtung vorzulegen, und um dadurch meine Berufsehre und die des Amtes, dem ich angehöre, zu wahren. Auf Grund der allgemeinen Auffassung, die zum Wettbewerb Veranlassung gab, war die Festhaltung an meinem Grundgedanken eher ein Wagnis als ein Vorteil. Aus Erwägungen solcher Art entstand dann noch ein zweiter Entwurf „Kern und Schale" auf völlig abweichender Grundlage, der gleichfalls bis zum letzten Augenblick für eine Preiszuteilung in Frage kam.

V. An den Vorsichtungsarbeiten der Wettbewerbsentwürfe waren die Verfasser nicht beteiligt.

VI. Der erzielte Erfolg läßt sich selbst nicht durch auszugsweises Hervorheben von Bemängelungen noch durch noch so heftiges Kopfschütteln über die Urteilskraft der Preisrichter ins Gegenteil verberichtigen. Das Vorgehen gegen einzelne Verfasser und die Preisrichter heißt, den Sinn des Wettbewerbssystems verkennen und an Stelle der inneren Qualitätsleistung Momente setzen, die überhaupt nicht ermeßbar und auch als Vorsprünge betrachtet gar nicht ausschaltbar sind. In jedem Wettbewerb wird es Bewerber geben, die nach Ansicht der unterlegenen Kollegen Vorsprünge gehabt haben.

Wo soll hier die Beschränkung der Zuzulassenden beginnen, wo endigen, und wer soll sie vornehmen? Sollen beispielsweise bei Brückenwettbewerben die großen Brückenbaufirmen, die in diesem Fall zum Teil die ganzen örtlichen Verhältnisse nicht schlechter gekannt haben als ich und die kraft ihres hervorragenden zahlreichen Personals in der Regel immer einen riesigen Vorsprung haben, ausgeschlossen werden?

Soll dem Gewinner in zahlreichen Kirchen- oder Theater-Wettbewerben verboten werden, sich weiter an solchen Wettbewerben zu beteiligen, weil er in der Materie besser zu Hause ist als Neulinge auf diesem Gebiet? Soll der Hochschullehrer auf seinem eigenen Gebiet bei Wettbewerben ausgeschaltet bleiben, weil er über mehr Erfahrung, Können und Wissen verfügt als seine Schüler? Alle diese Fragen stellen heißt sie sofort verneinen, weil es dem Sinn eines Wettbewerbes widerspricht und es direkt widersinnig wäre, einem Bauherrn, der den Wettbewerb ausschreibt und die Preise bezahlt, zumuten zu wollen, die besten Kräfte, die ihm etwas Brauchbares liefern können, auszuschalten und sich nur mit dem Rest der vermeintlich gleich starken oder gleich schwachen zu begnügen. Ein derartiges Verlangen an die Bauherren dürfte zur Aufgabe der öffentlichen Wettbewerbe und zum Übergang zu engeren Wettbewerben, also zur Ausschaltung des freien Spiels der Kräfte führen.

Dipl.-Ing. Lorentz, Mannheim, Beethovenstr. 6.

Erwiderung auf die Zuschrift Lorentz.

In meinem Bericht habe ich nur Veröffentlichungen in der „Bautechnik" 1925, S. 420, von einem Preisrichter herrührend, und in der „Neuen Mannheimer Zeitung" vom 29. Juni 1925 wiederholt. Berichtigungen dazu sind mir nicht bekannt. Sonst würde ich sie selbstverständlich berücksichtigt haben. Der Einsender hätte besser getan, sich an die genannten Zeitungen zu wenden, um eine Berichtigung herbeizuführen. Nur an die Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen, liegt eine nachträgliche Äußerung städtischerseits vor, daß zu einem Einschreiten gegen die Verfasser von „Baustahl 48", weil sie gegen die ihnen als Beamte obliegenden Verpflichtungen verstoßen haben, keine Veranlassung vorliegt.

Die Kritik an meiner Kritik ließe ich gelten, wenn meine Kritik an der Kritik des Preisgerichtes von dem Einsender nicht versucht würde, allgemein zurückzuweisen. Meine Kritik vertritt die Interessen der Allgemeinheit der Wettbewerber auf Grund meiner Erfahrungen und Bestrebungen, das Beste für die Brückenbaukunst zu tun. Der Einsender kann mich darin nicht erschüttern.

Endlich muß ich jetzt auch noch zu I bis III obiger Zuschrift hervorheben, daß der Entwurf „Baustahl 48" für die Fachwissenschaft nichts anderes ist als eine Übertragung des Entwurfs „Stabbogen" der MAN, Gustavsburg und Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, für den beschränkten Wettbewerb der Kölner Straßenbrücke (s. Z. d. V D I 1913 S. 1588) auf die Mannheimer Örtlichkeit.

Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wagnis oder Preisgliederung? [1])

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, Privatdozent a. d. Technischen Hochschule zu Charlottenburg.

Die Preiszergliederung im Angebot entwickelte sich in der Zeit der Geldentwertung als das hauptsächlichste Mittel, um einerseits die Angemessenheit der Angebotspreise der Prüfung zugänglich zu machen und um andererseits einen Maßstab für die Entlastung des Unternehmers vom Wagnis der Geldentwertung während der Bauzeit zu finden. Da der letztere Umstand erfreulicherweise weggefallen ist und wir auch hoffen dürfen, daß er nicht wiederkehrt, bleibt zu prüfen, inwieweit eine Preiszergliederung gleichwohl noch erwünscht ist und welchen Nutzen man sich von ihr für die Erlangung angemessener Angebote versprechen kann.

[1]) Verfasser ist im Hinblick auf seine früheren Veröffentlichungen und seine laufende Betätigung auf dem Gebiete des Verdingungswesens aufgefordert worden, seinen Standpunkt zur Preiszergliederung im Angebot nach dem gegenwärtigen Stand der Wirtschaftslage in einem Aufsatz niederzulegen. Verf. entspricht dieser Anregung mit dem Hinweis, daß es sich bei der Preiszergliederung nicht um einen Selbstzweck handelt, sondern nur um ein Mittel, zu dem immer noch allein maßgebenden Zwecke der Erlangung wirtschaftlich zuverlässiger Angebote. Da der verfügbare Raum es nicht gestattet, die Frage zu erschöpfen, vielmehr eine Beschränkung auf die inzwischen eingetretene Weiterentwicklung zur Pflicht macht, sei zur Vermeidung unnötiger Fußnoten im Zusammenhang auf diejenigen früheren

Preiszergliederung ist bereits ein ziemlich feststehender Begriff und stellt gewissermaßen eine senkrechte Spaltung der Einheitspreise nach den hierauf Einfluß nehmenden Größen dar, im engeren Sinne nach dem im Hochbau ziemlich verbreiteten Verfahren von Rothacker (Baustoffaufwand + Unkostenzuschlag, Lohnaufwand + Unkostenzuschlag, ferner zu beiden Gruppen ein Gesamtzuschlag für Wagnis, Rücklagen und Gewinn.) Für dieses Verfahren wird geltend gemacht, daß es insofern selbsttätig dem angemessensten Angebot den Zuschlag sichere, als man nur diejenigen Angebote auszuscheiden brauche, bei denen der Aufwand für Baustoffe und Löhne offenbar unzutreffend niedrig ermittelt sei; unter denjenigen mit richtig bemessenem Aufwand sei dann dasjenige das angemessenste, welches die niedrigsten Zuschlagsziffern aufweise. Hierin liegt also ein Anklang an das früher einmal übliche Auf- und Abbietungsverfahren, jedoch mit Beschränkung des Wagnisses nach unten.

Gegen dieses Verfahren läßt sich zunächst einwenden, daß die Abgabe von preisbildenden Unterlagen eine einseitige Bindung für den Bauherrn schaffen kann, die der heutigen Auffassung nicht mehr entspricht. Wenn nämlich der Zuschlag auf Grund einer Preiszergliederung erteilt wird, so wird diese dann mehr oder weniger Vertragsbestandteil und es kann leicht dahin kommen, daß daraus die gleichen Folgerungen gezogen werden wie früher, daß nämlich der Unternehmer Mehrforderungen geltend macht, wenn es ihm nicht gelingt, die Arbeiten zu den Baustoffpreisen und Lohnsätzen durchzuführen, auf denen die Preiszergliederung beruht. Selbstverständlich muß er sich folgerichtig dann auch die etwa gemachten Ersparnisse anrechnen lassen, doch ist er dabei immer insofern im Vorteil, als er an der Beweislast der Mehrkosten leichter trägt, als der Bauherr, dem doch offenbar die Beweislast der Ersparnisse zufallen wird, an letzterer. Gegen eine Preiszergliederung in diesem Sinne spricht ferner ihre Unvollständigkeit hinsichtlich der Zuschläge, denn offenbar geht es nur bei ganz gleichartigen gut übersehbaren Arbeiten an, wichtige Preisbildungsbestandteile, wie die Vorhaltung von Geräten, Betriebsstoffen, Einrichtungsarbeiten usw. einfach in Form von Zuschlägen zu erfassen, denn dies widerspricht völlig dem Wege, auf dem diese Zahlen anschlagmäßig gewonnen werden. Auch die Einfügung einer besonderen senkrechten Spalte für Gerätevorhaltung würde hieran nichts wesentliches ändern, denn es bleibt dabei immer die Unstimmigkeit bestehen, daß die Gerätevorhaltung sich doch meist über eine größere Anzahl von Positionen erstreckt, infolgedessen für diese Gruppe gemeinsam veranschlagt und nachher rückwärts verteilt werden muß, wobei Ungleichmäßigkeiten mit dem Wesen der Sache untrennbar verbunden sind.

Da die Wagnisbeschränkung gegenüber der Geldentwertung weggefallen ist, fragt es sich also, ob eine Preiszergliederung im geschilderten senkrechten Sinne noch als brauchbare Handhabe für die Sicherung angemessener Preise angesehen werden kann und wodurch sie ersetzt werden muß, nachdem diese Frage nach den vorstehenden Ausführungen verneinend und beantwortet werden muß.

Hierzu bedarf es eines kurzen Eingehens auf die gegenwärtige Lage des Baumarktes. Die Unzahl der bei öffentlichen Verdingungen eingehenden Angebote läßt erkennen, wie ungesättigt der Baumarkt ist. Die Endpreise gehen im ganzen vielleicht nicht so weit auseinander wie in der Vorkriegszeit, weil die Preisrichtung im ganzen eben infolge des starken Angebotes stark nach unten gehalten ist. Das Überangebot in Verbindung mit dem an sich berechtigten Verlangen nach Festpreisen hat nun aber auf das Ausschreibungsverfahren der vergebenden Stellen bereits sehr ungünstig gewirkt. Die Neigung, dem anbietenden Unternehmer gleichzeitig mit den Festpreisen jedes nur ausdenkbare und oft nicht einmal ausdenkbare Wagnis und jede irgendwie erreichbare Nebenleistung aufzubürden, macht sich in zunehmendem Umfange bemerkbar und die niedrigen Preise, auf Grund deren jetzt Zuschläge meist erteilt werden, lassen es ausgeschlossen erscheinen, daß die Fülle der verlangten Nebenleistungen und Wagnisse dafür tatsächlich mit durchgeführt werden kann, ohne daß der Unternehmer bares Geld zusetzt oder sich an Zusatzaufträgen „erholen" kann. Die Auffassung, daß der Unternehmer im Durchschnitt an seinen Bauaufträgen soviel verdienen muß, daß ihm eine Rücklage für gelegentliche Verluste verbleibt, wird man kaum aufrecht erhalten können, solange der Baumarkt ungesättigt ist, jeder einzelne Bauauftrag also gewissermaßen nur den Bestandteil einer Notstandsmaßnahme darstellt. Die Unternehmerschaft wird sich infolgedessen auch gern mit einem geringeren Gewinn begnügen, wenn dafür eine entsprechende Wagnisbeschränkung eintritt.

Um zu übersehen, in welchem Umfange eine derartige Wagnisbeschränkung möglich und zweckmäßig ist, wird man sich zweckmäßig einen Überblick darüber verschaffen, was sich bis heute an Nebenleistungen und Wagnissen, die nicht besonders abgegolten werden, bereits wieder in die Verträge eingeschlichen hat. Diese Feststellung wird dadurch vereinfacht, daß die allgemeinen technischen Bedingungen für die verschiedenen Fachgruppen als Ergebnis der Arbeit des Reichsverdingungsausschusses inzwischen abgeschlossen vorliegen. Dadurch liegt für die Entscheidung der Frage, ob besondere Nebenleistungen notwendig sind, ein sehr viel sicherer Ausgangspunkt vor als bisher.

Die heute gemeinhin verlangten Nebenleistungen zerfallen im allgemeinen in drei Gruppen:

1. Übliche, nach Überlieferung und Handwerksbrauch.
2. Besondere, nach bestimmten Angaben.
3. Besondere, nach allgemeinen Angaben oder unbestimmten Vorbehalten.

Zu 1.: Hierher gehört die Vorhaltung der Geräte und der Betriebsstoffe sowie aller Hilfseinrichtungen; ferner die Einrichtung, der Abbruch und die Aufräumung der Baustelle, schließlich alle Umstellungen an Geräten usw., wie sie der planmäßige Bauvorgang mit sich bringt. Diese Leistungen sind im allgemeinen übersehbar und ein untrennbarer Bestandteil der gewollten Gesamtleistungen. Es dürfte sich aber empfehlen, sie nicht in die Hauptpositionen einzubeziehen, sondern der eigenen Veranschlagungsweise des Unternehmers entsprechend, hieraus besondere Positionen zu bilden, sie also nicht in eine senkrechte Preiszergliederung einzuarbeiten, sondern sie gewissermaßen zum Gegenstand einer wagerechten Preisgliederung zu machen. Der hiermit gefundene und begründete Ausdruck „wagerechte Preisgliederung" wird daher auch weiterhin für die folgerichtige Auflösung in derartige Einzelpositionen angewandt werden. Erfreuliche Ansätze auf diesem Gebiet der wagerechten Preisgliederung sind bereits vorhanden. So trennt beispielsweise die Stadt Berlin bei ihren tiefbautechnischen Ausschreibungen vielfach die allgemeine Baustelleneinrichtung, die Wasserhaltung, die Holzlieferung, den Ramm-

---

Veröffentlichungen verwiesen, auf die der vorliegende Aufsatz Bezug nimmt:

„Die Zeit des schwankenden Geldstandes als Bildnerin bleibender Werte für das Verdingungswesen", Vortrag des Verfassers in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Verkehrstechnische Woche 1925, Heft 15/16, auch als Sonderdruck im gleichen Verlag und auszugsweise im „Bauingenieur" 1924. — „Unkosten" vom Verf., Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 14. — Der Selbstkostenvertrag und seine wirtschaftliche Wirkung vom Verf., Ullsteins Bauwelt 1920, Heft 46/47. — Neuere Vergebungsarten für Bauarbeiten im Rahmen des Verdingungswesens vom Dr.-Ing. Karl Steinbrecher, Berlin 1920, Hersg. Robert Engelmann. — Gerätevorhaltung und Preisbildung, vom Verf. Verkehrstechn. Woche 1921, Heft 25. — Fragestellung bei Verdingungen, Verkehrstechn. Woche 1923, Heft 39/40. — Bekanntgabe von Anschlagsunterlagen, Verkehrstechn. Woche 1923, Heft 43/44. — Dr.-Ing. Rothacker, Das Verdingungswesen und seine Heilung, Karlsruhe i. B., Braunsche Hofbuchdruckerei und Verlag. — Die Grundlagen des Beschaffungswesens, vom Verf., Zentralbl. d. Bauverw. 1921, Heft 67. — Verdingungswesen, Verkehrstechn. Woche 1925, Heft 9. — Die Verdingung als Standesfrage vom Verf., Mitteilungen des Reichsbundes deutscher Technik 1925, Heft 6.

vorgang usw. Ähnliche Ansätze finden sich bei Ausschreibungen einzelner Ämter der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

Zu 2.: Hierher gehören die meist in sogenannte „besondere Bedingungen" eingearbeiteten Zusatzleistungen, beispielsweise Schuppen für Lagerung und Verwahrung verwaltungsseitig gelieferter Baustoffe, Vorhaltung von Bürobauten für die Bauverwaltung einschließlich Heizung, Beleuchtung und Reinigung und anderes mehr. Weshalb man diese Zusatzleistungen nicht geradeheraus zum Gegenstand entsprechender Positionen macht, ist unerfindlich, denn es handelt sich doch dabei auch wieder um zweifellos einzeln zu veranschlagende Leistungen, die nachher künstlich rückwärts und mehr oder weniger willkürlich auf andere Positionspreise zu verteilen sind.

Zu 3.: Hier könnte man eine reiche Blütenlese veranstalten, doch mögen einige Stichworte genügen. Beispielsweise: Grunderwerb für Lagerplätze und für Förderbahnen, Durchführung von Genehmigungsverfahren, Befriedigung behördlicher Auflagen, selbst solcher, über deren Umfang bei der Ausschreibung noch gar keine Unterlagen vorhanden sind, beispielsweise Sicherung des Schiffsverkehrs an Wasserbaustellen, Einlegung von Nachtschichten nach einseitigem Ermessen der Bauherrschaft. Fast in jeder Gruppe von besonderen Bedingungen finden sich Beiträge, mit denen man diese Blütenlese ergänzen, niemals aber vervollständigen kann. Das Kennzeichnende bei der Behandlung dieser Nebenleistungen ist das Fehlen jeder Überlegung, in welcher Weise der Unternehmer sich mit seinen Preisen hierauf einrichten soll. Daß Nebenleistungen in dieser Form verlangt werden, wird auch nur dadurch möglich, daß sie eben in die „besonderen Bedingungen" hineingearbeitet werden. Wäre die ausschreibende Stelle gezwungen, hieraus selbständige Positionen zu machen und sich über das Gewollte durch entsprechende Fragestellung klar zu äußern, so würde manches derartige Verlangen von selbst als „Versuch am untauglichen Objekt" erkannt werden und wegfallen.

Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß wir mit dieser dritten Gruppe von Nebenleistungen bereits stark in das Gebiet der Wagnisse hinübergreifen. Eigentlich gehören diese unbestimmten Nebenleistungen schon insofern zu den Wagnissen im weiteren Sinne, als eben der Umfang, in welchem sie verlangt werden können, nicht festliegt, während die Leistung dem Grunde nach an die Willkür des Bauherrn gebunden ist. Ein eigentliches Wagnis dem Grunde nach kommt aber erst dadurch zustande, daß es nicht an menschliche Willkür gebunden ist und ebenso gut eintreten als auch wegfallen kann. Auch bei den Wagnissen lassen sich wieder verschiedene Hauptgruppen unterscheiden, die die Möglichkeit bieten, die einzelnen Gattungen ohne Anspruch auf Vollständigkeit zu ordnen:

1. Einengung rechtlicher oder sonst allgemein gültiger Bestimmungen,
2. Eintreten von Mehrbelastungen durch noch bevorstehende Gesetz- oder Tarifänderungen,
3. unbillige und unbestimmte Auflagen bei Haftung und Mängelrüge.

Zu 1.: Als Beispiel sei hier der bei der Stadt Berlin vielfach übliche Verzicht auf Ansprüche aus Mehr- oder Minderleistungen erwähnt, ferner die Aufgabe der Rechte aus § 644 B.G.B. Absatz 1 Satz 3 (höhere Gewalt). Auch die höhere Gewalt im engeren bautechnischen Sinne wird häufig zum Gegenstand unbilliger Abreden gemacht. Man mache doch einmal die Probe aufs Exempel und lasse die Unternehmer bei einer geeigneten Ausschreibung beispielsweise eine Position ausfüllen, mit der das Hochwasserwagnis abgegolten sein soll. Man wird dadurch ganz neue Gesichtspunkte für die Beurteilung der übrigen Preise gewinnen.

Zu 2.: Unsere Wirtschaftslage ist glücklicherweise wieder einigermaßen stetig geworden. Die Unternehmerwelt wird sich infolgedessen Festpreisen, soweit sie sich auf Löhne und Baustoffe beschränken, im wohlverstandenen eigenen Interesse nicht mehr widersetzen. Das Wagnis derartiger Steigerungen ist auch im allgemeinen nicht allzu schwer zu übersehen und kann namentlich bei Baustoffen durch rechtzeitigen und geschickten Einkauf meist ausgeräumt, in besonderen Fällen vielleicht sogar ins Gegenteil verkehrt werden. Auch das Wagnis für Lohnsteigerungen, wo allerdings die Möglichkeit des Abbaues vorläufig nicht in Betracht kommt, hat schließlich seine übersehbaren Grenzen. Dagegen können Tarifänderungen der Verkehrsmittel, Steigerungen der sozialen Lasten, der Steuern usw. im allgemeinen von keinem Menschen vorausgesehen werden, erfahrungsgemäß häufig nicht einmal von den Nächstbeteiligten, die an der Gestaltung solcher Bestimmungen mitwirken, denn häufig entscheidet doch letzten Endes eine geringe Zufallsmehrheit über die endgültigen Zahlen; das hindert aber die Verwaltungen nicht, von dem Unternehmer einen Seherblick zu verlangen, mit dem er alle diese Umstände nach Maß und Zahl im voraus erkennen und berücksichtigen soll; warum also nicht auch hier eine entsprechende Fragestellung?

Zu 3.: Das Bestreben, den Unternehmer möglichst einseitig zu belasten, zeigt sich besonders bei den Abnahmebestimmungen, und zwar in einem merkwürdigen Gegensatz zu vielen anderen Fachgebieten. Wer Eisen kauft, weiß ganz genau, welche Gewähr das Lieferwerk für die Güte übernimmt und in welcher Form, insbesondere weiß der Käufer, daß ihm selbst die Beweislast obliegt, wenn er aus Mängeln einen Anspruch herleiten will, und zwar gilt das ohne Unterschied; mag der Käufer eine schlichte Einzelperson oder eine noch so hochmögende Verwaltung sein. Höchstens das Entgegenkommen in der Behandlung derartiger Mängelrügen erfährt vielleicht eine gewisse taktische Abstimmung, dem Grunde nach bleibt es aber dabei, daß der Käufer die Beweislast trägt. Bei Bauverträgen findet man aber neuerdings häufig in den besonderen Bedingungen (beispielsweise der Stadt Berlin) die Auflage, daß der Unternehmer innerhalb der Gewährfrist, die häufig auch noch weit über die gesetzliche hinaus erstreckt ist, einfach alle Mängel zu vertreten hat, die sich an dem Bauwerk zeigen, ferner alle etwaigen nachteiligen Veränderungen in der Umgebung des Bauwerks usw. Nach der eigenen Fassung ihrer Bedingungen „vermutet" die Stadt Berlin beispielsweise einfach, daß der Unternehmer schuld ist (Ausschreibung der Charlotten-Brücke zu Spandau, besondere Bestimmungen § 20). Ähnliche Anforderungen gelten in diesem Zusammenhang auch hinsichtlich der Vertretung des Bauherrn gegen Ansprüche Dritter.

Verfasser hat dieses Übermaß an Schärfe vielfach mit maßgebenden Stellen besprochen. Auf Seite der Bauherren wird zur Entschuldigung (Rechtfertigung kann man nicht immer sagen) geltend gemacht, daß diese Bestimmungen ja nur „Handhaben" sein sollen, um die Verwaltung gegen unbillige Ansprüche des Unternehmers zu sichern. Damit sei doch keineswegs ausgeschlossen, daß die Bestimmungen vorkommendenfalls nach billigem Ermessen gehandhabt würden. Verfasser ist durchaus überzeugt, daß dies geschieht und weiß auch aus Erfahrung, daß es geschehen ist; aber ein richtiger Vertrag zwischen zwei Parteien, die rechtlich gleich hoch stehen, soll im allgemeinen so beschaffen sein, daß er in erster Linie nach Recht, und erst, wenn es überhaupt nicht mehr anders geht, nach Billigkeit auszulegen ist. Es ist also nicht angängig, die „Billigkeit" so ausschließlich in das einseitige Ermessen der zufällig wirtschaftlich überlegenen Partei zu stellen.

Auch auf diesen Gebieten würde wiederum eine entsprechende Fragestellung erfreuliche Klarheit schaffen, denn sie würde vor allen Dingen auch die ausschreibende Stelle dazu zwingen, sich in ganz anderer Form zu überlegen, was sie verlangt. Nebenbei hat die Wagnisüberspannung noch ihre besondere standespolitische Seite. Dieses überängstliche Bestreben, jede nicht voraussehbare Möglichkeit festzulegen, schließt doch auch einen erheblichen Mangel an Vertrauen in die eigene Geschicklichkeit ein, mit der man einer vielleicht unvorhergesehenen Sachlage Herr zu werden hätte. Die Lage ist aber insbesondere deshalb so schief, weil alle die über-

triebenen Wagnisse infolge des starken Wettbewerbes beiderseits viel zu niedrig eingeschätzt werden.

Auf Unternehmerseite wird die Überspannung der Bedingungen aber noch ganz anders beurteilt. Die Unternehmer unterschreiben einfach alles, weil sie sonst keine Möglichkeit haben, einen Auftrag zu bekommen und verlassen sich darauf, daß entweder die Wagnisse nicht in dem Umfange eintreten wie der Vertrag sie vorsieht oder daß im Streitfalle der Richter den Fall der unmöglichen Leistung als gegeben ansieht (§ 306 B.G.B.).

Hiernach läßt sich verhältnismäßig einfach zusammenfassen, wie nach den jetzt vorliegenden Erfahrungen die Notwendigkeit und Möglichkeit einer Preisgliederung (also nicht Zergliederung!) als Mittel zur Erlangung wirtschaftlich vertretbarer Ausschreibungsergebnisse zu beurteilen ist.

Zunächst einmal empfiehlt es sich, von der erfreulichen Tatsache ergiebigen Gebrauch zu machen, daß die technischen Bedingungen, wie bemerkt, festliegen. Allgemeine Vertragsbedingungen hat jede größere Verwaltung, es bleiben also nur noch die besonderen Bedingungen für das betreffende Bauwerk. Bei diesen beschränke man sich auf die wirklich unumgänglichen Hinweise, die aus der Besonderheit des Falles entspringen, mißbrauche aber die besonderen Bedingungen nicht zur Aufbürdung von Nebenleistungen und Wagnissen, sondern trenne Haupt- und Nebenleistungen positionsmäßig im Verdingungsanschlag und mache etwa gewünschte Nebenleistungen, die von den allgemein üblichen abweichen, entweder im ganzen oder gesondert zum Gegenstand von Einzelpositionen. Ferner trenne man diejenigen Leistungen, die der Unternehmer getrennt veranschlagen muß, auch positionsmäßig, wie dies jetzt schon vielfach mit gutem Erfolg geschieht. Schließlich scheue man sich nicht, wie angedeutet, auch die Wagnisse zum Gegenstand besonderer Fragestellung zu machen, vor allem aber übertreibe man die Anforderungen an die Wagnisse nicht und fürchte sich nicht davor, je nach Lage des Falles auch angesichts eines bereits laufenden Vertrages besondere Verständigungen zu treffen, wenn die Sachlage es erfordert.

Bei der Vorausübernahme von Wagnissen ist immer einer von beiden Teilen unverhältnismäßig geschädigt, entweder der Unternehmer, wenn die Wagnisse in größerem Umfange eintreten als er geschätzt hat, oder der Bauherr, wenn der Unternehmer durch die Verdingung gezwungen war, eine höhere Wagnisprämie einzusetzen, die nachher nicht in Anspruch genommen wird.

In diesem Sinne wird also eine Preisgliederung in irgendeiner Form immer wünschenswert bleiben. Daß sie irgendwie verallgemeinert wird, ist weniger notwendig, denn dazu sind die Verhältnisse häufig zu verschieden. Die Anlehnung an vorhandene Beispiele kann hierfür schon einen gewissen Ausgleich schaffen. Die Hauptsache ist und bleibt aber immer wieder, daß man nicht Leistungsgruppen in gemeinsame Positionen hineinzwängt, die hinsichtlich der Preisgestaltung nichts miteinander zu tun haben, sondern daß man vielmehr den Verdingungsanschlag wagerecht nach solchen Gruppen gliedert, wie sie dem inneren Gange der Veranschlagung entsprechen. Erstreckt man die Fragestellung dabei noch auf die Wagnisse und behält man sich Urteil und Verwertung der Zahlenunterlagen in jedem Umfange vor, wertet man also beispielsweise die anteiligen Beträge der Wagnisse in irgend einer Weise anders als die reinen Preisbeträge, mindestens aber gruppenweise getrennt von letzteren, so bleibt hinreichender Spielraum für das Herausfinden des wirtschaftlich vertretbarsten Angebotes.

Daß das Recht des Mindestfordernden nicht das Ausschlaggebende sein kann und darf, darüber sind sich wohl alle Beteiligten einig, aber das Bestreben, die Ausschreibungsmerkmale nach Möglichkeit zu objektivieren, um die getroffene Entscheidung so unangreifbar wie möglich zu machen, wird immer mehr oder weniger auf den Mindestfordernden hinführen, namentlich da, wo sich die Nackenschläge einer abweichenden Entscheidung in engerem Kreise abspielen können. Infolgedessen bietet sich vielleicht mit einer sinngemäßen Weiterbildung der Preisgliederung und einer freieren, Behandlung der Wagnisse eine Möglichkeit, an dieser Objektivierung festzuhalten und gleichwohl den wünschenswerten Spielraum für persönliche Entschlußkraft und Verantwortungsgefühl zu lassen. Auf die standespolitische Seite dieser Frage hat Verfasser in den Mitteilungen der Zeitschrift des Reichsbundes deutscher Technik 1925 Nr. 6 besonders hingewiesen.

Mit der Einführung einer besonderen Fragestellung für Wagnisse wird sich gleichzeitig auch die Frage der verabredeten Preisbildung in einer für beide Teile befriedigenden Form erledigen lassen. Die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit einer Verabredung zur Sicherung angemessener Preise wird man heute weniger denn je bestreiten können. Die inquisitorische Behandlung, wie die geplante Verordnung sie vorsieht, erscheint wenig glücklich, da die Durchführbarkeit nicht genügend gesichert ist. Außerdem wird das Interesse an Preisverabredungen um so geringer, je brauchbarere Zuschlagsergebnisse bei öffentlichen Verdingungen zutage treten. Auch die Ausstattung der vergebenden Stellen mit entsprechend erweiterten Befugnissen wird sich gegen etwaige Auswüchse von Preisverabredungen stets als wirksamer erweisen als alle gesetzlichen Bestimmungen.

(Bemerkung. Wir werden im nächsten Hefte des „Bauingenieur" eine Erwiderung auf den vorstehenden Aufsatz folgen lassen.)

Großhandelsindex.

16. Dez.	23. Dez.	30. Dez.	6. Jan. 1926	13. Jan.	20. Jan.
120,9	120,7	121,2	121,6	120,6	120,1

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 21. Januar 1926.)

2. Bekanntmachung der Fassung der Reichsversicherungsordnung (3., 5. und 6. Buch.) Vom 9. Januar 1926. (RGBl. I, S. 9.) Der Text der Reichsversicherungsordnung, soweit sie die Unfallversicherung betrifft, wird nach dem jetzigen Stande der Gesetzgebung neu bekanntgegeben.

Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 13. Januar 1926. (RGBl. I, S. 88.) Vom 15. Januar 1926 ab betragen die Regreßzinssätze nach Art. 50, 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes 10 v. H. auf Grund der Herabsetzung des Reichsbankdiskontsatzes auf 8 % (vgl. Bauingenieur 1925, Nr. 15, S. 546).

2. Verordnung zur Änderung der Steuerzinsverordnung. Vom 16. Januar 1926. (RAnz. Nr. 14.) Vom 1. Januar 1926 ab werden die Verzugszinsen für nicht rechtzeitige Entrichtung von Steuern (§ 104 Reichsabgabenordnung) von 12 auf 10 % herabgesetzt. Die Stundungszinsen (§ 105 Abs. 2 A.O.) werden auf mindestens 5 und höchstens 8 % festgesetzt. Schließlich betragen die Zinsen für die Hinausschiebung der Zahlung von Zöllen und Verbrauchsabgaben (§ 105 Abs. 1 A.O.) 8 %. Die ermäßigten Verzugszinsen finden auch bei solchen Beträgen Anwendung, die vor dem 1. Januar 1926 fällig geworden sind. Vom 1. Januar ab treten ferner auch bei Zahlungsaufschub oder Stundung die neuen ermäßigten Zinssätze an Stelle früher festgesetzter höherer Zinsen.

Gesetz zur Änderung der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 17. Januar 1926. (RGBl. I, S. 89.) Nach § 34 Abs. 4 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. 2. 24 war der Reichsarbeitsminister ermächtigt, Arbeitnehmer, deren Arbeitsverdienst über die Grenze der Krankenversicherungspflicht hinausgeht, für beitragspflichtig zur Erwerbslosenfürsorge zu erklären. Diese Ermächtigung wird jetzt auch auf die Arbeitgeber dieser Arbeitnehmer ausgedehnt. Der Reichsarbeitsminister kann also nunmehr auch die Arbeitgeber dazu verpflichten, Beiträge zur Erwerbslosenfürsorge für diese höher bezahlten Arbeitnehmer zu entrichten. Das Gesetz tritt am 1. 1. 26 in Kraft. — (Die Verordnung, durch die der Reichsarbeitsminister von dieser Ermächtigung Gebrauch macht, wird in Kürze veröffentlicht werden.)

Verordnung zur Änderung der 5. Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 14. 11. 24. Vom 18. Januar 1926. (RAnz. 1926, Nr. 15.) Zur Erlangung der Beitragsfreiheit eines Lehrlings von der Erwerbslosenfürsorge genügt die Anzeige an die Krankenkasse durch den Arbeitgeber unter Beifügung des schriftlichen Lehrvertrags, während bisher der Antrag auch vom Lehrling unterzeichnet werden mußte. — Die Verordnung tritt am 1. 2. 26 in Kraft.

Sechste Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 18. Januar 1926. (RAnz. Nr. 16.) Die Verordnung enthält die Bestimmungen über die Schaffung eines Reichsausgleichs für die Aufbringung der Mittel zur Erwerbslosenfürsorge. Die Beiträge bestehen aus einem Bezirksanteil und einem Reichsanteil. Die Höhe des Reichsanteils setzt der Verwaltungsrat des Reichsamts für Arbeitsvermittlung in Bruchteilen des Grundlohns fest. Die Abführung der Beiträge an die Reichsausgleichskasse, die bei der Reichsarbeitsverwaltung eingerichtet wird, erfolgt durch die beitragserhebungsberechtigten Stellen. Die Beihilfepflicht des Reiches und der Länder (§ 40 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge) tritt erst nach Erschöpfung der Reichsausgleichskasse ein, die einen Bestand aufweisen soll, wie er zur Unterstützung von 200000 Erwerbslosen für drei Monate erforderlich ist. — Die Verordnung tritt am 1. 2. 1926 in Kraft. Anordnungen, die auf Grund dieser Verordnung ergehen, können schon vorher erlassen werden.

Begünstigung des Wohnungsneubaues bei Landessteuern. 1. Freistellung von Neubauten von der preußischen Grundvermögenssteuer durch Verordnung des Preußischen Staatsministeriums vom 28. Dezember 1925. Die Grundvermögenssteuer wird nicht erhoben von nach dem 31. 3. 1924 fertiggestellten Wohnungsneubauten für die Dauer von fünf Jahren nach Ablauf des Rechnungsjahres, in dem die Neubauten fertiggestellt worden sind. Für die im Rechnungsjahre 1924 gestellten Neubauten beginnt die Freizeit am 1. April 1926. Der Finanzminister kann ferner die Steuer bei Siedelungen, die auf Grund des Reichssiedlungsgesetzes seit dem 1. 4. 1923 begründet werden, auf Antrag für fünf Jahre erlassen.

2. Bayern. Die Befreiung von Gebäuden mit Mietwohnungen und von Eigenheimen, die in den Jahren 1924 und 1925 neu aufgeführt wurden, von Haussteuer auf die Dauer von zehn Jahren wird nach Bekanntmachung des bayerischen Gesamtministeriums vom 4. 1. 1926 Nr. 261 auch auf entsprechende Gebäude ausgedehnt, die in den Jahren 1926 und 1927 neu aufgeführt werden.

Erlasse des Reichsfinanzministers. 1. Besteuerung nach dem Verbrauch. (Rderl. v. 29. 12. 25.) Nach § 49 des Einkommensteuergesetzes kann an Stelle des Einkommens der Verbrauch der Besteuerung eines Steuerpflichtigen zugrunde gelegt werden, wenn unter Berücksichtigung seiner gesamten Lebensverhältnisse das festgestellte Einkommen in offenbarem Mißverhältnis zum Verbrauche steht. Der Minister macht darauf aufmerksam, daß es sich hierbei nur um eine Kann-Vorschrift handelt, die nach in nicht kleinlicher Weise durchgeführter Prüfung in einzelnen Fällen angewendet werden soll. Ein offenbares Mißverhältnis zwischen festgestelltem Einkommen und Verbrauch wird nur dann angenommen, wenn der Verbrauch mindestens um die Hälfte höher ist als das Einkommen und mindestens 15000 M. im Jahre betragen hat.

2. Steuerfreiheit von Dienstaufwandsentschädigungen für Repräsentationszwecke. (Erl. v. 31. 12. 25.) Zur Richtigstellung der Zweifel, die sich ergeben haben, wieweit Dienstaufwandsentschädigungen für Repräsentationszwecke auf Grund des § 36 Abs. 2 Nr. 2 des Einkommensteuergesetzes von der Steuer befreit sind, setzt der Erlaß fest, daß solche Entschädigungen, z. B. für Bewirtung von Geschäftsfreunden, Geschäftsreisen usw. steuerfrei sind nur, wenn sie auf Grund ausdrücklicher Vereinbarung und für Aufwendungen gewährt werden, die Werbungskosten im Sinne des § 16 EStG. sind. Eine allgemeine Behauptung, daß die Stellung eines Angestellten einen besonderen Dienstaufwand erforderlich mache, genügt zur Begründung für die Steuerbefreiung nicht ohne weiteres. Bei Nachprüfungen sollen jedoch die Behörden nicht kleinlich verfahren, es genügt ein allgemeiner Überblick, ob Aufwendungen in der vereinbarten Höhe annähernd in Frage kommen können. Besteht das Einkommen nur aus laufenden Bezügen oder nur aus garantierter Tantieme, so ist im allgemeinen von Beanstandungen abzusehen, wenn die Dienstaufwandsentschädigung 7½ % der laufenden Bezüge oder der Tantieme nicht übersteigt.

3. Keine Neuabgrenzung der Monats- und Vierteljahreszahler bei der Umsatzsteuer. (Erlaß v. 31. 12. 25 unter II.) Die gegenwärtige Einteilung in Monats- und Vierteljahreszahler bei der Umsatzsteuer beruht noch immer auf den Durchführungsbestimmungen vom 9. Januar 1924, wonach für die Abgrenzung die Höhe der Umsätze des Kalenderjahres 1922 maßgebend ist. Mit Rücksicht auf die wirtschaftlichen Verschiebungen in den letzten Jahren ist der Minister damit einverstanden, daß Steuerpflichtige, die jetzt zu den Monatszahlern gehören, aber nach der gegenwärtigen Höhe ihres Umsatzes an und für sich nicht mehr in diese Gruppe gehören, in die Gruppe der Vierteljahreszahler überführt werden.

Hauptversammlung des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik.

Der Deutsche Verband für die Materialprüfungen der Technik (DVM) hielt am 20./21. November seine diesjährige Hauptversammlung im Hause des Vereines deutscher Ingenieure ab. Die stattliche Zahl der Teilnehmer legte Zeugnis davon ab, daß die Bedeutung der Werkstoffkunde und die Notwendigkeit der Vereinheitlichung der verschiedenen Prüfbestimmungen in weiten Kreisen der Industrie erkannt ist. Von den im Geschäftsbericht des Verbandes erwähnten Arbeitsgebieten sind hervorzuheben:

Förderung der Werkstofforschung, Vereinheitlichung der Prüfmethoden, Aufstellung von Grundsätzen für die Prüfung und Lieferung von Baustoffen, Werkstoffen und Hilfsstoffen[1]).

Die Hauptversammlung wurde mit einem Vortrage von Prof. Dr. Keßner, Karlsruhe, über „Die Bedeutung der Werkstoffkunde für das wirtschaftliche Leben und ihre Pflege an den Technischen Hochschulen" eingeleitet.

Der Vortragende gab an zahlreichen Lichtbildern eine Übersicht über das weite Gebiet der Stoffkunde und betonte besonders deren wirtschaftlichen Wert. Wenn auch zum großen Teil das Gebiet weitgehend erforscht ist, so fehlt es doch überall an der genügenden Anzahl geschulter Kräfte, um für die Technik die Ergebnisse der Materialforschung und der Materialprüfung auszuwerten. Alle, die sich mit der Herstellung, Verwendung und Verarbeitung der verschiedenen Werkstoffe beschäftigen, besonders der Betriebsingenieur und der Konstrukteur, müssen durch systematischen Unterricht und Ausbildung im Betriebe die Kenntnisse erlangen, die für die Beurteilung, zweckmäßige Verwendung und Ausnutzung der Werkstoffe im Interesse der einzelnen Betriebe und der gesamten deutschen Wirtschaft unbedingt notwendig sind.

Am zweiten Tage der Hauptversammlung berichtete Prof. Dr. Körber vom Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung über den heutigen Stand der Werkstofforschung. Der Vortragende behandelte in seinem Vortrage nur die Metalle, deren Erforschung am weitesten vorgeschritten ist. Die Erkenntnis der Ursachen der verschiedenen Eigenschaften von Werkstoffen ist der Zweck der Forschung, ihre Mittel sind: Prüfung der metallischen Bruchflächen, mikroskopische Gefügeuntersuchung, röntgenographische Methoden, Untersuchung der physikalischen Eigenschaften unter Berücksichtigung der chemischen Zusammensetzung. Herr Körber zeigte, seinen Vortrag durch zahlreiche Lichtbilder erläuternd, die Fortschritte, die bei der Erkenntnis der Beziehungen zwischen den technischen Festigkeitseigenschaften und den molekularen Kräften, die die eigentlichen Werkstoffkonstanten darstellen, erzielt sind. Diese Arbeiten laufen in engem Zusammenhange mit den Prüfungen der Werkstoffe und sind ein bedeutendes Mittel zu erfolgreichem Konkurrenzkampfe der deutschen Industrie gegen das mit allen Hilfsmitteln wissenschaftlicher Forschung ausgerüstete Ausland.

Herr Dr. Moser, Leiter der Probieranstalt der Fried. Krupp A.-G., gab in einem dritten Vortrage einen Überblick über die in der Praxis üblichen Prüfverfahren. Die Werkstoffprüfung ist die praktische Auswertung der Ergebnisse der Werkstofforschung. Herr Moser erläuterte an zahlreichen Lichtbildern die neuzeitliche praktische Werkstoffprüfung und zeigte auch die Durchführbarkeit von Werkstoffprüfungen in kleineren Betrieben. Nach dem gegenwärtigen Stande des Prüfwesens kann man erhoffen, daß die Werkstofforschung und -prüfung durch ihre Zuverlässigkeit der deutschen Technik trotz wirtschaftlich schwierigster Lage dazu verhelfen wird, das Weltvertrauen wieder zu gewinnen.

Neue Gruppeneinteilung der Patentklassen.

Am 1. Januar d. J. ist eine neue Gruppeneinteilung der Patentklassen in Kraft getreten. Die Entwicklung und Verzweigung der Technik im verflossenen Jahrzehnt hat es erforderlich gemacht, in vielen Patentklassen die Gruppeneinteilung stark umzuändern. Dadurch ist die Zahl der Gruppen in den 89 Klassen mit bisher 481 Unterklassen von 8000 auf 9739 gestiegen. Die alte Einteilung in Unterklassen ist beibehalten worden; nur einige besonders angeschwollene Klassen sind in Teilklassen zerlegt worden, die ein Zwischending zwischen Unterklasse und Gruppe darstellen. Die neue Gruppeneinteilung ist für die Zuteilung der neu eingehenden Anmeldungen an die für die Prüfung zuständigen Stellen maßgebend, sie gilt vom 1. Januar d. J. auch für die Veröffentlichungen im Patentblatt. Veröffentlichungen, die vor Ende 1925 erteilte Patente betreffen, erscheinen nach wie vor mit der alten Klassenangabe.

Die im Reichspatentamt bearbeitete „Gruppeneinteilung der Patentklassen" (IV. Auflage, 1926), ein stattlicher Band von rd. 380 Seiten in Lexikongröße, ist zum Preise von 22 RM. von Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8, zu beziehen.

Personalien.

Anläßlich des 75 jährigen Verlagsjubiläums der Verlagsbuchhandlung Wilhelm Ernst & Sohn haben Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig unterm 10. 11. 1925 Herrn Verlagsbuchhändler Georg Ernst in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Förderung der technischen Wissenschaften, insbesondere auf dem Gebiete des Bauwesens, die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen.

---

[1]) Die Ergebnisse der Arbeiten werden in den „Zwanglosen Mitteilungen" des Verbandes veröffentlicht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 31. Dez. 1925.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 89 672. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen. 11. V. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. Sch 74 987. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Verschiebevorrichtung bei Schrägaufzügen für Eisenbahnfahrzeuge. 1. VIII. 25.

Kl. 37 a, Gr. 3. L 62 215. August Linge u. Stephan Schiffer, Duisburg-Meiderich, Obermeidericher Str. 137. Decke mit untergehängter bewehrter Platte. 24. I. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. V 19 582. Urbain Bellony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Tonerde-Kalksteinbindemittels. 22. X. 24. Frankr. 6. V. bzw. 20. V. 24.

Kl. 81 e, Gr. 32. K 93 242. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verfahren zur Verbreiterung von Halden. 4. III. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 120 040. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7, u. Friedrich Klevinghaus, Ladenspelderstr. 85, Essen. Schlammförderanlage bei Abwässer-Kläranlagen. 26. V. 25.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 7. Jan. 1925.

Kl. 20 i, Gr. 11. W 70 159. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum elektrischen Antrieb von Eisenbahnweichen- oder signalen. 11. VIII. 25. Großbritannien 27. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. L 63 181. Sönke Lambertsen, Hamburg, Habichtstraße 28. Vorrichtung zur Auslösung der Luftdruckbremse bei Haltstellung eines Signals. 16. V. 25.

Kl. 80 a, Gr. 45. St 38 032. Heinz Stoffregen, Bremen, Ostertorsteinweg 74. Verfahren zur Herstellung von Bautafeln, Baudielen o. dgl. 24. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. R 62 411. Thomas Rigby, London; Vertr.: F. Meffert u. Dr. E. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Herstellung von Zement nach dem Naßverfahren. 7. XII. 22. Großbritannien 16. IX. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. A 44 208. Aktiengesellschaft für Steinindustrie u. Dr. Wiegand Braun, Neuwied. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners. 14. II. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 50 044. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 12. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. S 68 132. Dr. Geerto Aeilko Sebo Snijder, Utrecht, Holl.; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Verfahren zur Herstellung eines gargebrannten Zementklinkers. 18. XII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 8. B 114 163. The Babcock & Wilcox Company, New York; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von feuerfesten Gegenständen für Bauzwecke. 22. V. 24. V. St. Amerika 25. V. 23.

Kl. 80 b, Gr. 22. R 51 664. Franz Rippl, Stettin, Barnimstr. 73/74. Herstellung harter und fester, aber poröser, vornehmlich für Bausteine geeignete Schlacken. 27. XI. 20.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 45 261. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. u. Dr. Marcel Levy, Genf; Vertr.: Dr. F. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Straßenbelägen. 24. I. 22. Schweiz 28. XII. 21.

Kl. 81 e, Gr. 22. C 35 740. Wilhelm Christian, Herne i. W. Mechanisch betriebener Bergekipper. 22. XI. 24.

Kl. 84 a, Gr. 4. L 60 313. Georg Loppens, Lüttich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Staudamm. 28. V. 24.

Kl. 84 c, Gr. 1. E 27 955. Fa. Rudolf van Endert, Düsseldorf. Vorrichtung zum Herstellen von Erdlöchern mit Betonausfüllung. 5. IV. 22.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 86 767. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Löffelbagger. 2. VIII. 23.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Teubners Handbuch der Staats- und Wirtschaftskunde. Erste Abteilung. Staatskunde. Erster Band. 1. Heft. Wesen und Entwicklung des Staates von Geh. Hofrat Dr. Richard Schmidt, Professor an der Universität Leipzig. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1924. (194 Seiten, Preis M. 4,80.)

Mehr denn je müssen wir uns jetzt vertraut machen mit Wesen, Entstehung, Entwicklung des Staates, aller Staaten, zumal unseres Staates. Denn als Bürger einer demokratischen Republik sind wir alle berufen, an erfolgreicher Lösung der Aufgaben unseres Staates, des Reiches, der Länder mitzuarbeiten, jeder an seinem Platze: durch Teilnahme an der Gesetzgebung, der Verwaltung, oder doch wenigstens dadurch, daß wir sachgemäß wählen, daß wir durch Belehrung Anderer deren Staatsgefühl beleben, ihr Verständnis für den Staat fördern.

Zu alledem sind wir aber nur dann befähigt, wenn wir uns mit dem Wesen des Staates und der Geschichte seiner Entwicklung näher bekannt gemacht haben. Belehrung hierüber bieten uns umfangreiche Werke. Aber nur der Fachgelehrte liest und versteht sie. Für den gebildeten Mann, der mitten im praktischen Leben steht, für den Industriellen, den Kaufmann, den Techniker, den Architekten sind sie nicht geeignet. Andererseits laufen die sogenannten volkstümlichen Darstellungen Gefahr, oberflächlich zu werden, die tieferen Fragen zu umgehen, für das tiefere Verständnis der geschichtlichen Entwicklung der staatsrechtlichen Gedanken und Formen nicht die erforderliche Grundlage zu schaffen. Um so dankbarer begrüßen wir deshalb das Unternehmen anerkannter Fachmänner, Staatskunde gemeinverständlich und doch als erkennbares Ergebnis wissenschaftlicher Forschung unserem Volke zu bieten. Im ersten Heft des ersten Bandes dieses Unternehmens behandelt ein Meister auf diesem Gebiete, Geheimrat Dr. Richard Schmidt, Professor an der Universität Leipzig, Wesen und Entwicklung des Staates.

*

I. In dem ersten Abschnitt wird erörtert, worin das Wesen des Staates besteht, wie sich der Staat nach außen darstellt, in welchen verschiedenen Verkörperungen und Betätigungen er sich auswirkt und welche verschiedenen Formen die Staaten als Gestaltung nach außen angenommen haben.

1. Der Staat ist nach Prof. Schmidt ein Verband einer Vielheit von Menschen, die sich zu einheitlichem Handeln im Dienste gemeinsamer Zwecke zusammenschließen, und zwar so, daß einzelne bevorzugte Mitglieder der Gemeinschaft aus der Vielheit hervortreten als die zu gemeinnützigem Handeln berufenen Organe und damit zugleich als bestimmende Organe, als Beherrscher oder Gewaltträger. Wohnsitz und Gebiet sind natürliche, d. h. notwendige Vorbedingung des Staates. Entscheidend für Wesen und Entstehung staatlicher Gemeinschaft ist der gemeinsame Grund und Boden, die Stadt, das Land, sind nicht gemeinsame Belange. Nicht entscheidend für das Wesen des Staates ist ferner, ob die Menschen, die sich auf dem einheitlichen Gebiete zusammengefunden haben, einer Rasse angehören. Nationalität oder Volkstum sind gewiß von großem Einfluß für die in einem Staate herrschende Sprache, Sitte, Religion, aber nicht für das Wesen des Staates als solchem. „Ideen und Doktrinen, die dauernd den Staat auf eine einzige Rasse eines Gebietes beschränken wollen, sind unter allen Umständen ungesund und aussichtslos." Ein bloß völkischer Staat, der eine bestimmte Schicht der Bewohner seines Gebietes planmäßig aus seinem Verbande fernzuhalten hat, ist nach Prof. Schmidt eine „schiefe Idee".

Nach solchen grundlegenden Erörterungen wird in feinsinniger Darlegung gezeigt, wie und wodurch der Staat entsteht, wie er sich betätigt als kulturschaffende Macht, als Wahrer des Rechts und wie er seinen Willen durchsetzt, sich zur herrschenden Macht zu entfalten.

Ein Staat ist undenkbar ohne Herrschaft über die Menschen, die ihm angehören, undenkbar ohne Beschränkung der Freiheit der Einzelnen. „Ein Staat mit absoluter Freiheit seiner Glieder, wie er als Ideal der verstiegenen Spekulation des Anarchismus zugrunde liegt und auch im Vorstellungskreis des extremen Kommunismus figuriert, ist eine Unmöglichkeit."

Zu diesen staatspolitischen Grundsätzen führen uns die Ausführungen Schmidts mit zwingender Beweiskraft. Wir würden zu ihnen uns bekennen als Ergebnis der sachkundigen Schilderung der Verhältnisse, auch wenn Prof. Schmidt dies Ergebnis nicht selbst mit erfrischender Entschiedenheit hervorgehoben hätte.

Auch bei der weiteren staatsrechtlichen Erörterung empfinden wir wohltuend, daß Prof. Schmidt hie und da die gegenwärtigen Zustände unter die prüfende und klärende Beleuchtung seiner Darlegung stellt. Am erfreulichsten aber erscheint mir: Er erblickt seine Aufgabe nicht darin, staatsrechtliche Formeln zu geben, Wesen und Wirken des Staates in ein erdachtes System zu zwängen.

Er erfüllt vielmehr die höhere Aufgabe, den ernsten Leser zu weiterem Nachdenken anzuregen, zu eigener und selbst begründeter Auffassung zu erziehen.

*

2. Im weiteren Verlauf der Erörterung wird gezeigt, wie der Staat sein Dasein, sein Wesen, seine Bestimmung in vier großen Haupttätigkeiten zum Ausdruck bringt: in Verwaltung, Regierung

Rechtspflege und Gesetzgebung. Diese Ausdrucksformen werden uns aber nicht im einzelnen geschildert. Wir lernen jedoch verstehen, wie sie sich aus der Natur des Staates notwendig ergeben und was jedem dieser Tätigkeitszweige besonders eigentümlich ist. Ein Stück Rechtsphilosophie wird uns entwickelt, doch nicht, wie jeder Kundige sofort erkennt, von einem Theoretiker, der nur vom Ufer aus den rasch fließenden Strom des staatlichen Lebens betrachtet, sondern von einem Manne, der selbst als Richter, als Gesetzgeber, mit Aufgaben der Verwaltung betraut, mitten im Getriebe staatlicher Tätigkeit stand und nun die lebendigen Erfahrungen zu staatsrechtlicher Betrachtung erhebt und ein kunstvolles Bild daraus gestaltet.

3. Nachdem Prof. Schmidt kurz gezeigt hat, daß die theoretische Beschäftigung mit sogenannten Idealstaaten und deren dichterische Darstellung blutleer ist, mit den tatsächlichen Möglichkeiten sich in Widerspruch setzt, deshalb keinen praktischen Wert hat, vielmehr auf gefahrvolle Bahnen führen kann, zeichnet er mit festen Strichen die Gebilde, in die sich da und dort der Staatsgedanke geformt hat, und die Kräfte, die hier diese, dort jene Gehäuse erbauten. Infolge der jahrhundertlangen Entwicklung ist es für das staatliche Leben nicht mehr entscheidend, welche äußere Form der Träger der Staatsgewalt besitzt, ob sie monarchisch, aristokratisch oder demokratisch ist. Wesentlich ist vielmehr, welchen bestimmenden Einfluß die in Parteien verkörperten oder erstarrten Kräfte, Meinungen und Belange des Volkes auf diese Leitung ausüben.

„Je nachdem ein privilegiertes Geschlechtshaupt oder eine privilegierte Genossenschaft oder ein unabgeschlossener Teil des Volkes das Organ bestimmt, das die Verwaltungsleitung mit dem Betrieb der Gesetzgebung verknüpft und damit die Richtlinien der Politik zieht, ist die Regierungsform monarchisch, aristokratisch oder demokratisch. Aber je nach der Ausgestaltung der Verfassung, je nach der Mitwirkung des Volkes oder bestimmter Kräfte aus ihm gewinnt unter jeder dieser Regierungsformen das Leben des Staates ein anderes Aussehen, eine andere Bedeutung."

Aus den Ausführungen über diese Fragen, die für die Umgestaltung und die weitere Ausgestaltung auch des Deutschen Reiches hoch bedeutsam sind, sei folgende beachtenswerte Mahnung hervorgehoben: „Mit Vorstellungen wie der, daß für machtentfaltende Staatsbildung gegen außen die Monarchie, für rechtsstaatliche Neuordnung im innern die demokratische Republik die am meisten geeignete Staatsform sei, muß ein für allemal aufgeräumt werden. Es hat zu allen Zeiten machtvolle Republiken und schwächliche, schwankende Monarchien und andererseits in den verschiedenen Epochen gerechtigkeitsbegeisterte Fürsten und gewalttätige Republiken gegeben." Ein Trugschluß sei es, daß in einer Demokratie das Volk selbst die in ihrem Amte wirkenden Minister kontrolliere und leite. Zugeben ließe sich allenfalls: die demokratische Staatsform wirkt auch auf das Volk erzieherisch und schärft sein Verantwortlichkeitsgefühl, den Volkswillen. Sie treibt die großen Schichten an, die Parteileiter eifriger zu beobachten, sie regt tüchtige Kräfte an, sich eifriger an dem politischen Wettbewerb zu beteiligen. Aber diese Wirkung sei — nur — eine Möglichkeit, keine Notwendigkeit, setze stets voraus, daß das Volk empfänglich dafür sei.

Mit richterlicher Sachlichkeit, nicht verleitet durch Voreingenommenheit für die eine oder andere Regierungsform, würdigt Professor Schmidt die verschiedenen Regierungsformen und gesteht jeder ihre Berechtigung zu, je nach den jeweiligen politischen Aufgaben des betreffenden Volkes.

II. Der zweite Abschnitt der Arbeit behandelt die Entwicklung der Staatenwelt in ihrem Gesamtverlauf. Wir erfahren zunächst, wie in Ostasien und im westlichen Orient die ältesten Staaten sich gebildet haben, lernen die Eigenart der nationalen orientalischen Staaten — der Reiche der Ägypter, Assyrer, Perser — kennen und verstehen, weshalb und wie sie sich wieder auflösten. Eingehend und zu unserem Verständnis wird die Staatenwelt der Griechen und Römer geschildert. Dann steigen aus den Trümmern des römischen Weltreiches mit ihrem Glanz und Schimmer die neuere Staatenwelt, zuerst die Reiche der germanischen Völkerschaften vor uns auf, bis auch sie durch eigene Fehler wieder zerfallen. Die Türken erscheinen als Eroberer in Europa. Neue Gebilde, eigenartige Verbindungen verschiedener Mächte treten auf den Plan: die spanisch-österreichische, die französisch-schwedische Vorherrschaft. Auf dem Festlande bilden sich — ein Anfang zur Gesundung — Nationalstaaten unter absoluter Monarchie. Die große englische Revolution unter Cromwell wirkt wie ein reinigendes Gewitter. Im nahen Osten bildet sich unter Peter dem Großen das russische Reich zu einer europäischen Macht und greift ein in die Geschicke Europas. Aber auch im fernen Westen taucht in dem befreiten Nordamerika eine neue selbständige Macht achtunggebietend auf. Die französische Revolution von 1789 gibt den Anstoß zur inneren Umgestaltung anderer Staaten dadurch, daß diese sich Verfassungen geben müssen und daß infolgedessen, wie vordem gezeigt wurde, ihre zwar weiter fortbestehenden Regierungsformen anderen Inhalt empfangen.

So ziehen in ihren geschichtlichen Gewändern die verschiedenen staatsrechtlichen Gebilde wie in einem durch Künstlerhand geschaffenen Film an uns vorüber, geistvoll erläutert und gedeutet durch den kundigen Erklärer.

*

Zum Schluß schildert Prof. Schmidt, indem er dabei den kenntnisreichen Politiker zu Worte kommen läßt, welche Entwicklung die Staaten in der letzten Zeit genommen haben und nehmen mußten. In Nordamerika, Rußland, Japan, Frankreich und England setzt sich der „Wille zur Macht", der Imperialismus immer mehr durch. Die innern, wir dürfen vielleicht sagen „volkspsychologischen" Ursachen dieser Umgestaltung werden aufgezeigt. Dadurch wird uns auch der Gang der äußeren Ereignisse wie eine naturnotwendige Entwicklung verständlich.

Das Deutsche Reich entsteht, entfaltet sich, erweckt den Neid Englands; wird mit einem Lügengewebe, das aber zu einem Stacheldraht sich verdichtet, umzogen. Der Weltkrieg ist die explosionsartige Folge dieser Pulververschwörung.

Viele ahnten es schon, durch Prof. Schmidts dokumentarische Beweisführung muß aber jeder Leser erschreckend erkennen: England, umgarnt von Frankreich, getrieben durch seine Mißgunst, seinen pharisäischen Kapitalismus, verkannte seine geschichtliche Aufgabe, verriet sein germanisches Blut und nahm, um auch sein Gewissen zu betäuben, seine Pläne durchsetzen zu können, die Lüge, die Verleumdung in seinen Sold.

Durch den Zusammenbruch Deutschlands, dessen Gründe uns mit wenigen, scharfen Strichen angedeutet werden, hat sich für alle Staaten der Erde eine neue Lage gebildet. Die innere Beschaffenheit dieser Lage mit ihren möglichen Folgen ist zur Zeit noch nicht zu bestimmen. Dennoch ringen ihrer inneren Natur scheinbar gegensätzliche Bestrebungen miteinander: plutokratische und proletarisch-kommunistische Mächte. Noch scheinen die „Kräfte des Guten", Gedanken des Rechtes, wahrer Gerechtigkeit und gemeinsamen Menschentums sich nicht durchsetzen zu können. Die Träger solcher Kräfte und Gedanken sind zu Boden geschlagen. Auch der „Völkerbund" läßt nach seiner Satzung, nach der einseitigen Verteilung seiner Befugnisse nicht eine Politik der Mächte erhoffen, die der Gerechtigkeit entspricht.

Uns Deutschen aber liegt zunächst ob, durch angestrengte, zielbewußte Wirtschaftsarbeit die unvermeidlichen Zwangsleistungen an die Fremden zu erfüllen. Andererseits aber haben wir das Recht und die Pflicht, aller Ausbeutung und Bedrückung ebenso geschlossenen Widerstand entgegenzusetzen, wie ihn die nicht minder schwachen Irländer, Türken, Inder leisten konnten, zum Teil mit Erfolg geleistet haben. Zu beiden sind wir aber nur dann imstande, wenn wir uns nicht selbst zermürben durch Partei- und Klassenkämpfe.

Auch hierfür soll uns Prof. Schmidts hell beleuchtete Darstellung des staatsrechtlichen und politischen Werdeganges auch unseres Volkes ein Mahner sein. Wir wollen beherzigen, was er am Schlusse seiner Arbeit sagt:

„Die beiden Hauptfeinde alles Staatslebens der Gegenwart, der Geist der Überheblichkeit einer Nation über andere Völker und der Geist des Hasses einer Klasse gegen die anderen Klassen des eigenen Volkes, lassen sich nur dann wirksam unschädlich machen, wenn sich die Überzeugung von dem Walten einer höheren Vernunft über allen Völkern und Klassen erneut in der Überzeugung der Menschheit Bahn gebrochen hat. Das ist gleichbedeutend mit dem erneuten Erwachen des Sinns für die geschichtliche Entwicklung des Staats; denn diese ist ohne jene Überzeugung nicht verständlich."

*

Nur zur Erwägung bei einem Neudruck sei die Frage aufgeworfen, ob nicht auf Seite 168 die Fassung des fünften Satzes von oben, der mit „Ihr Kabinett Asquith" beginnt, zu einem Mißverständnis führen kann. Denn es soll doch gewiß nicht gesagt werden, daß, wozu die jetzige Fassung führt, das Oberhaus eine bedeutende Machtbeschränkung des Houses of Lords durchsetzt.

*

Fassen wir nach diesem kurzen Bericht über Gang und Inhalt der Arbeit das Ergebnis ihres Studiums zusammen, so dürfen wir sagen: sie ist ein vortrefflicher, zuverlässiger und geistvoller Führer für jeden gebildeten Staatsbürger auf dem schwierigen Gebiete des Staatsrechts und der Geschichte des politischen Werdeganges der Völker. Wir können ihr Studium — denn ein nicht immer leichtes Einarbeiten erfordert die Arbeit — dringend empfehlen. Neben reicher Belehrung wird die Lektüre des Buches und die angeregte Beschäftigung mit den behandelten Fragen dem Leser den schönen Gewinn bringen, daß seine Staatsgesinnung, seine Staatsfreudigkeit gestärkt, sein Vertrauen auf die auch in unserem Volke mehr und mehr wachsende Staatsfähigkeit, die politische Reife, belebt wird. Dadurch wird die Arbeit auch mittelbar zum Wiederaufbau und gesundem Ausbau unseres Staates beitragen.

Dr. Arthur Esche,
früher ord. Professor der Staats- und Rechtskunde an der Technischen Hochschule Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten.

Am 11. Januar 1926 sprach im Ingenieurhaus Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe i. B., im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen über das Thema: „Bauingenieurprobleme in den Vereinigten Staaten. Was können und was sollen wir lernen". Ausgehend von den allgemeinen Fragen der Mechanisierung, Normung und Typisierung, die die Bauingenieuraufgaben ebenso beherrschen wie den Maschinenbau, zeigte der Vortragende auf Grund seiner Reisestudien aus dem Frühjahr 1925 an verschiedenen Arbeiten, welche Fortschritte die Mechanisierung genommen hat. Ein Beispiel aus dem Jahre 1924 von dem Bau eines 19stöckigen Wohnhauses mit einer bebauten Fläche von 17500 qm in Chicago zeigt, mit welcher Schnelligkeit manchmal gebaut wird. Bei diesem Bau, der alle Neuerungen aufzuweisen hat, wurde mit dem Aushub am 14. März, mit dem Betonieren am 1. Mai begonnen. Die über dem fünften Stockwerk liegenden weiteren zwölf Stockwerke wurden in einem Monat, also drei in einer Woche erstellt. Bei Besprechung der Verkehrsprobleme wurden die Hafenausbauten, der Bau der für den Farmer so wichtigen Getreidesilos, die Anlage von Straßen und der Bau der neuen großen Bahnhöfe an einigen Beispielen besprochen, u. a. das Bild eines großen Kornspeichersilos in Baltimore mit einem Gesamtfassungsvermögen von 13,3 Millionen hl. Die Eisenbahngesellschaften, die sich früher stark bekämpften, schließen sich zusammen und schaffen an Stelle der veralteten Einzelbahnhöfe Sammelbahnhöfe. Man baut weniger neue Eisenbahnlinien, als daß man die ganzen Verkehrsanlagen den modernen großen Anforderungen entsprechend, gründlich erneuert. Beim Bau der Betonstraßen, für deren Bau und Unterhaltung für das Jahr 1925 mehr als 1 Milliarde Mark im Voranschlag vorgesehen waren, tritt die Mechanisierung am deutlichsten in Erscheinung. Man verwendet Beton-Mischmaschinen, die sich wie Baggermaschinen auf tankartigen Laufbändern fortbewegen können. Bei Linienführung der Straßen kennt man keine Hindernisse. Wo sie vorhanden sind, schafft man sie beiseite. Der Grunderwerb kommt bei der Neuanlage von großen Landstraßen kaum in Frage. Das konstruktive Problem im Hochhausbau, ferner die städtebaulichen Aufgaben, insbesondere der ganz großen Städte und die Verkehrschwierigkeiten infolge der Verbreitung des Kraftwagens wurde durch einige besonders charakteristische Beispiele belegt. Die damit zusammenhängenden Fragen der Verbesserung des Verkehrs, wie die großzügige Umgestaltung des Chicagoer Geschäftsviertels und die Anlage des Untergrundwagentunnels unter dem Hudson in New York wurden als zwei besondere Beispiele angeführt. Der Bau dieses 2800 m langen Tunnels unter dem Hudson stellt keine Schwierigkeiten besonderer Art. Dagegen ist das Entlüftungsproblem ein ganz neuartiges, wird doch damit gerechnet, daß täglich 46000 Autos den Tunnel durchfahren werden, deren Gase selbst schon in freier Luft schädliche Wirkungen verursacht haben. Der Tunnel besteht aus zwei kreisrunden Rohren mit je 9 m äußerem Durchmesser bei 61 cm Wandstärke. Der Raum unter der Fahrbahn dient der Zuführung frischer Luft. In der Höhe von 4,12 m über der Fahrbahn ist eine mit vielen Ventilationsöffnungen versehene Eisenbetondecke eingezogen. Der dadurch abgetrennte Teil des Rohrquerschnittes dient dem Absaugen der verbrauchten Luft. Vier Ventilationsschächte nehmen die Leitungen für die Zufuhr frischer Luft und den Auspuff der verbrauchten Luft auf. Das Garagenproblem trat erst in den letzten zwei Jahren in den Vordergrund, als man die Autos in den Straßen nicht mehr unterbringen konnte. In der Automobilstadt Detroit gibt es schon einen achtstöckigen Garagenbau. Für die Einfahrt der Automobile dienen Rampenanlagen, die durch die ganze Höhe des Baues mit einer Steigung von 14 % hindurchgehen.

Die anderen Probleme des Bauingenieurs, wie die Wasserversorgung und Kanalisation der Städte, die Hochwasserregulierung, der Bau der Wasserkraftanlagen und das Bewässerungsproblem wurden durch einige Beispiele erläutert, an denen auch die Fortschritte der Mechanisierung vorgeführt wurden. Eine Reihe von interessanten Aufgaben bietet der Talsperrenbau. Hat eine Vollmauer aus Beton konstruktiv keine besonderen Eigenheiten, so ist die Bauorganisation dabei sehr wesentlich, um gleichmäßige Leistungen bei möglichst hohen Tagesleistungen mit einem Minimum an Arbeiten zu gewährleisten; möglichst wenig Arbeiter zu beschäftigen ist der Endzweck einer solchen bis in die kleinsten Einzelheiten durchdachten Mechanisierung. Die Anlage der ganzen Baustellen mit ihrem großen Maschinenpark stellt zum großen Teil ein Transportproblem dar. Der Verkehr und Transport der Materialien muß sich mit derselben Genauigkeit abwickeln wie auf einer stark entwickelten Hauptbahnstrecke. Das Betonieren geschieht unter weitestgehender Zuhilfenahme von Gießturm oder Förderband; als ein weiterer Fortschritt in der Mechanisierung ist das Einbringen von Beton mit Hilfe von Preßluft auf weitere Strecken zu bezeichnen.

Zum Schluß wies der Vortragende auf die Arbeiterunions hin, deren Macht manchmal sehr groß ist, deren Einfluß aber nicht immer sehr glücklich ist. Im Sommer 1925 handelte es sich bei dem Kampfe zwischen der Maurer- und Gipser-Union um eine reine Machtfrage. Einer der beiden Verbände wollte den anderen in sich aufnehmen, um an Macht zu gewinnen. Der andere wollte seine Selbständigkeit nicht aufgeben, und der Kampf führte zu einer sehr ernsten Lage. Es lag die Gefahr nahe, daß die 2000 Maurer — ihre Zahl wird absichtlich von den Gewerkschaften konstant erhalten — von New York den ganzen Baubetrieb dieser 8-Millionenstadt stillegten. Schließlich wurde noch der Einfluß der Mechanisierung auf die Berufsausbildung angedeutet und nachzuweisen versucht, daß trotz der wirtschaftlichen Überlegenheit der Vereinigten Staaten für uns ein Grund zu weitgehendem Pessimismus nicht vorhanden sei, wenn die Erfahrungen aus Nordamerika, die wir nicht alle übernehmen können, entsprechend berücksichtigt werden.

Ergänzung zum Jahrbuch.

In dem Artikel „Einiges von der Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure" (Jahrbuch Seite 183 u. ff.) ist auf Seite 188 in einem kurzen Nachtrag auf eine bevorstehende Erhöhung der Gebührensätze hingewiesen. Die Erwartung, daß die vorläufigen Ergebnisse der Verhandlungen mit den Reichsbehörden auch zu endgültigen führen würden, hat sich nicht erfüllt. Sonach bestehen augenblicklich noch in der Gebührenordnung die alten Sätze. Die Verhandlungen sind aber keineswegs abgebrochen, sondern werden zu geeigneter Zeit wieder aufgenommen werden. Um angesichts des augenblicklichen Schwebezustandes den tatsächlichen Verhältnissen Rechnung zu tragen, hat der AGO (Ausschuß Gebührenordnung für Architekten und Ingenieure) für die Zwischenzeit folgendes empfohlen:

1. Berechnung der Gebühr von der heutigen Herstellungssumme (vergl. Jahrbuch Seite 186), Gewährung eines Abschlages von zur Zeit 15 % auf die so errechnete Gebühr.
2. Berechnung der Stundensätze mit 8 M., für die erste Stunde mit 20 M.; Berechnung der Reiseaufwandsentschädigung für den Tag ohne Übernachten mit 25 M., mit Übernachten mit 35 M., unter Fortfall des Multiplikators von 0,85 M.
3. Die Neufassung des Abschnittes VI (§§ 33—37, Gebühren für städtebauliche Arbeiten) ist von der Geschäftsstelle des AGO, Berlin-Lichterfelde, Karlstraße 99, zu beziehen.

Mitgliederwerbung.

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neu hinzutretenden Mitgliedern kann gegen ein Aufgeld auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag auf Wunsch noch das Jahrbuch 1925 bis auf weiteres nachgeliefert werden.

Unbekannt verzogene Herren

mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Bohny, Hermann, Dipl.-Ing., Mannheim F 1, 9. Dehnert, Hans, cand. ing., Braunschweig, Waterloostr. 1. Finne, Paul, Dipl.-Ing., Dortmund, Körnerplatz 6. Grehl, Fritz, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Karl-Wilhelm-Str. 18 III. Homann, Hans, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Karlstr. 99. Hunyady, Dominik, von, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Rudolfstr. 29 II. Jaenichen, Paul, cand. ing., Dresden-Strehlen, Teplitzer Str. 16. Kirn, Wilhelm, Bauingenieur b. d. Preußischen Staatsbahn, Königsberg (Pr.), Lobeckstr. 18. Klockow, Fritz, cand. ing., Hannover, Am Judenkirchhof 9 I. Knoblauch, Adolf, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister, Mannheim, Gr. Merselstr. 13. Meyer, Kurt, Dipl.-Ing., Mannheim, Otto-Beck-Str. 47. Nipkow, Hans, Dipl.-Ing., Oberingenieur, Allgermissen 61, bei Hildesheim. Partos, Emerich, Dipl.-Ing., Köln (Rh.), Schillingstr. 37 I. Proschwitz, Walther, Reg.-Baumeister, Königsberg (Pr.), Tragheimer Pulverstr. 10 II. Schorlemer, Richard, Ingenieur, Lehrer am Technikum, Strelitz (Alt), Neubrandenburger Str. 10. Stratenwerth, Heinrich, cand. ing., Hannover, Nicolaistr. 11 III. Stroh, Georg, Dipl.-Ing., Düsseldorf, Beckerstraße. Trapp, Fritz, Ingenieur, Mannheim, U 2 Nr. 2 (lt. Postvermerk: Saarbrücken, nähere Adresse unbekannt). Weis, Artur, cand. ing., Karlsruhe (Baden), Sofienstr. 35 I.

Wir bitten uns dabei behilflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften zu ermitteln.

Verstorben.

Küßner, Fritz, Baurat, Vorstand des Landesbauamts, Ploen (Holstein), Hohenberg 18.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 5. Februar 1926 | Heft 6

ÜBER DIE VERTEILUNG DES BODENDRUCKES UNTER GRÜNDUNGSKÖRPERN.

Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa.

Übersicht. Zu der in der Überschrift genannten Frage wird das zusammengestellt, was auf Grund von Versuchen heute als feststehend gelten kann. Der Aufsatz unterscheidet zwischen starren und elastischen Gründungskörpern, und gibt für beide die Verteilung des Bodendruckes an bei Belastung durch eine Einzellast in der Mitte, bei gleichmäßig verteilter Last und bei Randbelastung des Gründungskörpers.

In der letzten Zeit sind an verschiedenen Stellen der Bauingenieurfachliteratur[1]) Aufsätze erschienen, die sich mit der Berechnung von plattenförmigen Gründungskörpern für die verschiedensten Zwecke befassen und die natürlich sämtlich auf die Frage stoßen, in welcher Weise sich unter der Gründungssohle der Gegendruck des Baugrundes verteilt. Neben der Voraussetzung einer gleichmäßigen Verteilung des Bodendruckes werden da mancherlei, z. T. etwas eigenartige Annahmen gemacht. Sie im einzelnen zu erörtern, ist hier nicht beabsichtigt; manche von ihnen widersprechen aber der Erfahrung und z. T. auch der statischen Logik so, daß eine Richtigstellung angebracht erscheint, um für die angestellten Berechnungen und für die mannigfach geführten Diskussionen richtigere Grundlagen zu geben. Es dürfte aber auch für weitere Kreise von Wert sein, wenn zur Beantwortung der vorgenannten Frage einmal das zusammengestellt wird, was durch Versuche bisher einwandfrei geklärt ist.

Auf diesem Gebiete ist noch wenig erforscht, weil die Durchführung der Versuche ganz außerordentliche Schwierigkeiten macht, sowohl hinsichtlich der Meßvorrichtungen, wie auch in der Schaffung der Belastungen und in dem häufigen Auf- und Abbau der Versuchsapparatur. Einige Literaturquellen sind unten aufgeführt[2]); umfängliche Versuche in größerem Maßstabe, die die Frage der Druckverteilung in Sand- und Kiesboden, d. h. also in körnigem Baugrunde, unter verschieden gestalteten Belastungskörpern klären sollen, sind im hiesigen Institut für technische Mechanik im Gange; die Mittel verdanke ich zu einem erheblichen Teile der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft.

1. Starrer Gründungskörper.

Wenn der Belastungskörper sich als Klotz aus Mauerwerk oder Beton darstellt, so kann man ihn mit hinreichender Genauigkeit als starr annehmen; dasselbe kann annähernd gelten für eine sehr starke Gründungsplatte von nicht zu großer Ausdehnung. Unter solcher Voraussetzung liegt zunächst die Vermutung nahe, daß bei mittiger Belastung der Gegendruck des Bodens gegen die Unterfläche des Gründungskörpers sich über diese gleichmäßig verteile. Diese Annahme ist auch an vielen Stellen der oben aufgeführten Aufsätze ausgesprochen oder der weiteren Rechnung zu Grunde gelegt. Sie trifft aber nicht zu. Schon bei einem vollkommen starren Belastungskörper ist die Verteilung des Bodendruckes etwa so, wie es die Abb. 1a und 1b andeuten. Der Druck ist in der Mitte am größten, am Rande der Platte aber gleich Null. Die Annahme, daß Druck und Einsenkung proportional sei, bestätigt sich also hiernach nicht; denn wenn die Annahme gälte, müßte der gleichmäßigen Einsenkung des starren Gründungskörpers auch eine gleichmäßige Druckverteilung entsprechen. Leider kann Genaues über die Gesetze für die Verteilung selbst noch nicht gesagt werden, da sie in hohem

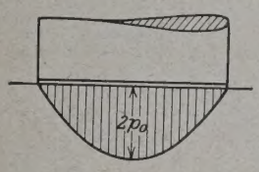


Abb. 1a.

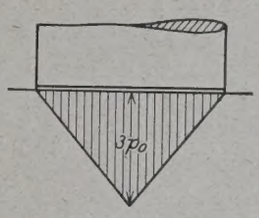


Abb. 1b.

Druckverteilung unter der Sohle eines starren Gründungskörpers.

Maße von den physikalischen Eigenschaften des Bodens abhängen. In einer gewissen Tiefe unter der Belastungssohle ist durch die Versuche eine Verteilung des Druckes gemäß Abb. 2 festgestellt worden.

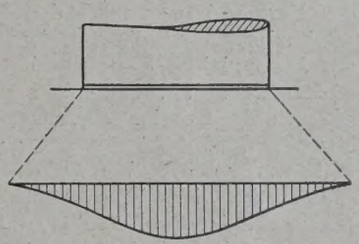


Abb. 2. Druckverteilung in einer gewissen Tiefe.

Wenn man die Voraussetzung der vollkommenen Starrheit des Belastungskörpers macht, so ist es natürlich gleichgültig, ob dieser Körper (bzw. die Platte) von obenher belastet ist durch eine Einzellast in der Mitte, durch eine über seine Grundrißfläche gleichmäßig verteilte Belastung oder durch Lasten, die nur am Rande der Belastungsfläche wirken, aber so verteilt sind, daß ihre Resultierende ebenfalls im Schwerpunkt der Belastungsfläche liegt.

2. Elastischer Gründungskörper.

Um so bedeutungsvoller wird die Art der Belastung des Gründungskörpers von oben her, wenn wir ihn nicht als starr annehmen, sondern wenn er z. B. plattenförmige Gestalt von einer im Bauwesen üblichen Stärke hat. Dann beeinflußt die Verbiegung der Platte natürlich stark die Druckverteilung im Baugrunde, und da die Verbiegung ihrem Sinn und ihrer

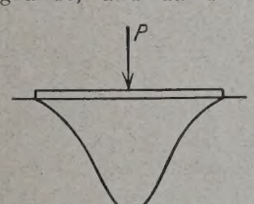


Abb. 3.

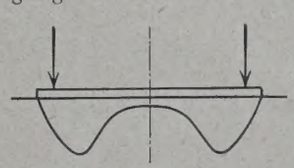


Abb. 4.

Druckverteilung unter einem elastischen Gründungskörper bei mittiger bei Rand-Belastung.

Größe nach von der Art der Belastung von oben her abhängt, so ist auch diese von Einfluß auf die Druckverteilung.

a) Belastung der Gründungsplatte durch eine Einzellast in ihrer Mitte. Der Druck in der Gründungssohle unter der Plattenmitte wird entsprechend der Durchbiegung der Platte noch größer, als in Abb. 1 a gezeichnet, etwa so wie in Abb. 3. Der Abfall nach den Seiten hin ist sehr stark.

[1]) Der Bauingenieur, 1925, S. 547 u. 951. — Bautechnik 1925, S. 723. — Beton und Eisen 1925, S. 215 u. 367.

[2]) Terzaghi, Erdbaumechanik. — Proceedings of the Am. Soc. of Civil Engineers, Papers and Discussions Vol. 46 (1920) p. 935.

Bei größerer Erstreckung der Platte im Vergleich zu ihrer Stärke kann es vorkommen, daß die Platte sich am Rande vom Baugrunde abhebt, daß der Bodendruck sich also gar nicht bis dorthin erstreckt.

b) Bei einer Platte mit einer gleichmäßig verteilten Belastung von oben her wird der Druck in Plattenmitte sich geringer ergeben, als im Falle der Abb. 1 a. Am Rande ist er auch hier jedenfalls gleich Null. Genauere Versuche liegen noch nicht vor. Man könnte sich denken, daß die Platte in ihrer Mitte eine ganz geringe Verbiegung nach oben hin erfährt, da der Bodengegendruck in der Mitte größer ist als am Rande.

c) Wirkt die Belastung von oben her nur längs des Randes der Platte (aber so, daß ihre Resultierende in Plattenmitte liegt), so ist die Verteilung des Bodengegendruckes unter der Platte etwa die in Abb. 4 gezeichnete. Das Maximum des Bodendruckes liegt natürlich nicht in Plattenmitte, sondern nahe am Rande, aber auch nicht unter der Belastung, sondern etwas nach dem Innern der Platte zu (Abb. 4). In Plattenmitte ist der Druck sehr gering, er kann dort sogar Null oder negativ werden, je nach dem Verhältnis, in dem die Gesamtbelastung zur Steifigkeitsziffer der Platte steht. Die Verteilung gemäß Abb. 4 ist durch Versuche festgestellt; genaue Zahlenangaben können aber zur Zeit noch nicht gemacht werden.

Die hiesigen Versuche stehen mit den an anderen Stellen ausgeführten in guter Übereinstimmung; es ist zu hoffen, daß auch über die noch offenen Fragen bald weitere Klarheit geschaffen werden wird.

ZUR PRAXIS DER STATIK IM EISENBETONBAU.

Beitrag zu den Lösungsverfahren mehrfach statisch unbestimmter ebener Rahmengebilde.

Von Dr-Ing. H. Steuding, Assistent für Mechanik, Technische Hochschule Breslau.

Es wird vorausgesetzt, daß die mathematischen Eigenschaften des Seilpolygons bezw. der Seilkurve als graphisches „1 × 1“ bezw. graphische Integrationsmethode und seine Beziehungen zur Momentenlinie und Biegungslinie nach der Mohrschen Theorie ebenso bekannt sind, wie die Berechnung der Formänderung nach den Sätzen der virtuellen und den Minimalprinzipien der wirklichen Formänderungsarbeit, so daß der Leser gleiche Übung besitzt in der Berechnung von Formänderungen, d. h. von Biegungsordinaten und Winkeln nach diesen obigen drei Rechnungsverfahren: d. h. 1. dem direkten Verfahren, 2. demjenigen der virtuellen Arbeit und 3. demjenigen der wirklichen Arbeit. Er wird dann auch zugeben müssen, daß hierbei das erste besonders einfach ist, insbesondere für geradlinige Gebilde, das zweite schon etwas umständlicher, und das dritte die längsten Rechnungen erfordert. Über ihre näheren Beziehungen zu einander und ihre Vorteile und Nachteile will ich mich nicht näher auslassen, sondern auch dieses als bekannt annehmen, da sie erst in zweiter Linie bei den Berechnungen von statisch unbestimmten Systemen in Anwendung kommen, nämlich erst, nachdem das System statisch bestimmt gemacht worden ist, zur Berechnung der Formänderungen am statisch bestimmt gemachten System zwecks Aufstellung der Elastizitätsgleichungen.

Den allgemeinen Lösungsgang einer statisch unbestimmten Aufgabe kann man in folgende Stufen einteilen:

1. Feststellung des Grades der statischen Unbestimmtheit,
2. Verwandlung in ein statisch bestimmtes System mit Anbringung der statisch unbestimmten Kraftgrößen,
3. Feststellung der geometrischen Zwangsbedingungen,
4. Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf Grund der geometrischen Zwangsbedingungen,
5. Auflösung der Elastizitätsgleichungen.

Die erste Stufe bildet die Einleitung zur Aufgabe und soll nur des Zusammenhanges wegen kurz gestreift werden. Bei der Feststellung des Grades der statischen Unbestimmtheit kann man auf zweierlei Weise vorgehen. Man läßt die Lager fort, zerlegt das Gebilde in einzelne statisch bestimmte Teile und bringt an den Stellen der weggelassenen Lager und an den geführten Schnitten die entsprechenden Kräfte an, wobei auf die Wertigkeit des Lagers oder des Schnittes zu achten ist (eingespanntes Lager — dreiwertig mit zwei Kräften und einem Moment, festes Gelenklager — zweiwertig mit zwei Kräften, gleitendes Gelenklager — einwertig mit einer Kraft, Schnitt durch kontinuierlichen Stab — dreiwertig mit zwei Kräften und einem Moment, Schnitt durch ein Gelenk — zweiwertig mit zwei Kräften, Schnitt durch eine Fuge — einwertig mit einer Kraft usw.). Zählt man dann die Unbekannten und die vorhandenen Gleichgewichtsgleichungen ab, so gibt die Differenz den Grad der Unbestimmtheit an. Oder man läßt nur so viel Lager fort und führt nur so viel Schnitte, bis das System gerade noch fest abgestützt ist und bei weiterem Fortfahren beweglich werden müßte. Die Anzahl der fortgelassenen Lager und geführten Schnitte, wobei wieder die Wertigkeiten abzuzählen sind, gibt ebenfalls den Grad der Unbestimmtheit an. Schließlich wird jeder nach seiner individuellen Arbeitsweise, die jedoch auf die oben angeführten zwei Arten zurückzuführen sein wird, den Grad der Unbestimmtheit feststellen.

Die Stufen 2 und 3, welche am besten im Zusammenhang besprochen werden, bilden den eigentlichen Kern der Lösung, und deren Behandlung ist der Hauptzweck der vorliegenden Arbeit. Es wird jedem aus eigener Erfahrung wohl bekannt sein, wie wichtig es ist, hier das Richtige zu treffen. Ein hier ungeschickt gemachter Ansatz zieht eine so umständliche Rechnung nach sich, daß eine sonst ganz einfache Aufgabe zu unüberwindlichen Schwierigkeiten führt. In der Praxis greift man sogar zu einem insbesondere für den Eisenbetonbau sehr üblen Mittel, indem man durch Anbringung von Fugen, Gelenken oder Abänderung der von selbst gegebenen Lagerung im wirklichen Bauwerk den Grad der Unbestimmtheit vermindert. Ein ganz falsches Prinzip, denn die Rechnung ist für das Bauwerk und nicht umgekehrt, zumal die größere Unzerstörbarkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetonbaues gegenüber anderer Bauweise gerade in der Kontinuität aller seiner Teile als Ganzes liegt. Die wegen Temperaturänderung notwendigen und damit von selbst gegebenen Trennfugen bleiben natürlich ausgeschlossen. Die notwendige Übung, die man, wie bei jeder Arbeit, auch hierbei sich aneignen muß, wird zum Teil überschätzt, denn so viel scheinbar verschiedene Möglichkeiten sich einem Unerfahrenen hier bieten, lassen sich, streng genommen, alle auf nur zwei wesentlich verschiedene Methoden und ihre Kombination zurückführen.

Die eine geht so vor, daß sie die überflüssigen Lager wegläßt und dafür als statisch unbestimmte Größen die Auflagerkräfte oder Momente anbringt. Z. B.: beim Träger auf drei Stützen läßt man die mittlere Stütze fort und setzt die Auflagerkraft als statisch unbestimmte Größe an; beim offenen Rahmen (Abb. 1) macht man die eine Stütze verschiebbar und setzt den Horizontalschub an. Bei mehrstieligen Rahmen (Abb. 2) geht man analog vor. Hierzu muß man auch das Aufschneiden eines Rahmens im Mittelfeld (Abb. 3) mit Anbringung der drei Größen: Normalkraft, Querkraft, Moment rechnen. Als geometrische Zwangsbedingungen treten hier die vorgeschriebenen Verschiebungen und Winkeländerungen an den beseitigten Lagern oder an den geführten Schnitten auf. Dieses erfordert also die Berechnung von Biegungsordinaten und Winkeln an den entsprechenden Stellen. Diese Methode soll hier kurz die „Methode der Weglassung der Auflager“ genannt werden.

Die andere Methode behält zum Unterschied von der ersteren die Lager, soweit es feste Gelenklager sind, bei, läßt jedoch die Einspannungen selbst fort und ersetzt sie durch Gelenke, dann unterbricht sie die Kontinuität des Stabgebildes an den Lagern und den Ecken, um dort ebenfalls Gelenke einzuführen (also nicht in Feldmitte und keine vollständigen Schnitte wie bei der ersten Methode). Als statisch unbestimmte Größen führt sie an den eingesetzten Gelenken Momente ein,

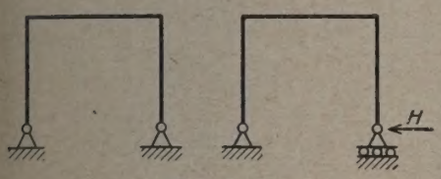


Abb. 1.

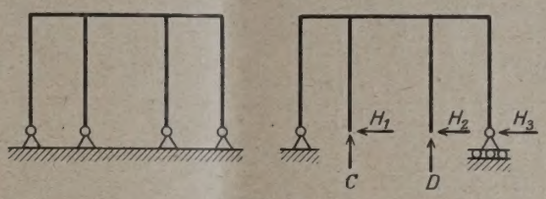


Abb. 2.

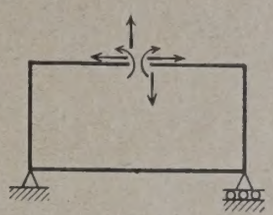


Abb. 3.

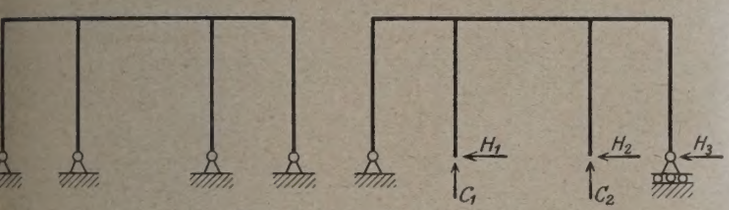


Abb. 4. Erste Methode.

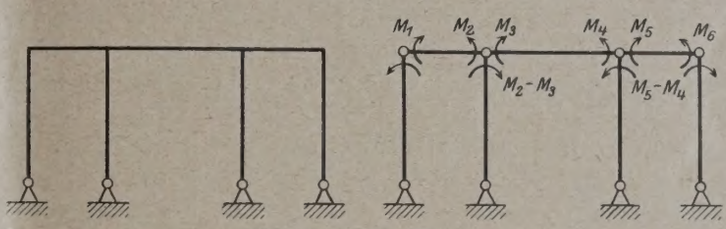
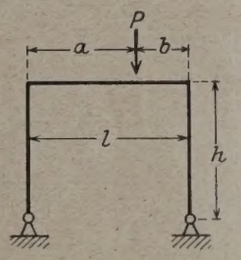


Abb. 5. Zweite Methode.

die als Stützmomente, Einspannungsmomente und Eckmomente bezeichnet werden. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen hier darin, daß die Winkel zwischen den am Gelenk anstoßenden Stäben erhalten bleiben müssen, bzw. bestimmte Winkeländerungen vorgeschrieben sind. Es müssen also nur Winkeländerungen ermittelt werden. Diese Methode soll als die „Gelenkmethode" bezeichnet werden. Die aus ihr entspringenden Rechnungen führen zu den Momentengleichungen bzw. zu den Momentensätzen.



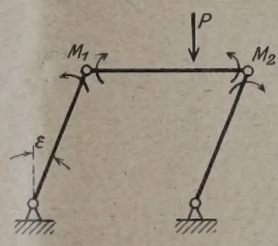


Abb. 6.

Diese zweite Methode ist nun der ersten soweit überlegen, daß eigentlich nur sie allein angewandt werden dürfte, abgesehen von einigen Ausnahmen, bei denen die erste zum Teil mit der zweiten kombiniert wird, wobei jedoch die Gelenkmethode immer die zugrunde gelegte bleiben muß.

Beim kontinuierlichen Träger auf mehreren Stützen ist dies jedem klar. Bei Weglassen der Stützen wird die Berechnung ein Ding der Unmöglichkeit. Nach der zweiten Methode ist die Lösung spielend und führt zu den Clapeyronschen Gleichungen oder Drei-Momenten-Sätzen. Überhaupt ist in diesem Fall die Gelenkmethode zu großer Vollkommenheit ausgearbeitet.

Dagegen wird bei der Behandlung von Rahmengebilden immer noch vorwiegend die erste Methode angewandt. Vereinzelt treten wohl auch Kombinationen beider, aber mit Vorherrschaft der ersten auf. Die Anwendung der Gelenkmethode, die hier auch zur größten Einfachheit führt, ist kaum bekannt. Da ich in vielen praktischen Anwendungen in den letzten vier Jahren bei Systemen bis zur zwanzigfachen und mehr statischen Unbestimmtheit mit dieser Gelenkmethode immer am besten ausgekommen bin, so möchte ich sogar behaupten, daß die Gelenkmethode überhaupt die einzige anwendbare ist, genau so, wie beim kontinuierlichen Träger, bezüglich dessen diese Behauptung jedem unbedingt einleuchtend sein muß. Jedoch soll die aufgestellte Behauptung später noch streng begründet werden. Infolgedessen ist auch für den schwierigsten Teil der Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe, d. h. für die Behandlung der Stufen 2 und 3, kein besonderes Geschick erforderlich, falls man sich immer konsequent an die einzig in Anwendung kommende Gelenkmethode hält. Dann schrumpfen die vermeintlich vielen Möglichkeiten auf die einzigen sich mit zwingender Notwendigkeit von selbst ergebenden zusammen.

Es ist nun der Beweis für die Überlegenheit der Gelenkmethode gegenüber der anderen zu erbringen. Er soll ganz allgemein geführt und zugleich an einem einfachen Beispiel erläutert werden (Abb. 4 u. 5).

Erstens: Bei der ersteren Methode bleiben größere Systemteile im Zusammenhang. Bei der zweiten wird das System in einzelne Stäbe zerlegt. Demzufolge wird die Berechnung der Formänderungen im ersten Fall an den größeren komplizierteren Teilen umständlicher ausfallen als im zweiten Fall an den einzelnen Stäben.

Zweitens sind im ersten Fall Verschiebungen, dagegen im zweiten nur Winkeländerungen zu berechnen, was ebenfalls einfachere Rechnungen erfordert. Insbesondere, wenn man hierbei die direkten Mohrschen Sätze über Seilpolygon und Biegungslinie anwendet.

Drittens läßt sich bei Benutzung der Gelenkmethode ein ihr eigentümlicher und wesentlicher Kunstgriff anwenden und etwa vorhandene Symmetrie besser ausnutzen.

Auf die Bedeutung dieses Kunstgriffes, der von selbst aus der Methode folgt, weise ich nochmals besonders hin. Er besteht darin, daß man zur Wahrung der Symmetrie in der Rechnung, auch wenn das System unsymmetrisch ist, das System mehr als gerade statisch bestimmt, d. h. noch beweglich macht. Es erhält dann eine oder nötigenfalls mehrere Bewegungsfreiheiten.

Z. B. wird man beim nebenskizzierten Rahmen (Abb. 6) nicht ein, sondern zwei Gelenke und zwei Momente M_1 und M_2 einführen und dadurch eine Bewegungsfreiheit erhalten, die durch den Winkel ε gekennzeichnet werden soll. Man erhält dann statt einer drei Unbekannte M_1, M_2 und ε, hat jedoch dafür zwei Elastizitätsgleichungen und eine Gleichgewichtsgleichung.

Elastizitätsgleichungen.

1. Linke Ecke steif:

$$\frac{M_1 h}{3EJ} + \frac{M_1 l}{3EJ} + \frac{M_2 l}{6EJ} - \varepsilon = -\frac{Pab(l+b)}{6lEJ}$$

2. Rechte Ecke steif:

$$\frac{M_1 l}{6EJ} + \frac{M_2 l}{3EJ} + \frac{M_2 h}{3EJ} + \varepsilon = -\frac{Pab(l+a)}{6lEJ}$$

3. Gleichgewichtsgleichung am Riegel:

$$\frac{M_1}{h} - \frac{M_2}{h} = 0$$

Man kann die eingeführte Unbekannte ε sofort bei Aufstellung der Elastizitätsgleichungen eliminieren, wenn man je zwei Ecken zusammenfaßt, also:

1. Linke Ecke plus rechte Ecke bleiben erhalten $= 180^0$:

$$\frac{M_1 h}{3EJ} + \frac{(M_1+M_2) l}{2EJ} + \frac{M_2 h}{3EJ} = -\frac{Pab}{2EJ}$$

2. Gleichgewichtsgleichung:

$$M_1 = M_2$$

so daß man bei einiger Übung auch für kompliziertere Stabgebilde sofort durch paarweise Zusammenfassung der Winkel, wie sie durch den Aufbau des Rahmens gegeben sind, die Elastizitätsgleichungen ohne die für die Freiheitsgrade eingeführten Winkel ε anschreiben kann. Tut man das nicht, so wird die Rechnung auch nicht erschwert, denn durch paarweises Zusammenfassen der Gleichungen sind die ε auch sofort ausgesondert, und man muß nur die Gleichungen noch einmal abschreiben.

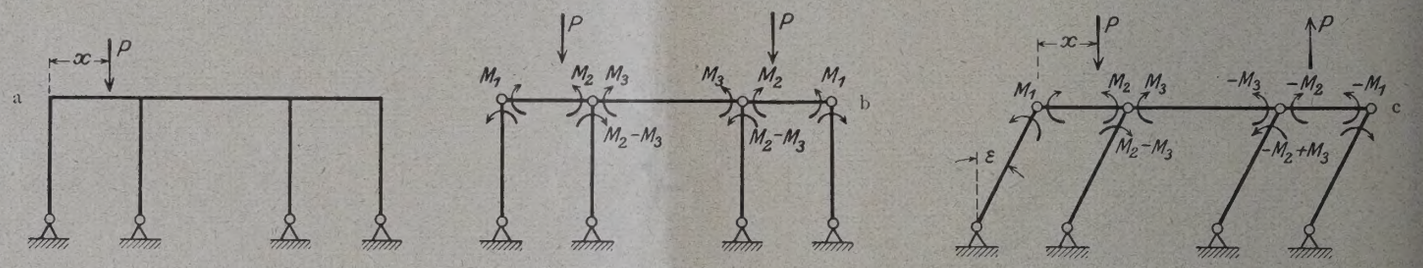


Abb. 7.

Allgemein betrachtet, wird man bei den Rahmengebilden so viel Gelenke einführen, als die Symmetrie erfordert, und dadurch eine Anzahl Freiheitsgrade erhalten. Man erhält auch demzufolge um dieselbe Anzahl mehr Unbekannte, da man an jedem eingeführten Gelenk ein Moment anzusetzen hat.

Dafür hat man genau so viel Elastizitätsgleichungen als der Grad der statischen Unbestimmtheit ist, und außerdem noch so viel Gleichgewichtsgleichungen als Freiheitsgrade hinzugekommen sind.

Man hat also wieder ein vollständiges Gleichungssystem. Die Vorteile der Symmetrie sind hierbei so bedeutend, daß die geringe Anzahl der hinzukommenden Unbekannten, insbesondere bei hochgradiger Unbestimmtheit, kaum empfunden wird. Dafür wird die Auflösung der Gleichungen infolge der ihnen dadurch erteilten symmetrischen Eigenschaften sehr vereinfacht. Die ganze Bedeutung der durch die Gelenkmethode von selbst geforderten Einführung von Bewegungsfreiheiten kann man nur bei der persönlichen Anwendung erkennen. Hierzu ist noch zu bemerken, daß man auf die geometrischen Beziehungen zwischen den einzelnen Bewegungsfreiheiten zu achten hat.

Die Ausnutzung etwa vorhandener Symmetrie geschieht durch Kombination des symmetrischen und schiefsymmetrischen Falles. Hat man z. B. das vorliegende System a, Abb. 7, für eine Einzellast P an der Stelle x zu berechnen (Aufstellung der Einflußlinien usw.), so bringt man an der symmetrischen Stelle x von rechts dieselbe Last an und berechnet den symmetrischen Fall b. Sodann bringt man an derselben Stelle eine gleich große entgegengesetzte Kraft P an und berechnet das schiefsymmetrische System c. Die geforderte Lösung ist die Kombination dieser beiden Fälle $= \frac{b+c}{2}$. Der Grad der statischen Unbestimmtheit ist hierbei um die Hälfte gesunken, denn im Fall b sind die Momente links gleich denen rechts und im Falle c diejenigen links gleich den negativen rechts. Wir haben also im vorliegenden fünffach statisch unbestimmten System statt fünf sechs Unbekannte eingeführt, dafür aber sogleich auf drei reduziert. Aber auch bei fehlender Symmetrie wird die Lösung der sechs Gleichungen viel einfacher werden, da sie einen symmetrischeren Aufbau haben als irgendwie anders aufgestellte fünf Gleichungen.

Allgemein wird in den meisten praktischen Fällen Symmetrie gegeben oder herbeizuführen sein und somit der Grad der Unbestimmtheit wesentlich verringert werden können, ohne sich auf angenäherte Rechnungen einzulassen. Dies gilt für alle üblichen Belastungsfälle, wie Eigengewicht oder ständige Last, Verkehrslast, Wind und Temperatur. Bei Windberechnungen kann man den einseitigen Wind auf Druck- und Saugseite verteilen und hat dann nur den schiefsymmetrischen Fall zu rechnen, wogegen man sonst die Kombination der beiden Fälle anwenden müßte. Auch in den Fällen von Knotenbelastungen, bei denen die Berücksichtigung der Normalkräfte und Längsdehnungen der Stäbe erforderlich wird, läßt sie sich am besten anwenden.

Ein weiterer Vorteil der Gelenkmethode besteht darin, daß sie nur die Eckmomente als statisch unbestimmte Größen einführt und somit unmittelbar zu den gesuchten Biegungsmomenten führt. Sie liefert im genauen Analogon zum kontinuierlichen Träger statt der dreigliedrigen Momentengleichungen vier-, fünf- und höhergliedrige Momentengleichungen. Die in der Literatur so vielfach behandelten Vier- und höheren Momentensätze erstreben dasselbe Ziel, sind jedoch nicht so rein und konsequent ausgearbeitet und dringen nicht bis zu der aus der Gelenkmethode notwendig fließenden Einführung von Bewegungsfreiheiten durch.

Über den Kern der Lösung, Stufe 2 und 3, wäre hiermit das Wesentlichste zur Sprache gekommen. Da nun die Gelenkmethode ihre Vorzüge auch auf Stufe 4 erstreckt, so muß diese auch noch besprochen werden.

Bei der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf Grund der geometrischen Zwangsbedingungen kann man, ungeachtet der verschiedenen Behandlungsweisen der vorhergehenden Stufen, drei verschiedene Wege einschlagen. Man kann, wie in der Einleitung erwähnt worden ist, die Formänderungen nach den drei Verfahren, dem direkten, demjenigen der virtuellen und der wirklichen Arbeit, berechnen.

Vorwiegend wird die virtuelle Formänderungsarbeit gebraucht. Ihre Rechnungsmethoden sind zu großer Vollkommenheit im allgemeinen wie im speziellen ausgearbeitet, was vielleicht mit dazu beigetragen hat, daß sich die „Methode der Weglassung der Auflager" so fest eingebürgert hat, da man bei genügendem Geschick immer noch mit ihr gut auskommen kann.

Vereinzelt wird auch nach der wirklichen Formänderungsarbeit gerechnet, da sie, wenn auch sehr allgemein, jedoch etwas umständlicher ist und auf die virtuelle zurückgeführt wird.

Das direkte Verfahren wird bei komplizierteren Rahmengebilden fast gar nicht angewandt.

Nun weist aber die Gelenkmethode gerade auf das direkte Rechnungsverfahren hin.

Durch Einführung der Bewegungsfreiheiten muß bei der virtuellen Arbeit auch die Arbeit infolge der willkürlichen Bewegungen berücksichtigt werden. Bei der wirklichen Arbeit hat man dann Minimumaufgaben mit Nebenbedingungen (das sind die hinzukommenden Gleichgewichtsgleichungen), so daß durch Einführung der so nützlichen Bewegungsfreiheiten diese beiden Rechnungsverfahren erschwert werden, demzufolge wieder rückwirkend man bei der Verwandlung eines statisch unbestimmten Systems in ein statisch bestimmtes nicht bis zur Beweglichkeit des Systems vorgedrungen ist. Obgleich diese Schwierigkeiten wohl überwunden werden könnten, so werden sie doch den Grund zur Beibehaltung der Auflagermethode nebst dem Rechnungsverfahren nach der virtuellen Formänderungsarbeit geliefert haben.

Dagegen fallen diese Schwierigkeiten bei der Verbindung der Gelenkmethode mit dem direkten Rechnungsverfahren weg. Abgesehen davon, daß man bei dem direkten Verfahren durch Anwendung der Mohrschen Sätze die Auswertung der Integrale vom Typus

$$\int \frac{M M'}{E J} \, ds$$

bei der virtuellen Arbeit oder vom Typus

$$\frac{\partial}{\partial P} \int \frac{M^2}{2 E J} \, ds$$

bei der wirklichen, umgeht, liegt demnach der Vorzug des direkten Verfahrens in seiner Anpassung an die Gelenkmethode. Da man in dieser nur die Winkeländerung zwischen zwei Stäben braucht (Abb. 8), die sich aus den einzelnen Biegungswinkeln α und β und dem Verschiebungswinkel ε zusammensetzt, so reduziert sich die ganze Kenntnis auf den einen Mohrschen Satz, daß „der Winkel zwischen Tangente und Sehne am Ende einer Biegungslinie durch den fingierten Auflagerdruck der Momentenfläche, als fingierte Belastung aufgefaßt, dargestellt wird", also

Abb. 8.

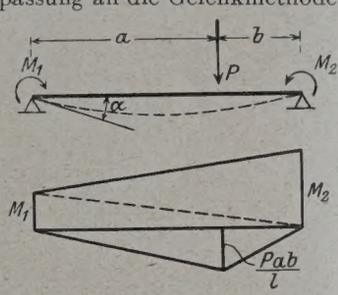


Abb. 9.

$$\alpha = \frac{M_1 l}{3 E J} + \frac{M_2 l}{6 E J} + \frac{\mathfrak{A}}{E J}$$

ist, wo $\mathfrak{A}$ den Anteil der bekannten Momentenfläche angibt $\left(\text{Abb. 9: } \mathfrak{A} = \frac{Pab\,(l+b)}{6l}\right)$.

Die Aufstellung der Elastizitätsgleichungen auf irgend eine andere Weise kann also kaum noch einfacher werden, als bei Benutzung der Gelenkmethode in Verbindung mit dem direkten Rechnungsverfahren.

Stufe 5 bildet den Schluß der Lösung einer statisch unbestimmten Aufgabe und soll hier auch noch kurz gestreift werden, da die Gelenkmethode ihren günstigen Einfluß auch auf die Auflösung der Gleichungen erstreckt. Denn durch sie erhalten die Gleichungen am ausgeprägtesten die für jede Aufgabe charakteristischen Eigenschaften. Auch weist sie durch die mechanischen und geometrischen Eigenschaften des Systems ganz von selbst auf die zweckmäßigste Behandlung der Gleichungen hin. Im übrigen bleiben alle in der Literatur entwickelten allgemeinen und speziellen Verfahren zur Auflösung der Elastizitätsgleichungen von der vorliegenden Betrachtung unberührt. Es kann also in dieser Hinsicht hier nichts Neues hinzugefügt werden als die Bemerkung, daß es wiederum die Gelenkmethode ist, welche ihre Gleichungen der Anwendung und Ausarbeitung von speziellen Auflösungsmethoden am zugänglichsten macht.

Bei räumlichen Rahmensystemen läßt sich die Gelenkmethode ebenfalls anwenden, so daß die ganze Betrachtung, in entsprechender Weise auf räumliche Gebilde übertragen, auch im Raume ihre Gültigkeit behält.

Jedoch bleibt ihre Anwendung auf gerade Stäbe beschränkt, da für krumme Stäbe die Verfahren der virtuellen Formänderungsarbeit vorzuziehen sind, obgleich man auch hier die direkten Formänderungsformeln für krumme Stäbe anwenden könnte.

Dann werden mit ihr auch solche Systeme nicht behandelt werden können, die bei ihrer konsequenten Durchführung eine zu große Anzahl von Bewegungsfreiheiten erhalten, wodurch wieder der ganze Rechnungsgang unübersichtlich und umständlich wird. Ihre Schwäche liegt demnach mit in der notwendigen Einführung der Bewegungsfreiheiten, wodurch ihrer Anwendung eine Grenze gesetzt wird. Solche Systeme lassen sich dann nach den anderen üblichen Methoden viel geschickter lösen.

Überhaupt läßt sich kaum ein beliebig gegebenes System durch die Anwendung nur einer rein und konsequent durchgeführten Methode bequem lösen, falls es ihr nicht besonders angepaßt ist. Man erreicht dagegen die größte Einfachheit durch eine geschickte Kombination der beiden Gelenk- und Auflagermethoden in Verbindung mit dem direkten und dem Rechnungsverfahren der virtuellen Arbeit. Für diese Kombination lassen sich jedoch keine allgemeinen Regeln aufstellen, da sie durch jeden einzelnen Fall bedingt ist und nur durch Übung die zu jedem bestimmten Fall gehörige charakteristische einfachste Behandlung gefunden werden kann. Deshalb konnten auch in dieser kurzen und allgemein gehaltenen Betrachtung über die Gelenkmethode nicht alle ihre speziellen Anwendungsmöglichkeiten und Kunstgriffe, die am besten an jeder einzelnen Aufgabe ihre Erläuterung finden, aufgeführt werden. Ich will mit dieser Arbeit nur die Anregung zu einer größeren Anwendung dieser Methode, die mir bei vielen aus der Baupraxis stammenden Aufgaben gute Dienste geleistet hat, auf die ihr besonders zugänglichen Rahmengebilde und zu ihrer weiteren Ausarbeitung auf benachbarten Gebieten gegeben haben.

Da die erwähnten praktischen Aufgaben hierzu von einer anderen Seite in einer recht ausführlichen Behandlung noch veröffentlicht werden, so begnüge ich mich hier mit einem einfachen Schulbeispiel.

Beispiel für die reine Anwendung der Gelenkmethode.

1. Das System (Abb. 10) ist neunfach statisch unbestimmt.

2. Es wird durch Einführung von Gelenken an den Stellen der steifen Ecken und Einspannungen in ein statisch bestimmtes

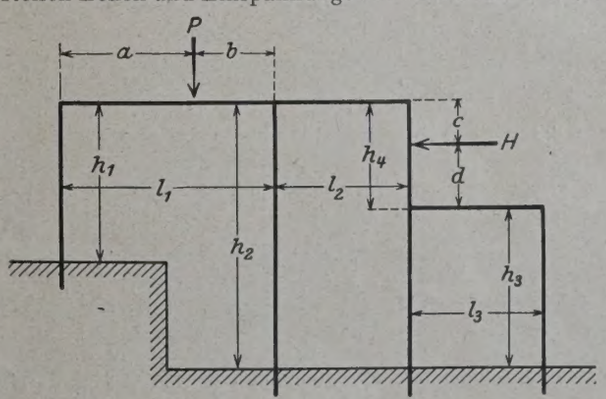


Abb. 10.

mit zwei Bewegungsfreiheiten verwandelt (Abb. 11). Die Bewegungsfreiheiten sind durch die Winkel ε_1 und ε_2 gekennzeichnet und unter Berücksichtigung der geometrischen Be-

ziehungen gleich in Abb. 11 eingetragen. Sodann werden die statisch unbestimmten Momente an den Gelenken angebracht.

3. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen darin, daß die mit Nummern versehenen Ecken erhalten bleiben

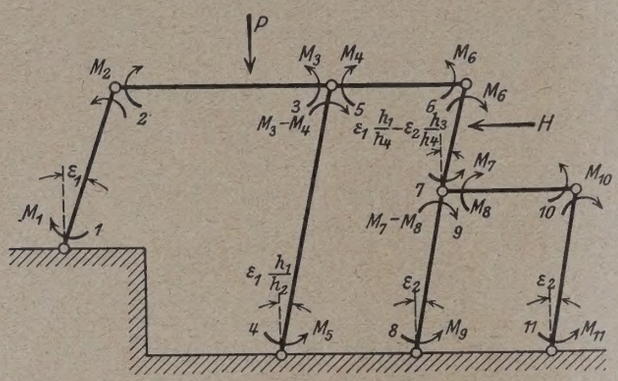


Abb. 11.

müssen, also die Summe aller Winkeländerungen an jeder Ecke verschwinden muß.

4. An Hand der Abb. 11 kann man dann die folgenden Formänderungsgleichungen anschreiben, unter Benutzung des im Texte erwähnten Mohrschen Satzes.

$$1)\quad \frac{M_1 h_1}{3EJ}+\frac{M_2 h_1}{6EJ}+\varepsilon_1=0$$

$$2)\quad \frac{M_1 h_1}{6EJ}+\frac{M_2 h_1}{3EJ}+\frac{M_2 l_1}{3EJ}+\frac{M_3 l_1}{6EJ}-\varepsilon_1=-\frac{P a b (l_1+b)}{6 l_1 EJ}$$

$$3)\quad \frac{M_2 l_1}{6EJ}+\frac{M_3 l_1}{3EJ}+\frac{(M_3-M_4) h_2}{3EJ}+\frac{M_5 h_2}{6EJ}+\varepsilon_1\frac{h_1}{h_2}=-\frac{P a b (l_1+a)}{6 l_1 EJ}$$

$$4)\quad \frac{(M_3-M_4) h_2}{6EJ}+\frac{M_5 h_2}{3EJ}-\varepsilon_1\frac{h_1}{h_2}=0$$

$$5)\quad -\frac{M_5 h_2}{6EJ}-\frac{(M_3-M_4) h_2}{3EJ}+\frac{M_4 l_2}{3EJ}+\frac{M_6 l_2}{6EJ}-\varepsilon_1\frac{h_1}{h_2}=0$$

$$6)\quad \frac{M_4 l_2}{6EJ}+\frac{M_6 l_2}{3EJ}+\frac{M_6 h_4}{3EJ}+\frac{M_7 h_4}{6EJ}+\varepsilon_1\frac{h_1}{h_4}-\varepsilon_2\frac{h_3}{h_4}=-\frac{H c d (h_4+d)}{6 h_4 EJ}$$

$$7)\quad \frac{M_6 h_4}{6EJ}+\frac{M_7 h_4}{3EJ}+\frac{(M_7-M_8) h_3}{3EJ}+\frac{M_9 h_3}{6EJ}-\varepsilon_1\frac{h_1}{h_4}+\varepsilon_2\frac{h_3}{h_4}+\varepsilon_2=-\frac{H c d (h_4+c)}{6 h_4 EJ}$$

$$8)\quad \frac{(M_7-M_8) h_3}{6EJ}+\frac{M_9 h_3}{3EJ}-\varepsilon_2=0$$

$$9)\quad -\frac{M_9 l_3}{6EJ}-\frac{(M_7-M_8) h_3}{3EJ}+\frac{M_8 l_3}{3EJ}+\frac{M_{10} l_3}{6EJ}-\varepsilon_2=0$$

$$10)\quad \frac{M_8 l_3}{6EJ}+\frac{M_{10} l_3}{3EJ}+\frac{M_{10} h_3}{3EJ}+\frac{M_{11} h_3}{6EJ}+\varepsilon_2=0$$

$$11)\quad \frac{M_{10} h_3}{6EJ}+\frac{M_{11} h_3}{3EJ}-\varepsilon_2=0$$

Durch paarweises Zusammenfassen der Gleichungen werden die ε ausgesondert, was auch gleich bei Aufstellung der Gleichungen durch eine entsprechende Zusammenfassung der Ecken an Hand der Abb. 11 geschehen konnte. Multipliziert man die Gleichungen mit dem Faktor $\frac{6EJ_0}{l_0}$, so bekommt man sofort die fertigen Elastizitätsgleichungen für die Momente.

1) + 2):

$$M_1 3\frac{h_1 J_0}{l_0 J}+M_2\left(3\frac{h_1 J_0}{l_0 J}+2\frac{l_1 J_0}{l_0 J}\right)+M_3\frac{l_1 J_0}{l_0 J}=-\frac{P a b (l_1+b) J_0}{l_1 l_0 J} \quad (1$$

2) $\frac{h_1}{h_2}$ + 3):

$$\left.\begin{aligned} &M_1\frac{h_1^2 J_0}{h_2 l_0 J}+M_2\left(2\frac{h_1^2 J_0}{h_2 l_0 J}+2\frac{l_1 h_1 J_0}{h_2 l_0 J}+\frac{l_1 J_0}{l_0 J}\right)\\ &\quad+M_3\left(\frac{l_1 h_1 J_0}{h_2 l_0 J}+2\frac{l_1 J_0}{l_0 J}+2\frac{h_2 J_0}{l_0 J}\right)-M_4 2\frac{h_2 J_0}{l_0 J}+M_5\frac{h_2 J_0}{l_0 J}\\ &\quad=-\frac{P a b}{l_1 l_0}\left[(l_1+b)\frac{h_1}{h_2}+l_1+a\right]\frac{J_0}{J}\end{aligned}\right\} \quad (2$$

3) + 4):

$$M_2\frac{l_1 J_0}{l_0 J}+M_3\left(3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}+2\frac{l_1 J_0}{l_0 J}\right)-M_4 3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}+M_5 3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}=-\frac{P a b (l_1+a) J_0}{l_1 l_0 J} \quad (3$$

4) − 5):

$$M_3 3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}-M_4\left(3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}+2\frac{l_2 J_0}{l_0 J}\right)+M_5 3\frac{h_2 J_0}{l_0 J}-M_6\frac{l_2 J_0}{l_0 J}=0 \quad (4$$

5) $\frac{h_2}{h_4}$ + 6) − 8) $\frac{h_3}{h_4}$:

$$\left.\begin{aligned} &-M_3 2\frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J}+M_4\left(2\frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J}+2\frac{l_2 h_2 J_0}{l_0 h_4 J}+\frac{l_2 J_0}{l_0 J}\right)-M_5\frac{h_2^2 J_0}{h_4 l_0 J}\\ &+M_6\left(\frac{l_2 h_2 J_0}{l_0 h_4 J}+2\frac{l_2 J_0}{l_0 J}+2\frac{h_4 J_0}{l_0 J}\right)+M_7\left(\frac{h_4 J_0}{l_0 J}-\frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J}\right)\\ &+M_8\frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J}-M_9 2\frac{h_3^2 J_0}{h_4 l_0 J}=-\frac{H c d (h_4+d) J_0}{h_4 l_0 J}\end{aligned}\right\} \quad (5$$

6) + 7) + 8):

$$M_4\frac{l_2 J_0}{l_0 J}+M_6\left(2\frac{l_2 J_0}{l_0 J}+3\frac{h_4 J_0}{l_0 J}\right)+M_7\left(3\frac{h_4 J_0}{l_0 J}+3\frac{h_0 J_0}{l_0 J}\right)-M_8 3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}+M_9 3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}=-3\frac{H c d J_0}{l_0 J} \quad (6$$

8) − 9):

$$M_7 3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}-M_8\left(3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}+2\frac{l_3 J_0}{l_0 J}\right)+M_9 3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}-M_{10}\frac{l_3 J_0}{l_0 J}=0 \quad (7$$

9) + 10):

$$-M_7 2\frac{h_3 l_0}{l_0 J}+M_8\left(2\frac{h_3 J_0}{l_0 J}+3\frac{l_3 J_0}{l_0 J}\right)-M_9\frac{h_3 J_0}{l_0 J}+M_{10}\left(3\frac{l_3 J_0}{l_0 J}+2\frac{h_3 J_0}{l_0 J}\right)+M_{11}\frac{h_3 J_0}{l_0 J}=0 \quad (8$$

10) + 11):

$$M_8\frac{l_3 J_0}{l_0 J}+M_{10}\left(2\frac{l_3 J_0}{l_0 J}+3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}\right)+M_{11}3\frac{h_3 J_0}{l_0 J}=0 \quad (9$$

Zu diesen neun Elastizitätsgleichungen kommen noch zwei Gleichgewichtsgleichungen, die man am oberen und unteren Riegel gegen Verschiebung in wagerechter Richtung aufzustellen hat, hinzu.

$$\frac{M_1}{h_1}-\frac{M_2}{h_1}+\frac{M_3-M_4}{h_2}-\frac{M_5}{h_2}+\frac{M_6}{h_4}=\frac{H d}{h_4} \quad (10$$

$$-\frac{M_6}{h_4}+\frac{M_7}{h_4}+\frac{M_7-M_8}{h_3}-\frac{M_9}{h_3}+\frac{M_{10}}{h_3}-\frac{M_{11}}{h_3}=\frac{H c}{h_4} \quad (11$$

Diese letzten zwei Gleichungen sind noch mit l_0 zu multiplizieren.

5. Die zahlenmäßige Auflösung dieser elf Momentengleichungen bietet keine Schwierigkeiten. Sie wird genau so, wie die vorhergehende Rechnung, an Hand der Abb. 11 durch nacheinanderfolgende zweckmäßigste Aussonderung der einzelnen Momente durchgeführt. Auch kann jede einzelne Gleichung an Hand der Abb. 11 leicht nachgeprüft werden.

Es soll noch ein Beispiel für die kombinierte Anwendung der Gelenkmethode hinzugefügt werden (Abb. 12). Das System wird nach Abb. 13 in ein statisch bestimmtes mit einer Bewegungsfreiheit verwandelt. Sodann wird zur Ausnutzung der vorhandenen Symmetrie der gegebene Belastungsfall aus dem symmetrischen und schiefsymmetrischen zusammengesetzt.

Beim symmetrischen Fall (Abb. 14) wird zunächst mit Hilfe der

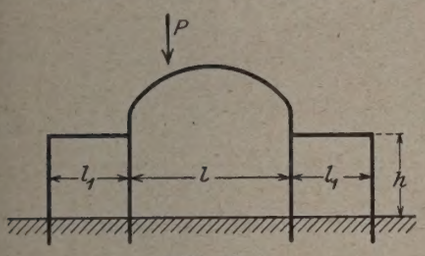


Abb. 12.

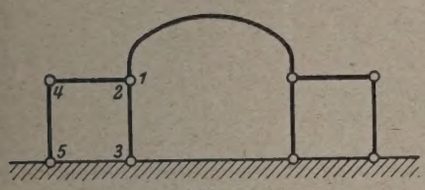


Abb. 13.

Die Aufstellung dieser Momentengleichungen bietet gegenüber dem ersten Beispiel nichts Neues und wird deshalb hier weggelassen.

Zum Schluß will ich noch den Verwandlungsgang einer für die Praxis gerechneten Aufgabe als Beispiel für die zuletzt im Text erwähnten, jedem Spezialfall eigentümlichen günstigsten Kombinationen kurz mitteilen.

Das 15fach statisch unbestimmte System (Abb. 16) wird in ein statisch bestimmtes (Abb. 17) verwandelt. Bei Ausnutzung der Symmetrie durch Anwendung des symmetrischen und schiefsymmetrischen Falles hat man dann nur noch acht Un-

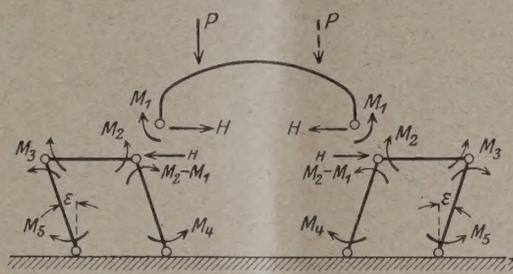


Abb. 14.

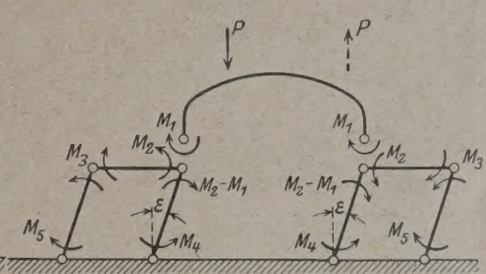


Abb. 15.

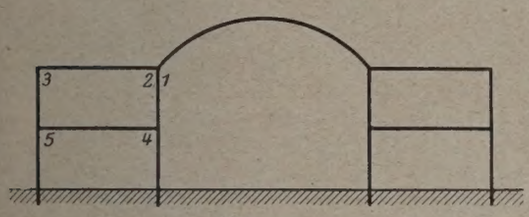


Abb. 16.

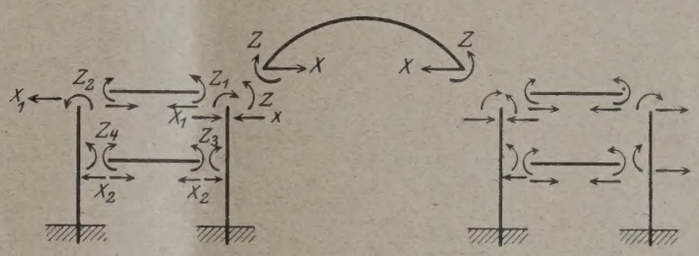


Abb. 17.

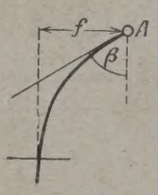


Abb. 18.

üblichen Verfahren der virtuellen Arbeit die Winkeländerung α am Fußende des Bogens und die Sehnenänderung Δl ausgedrückt. Sodann schreibt man genau so, wie im ersten Beispiel, die fünf Elastizitätsgleichungen für die fünf in Abb. 13 numerierten Ecken an, wobei für ε der am Bogen gefundene Ausdruck $\frac{\Delta l}{2h}$ zu setzen und bei Ecke 1 die am Bogen gefundene Winkeländerung α zu benutzen ist. Die sechste Gleichung ist die Gleichgewichtsgleichung am Riegel des seitlichen Rahmens.

Beim schiefsymmetrischen Fall (Abb. 15) wird aus Symmetriegründen $H = o$ und $\Delta l = o$. Da jetzt ε willkürlich bleibt, schreibt man die vier Elastizitätsgleichungen für die vier paarweise zusammengefaßten Ecken 1—3, 3—2, 2—4, 4—5, an, wobei ε herausfällt. Die fünfte Gleichung ist wieder die Gleichgewichtsgleichung am seitlichen Riegel.

bekannte z, x, z_1, z_2, z_3, z_4, x_1, x_2. Die geometrischen Zwangsbedingungen bestehen darin, daß die Ecken 1, 2, 3, 4, 5 zwischen den einzelnen zerlegten Stäben und dem Bogen erhalten bleiben, und daß die wagerechten Verschiebungen am Bogen und der inneren Stütze und die an den beiden Stützen an den gegenüberliegenden Stellen, wo die Riegel angeschlossen sind, gleich sein müssen. Drückt man zunächst am Bogen die Winkeländerung und Verschiebung mit Hilfe der virtuellen Formänderungsarbeit aus, so kann man dann sofort die fertigen Elastizitätsgleichungen an Hand der zur Abb. 17 gezeichneten Momentenflächen mit Hilfe der übrigen Mohrschen Sätze direkt anschreiben. Z. B. wird für die Stütze die gesuchte Winkeländerung β durch den Inhalt der Momentenfläche und die Durchbiegung f durch das statische Moment der Momentenfläche, bezogen auf den Endpunkt A, ausgedrückt.

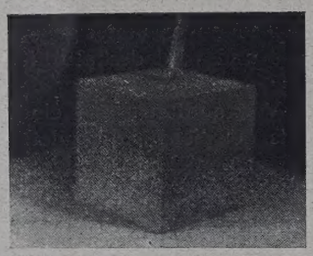
DER ZEITRAFFER IM ZEMENTLABORATORIUM.

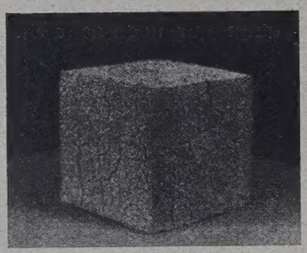
Von Dr. Richard Grün, Düsseldorf.

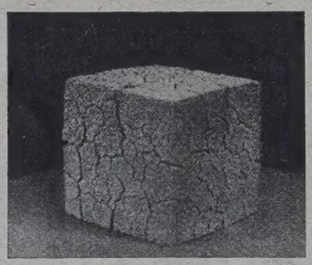
Mitteilungen aus dem „Forschungsinstitut der Hüttenzement-Industrie, Düsseldorf, 1925".

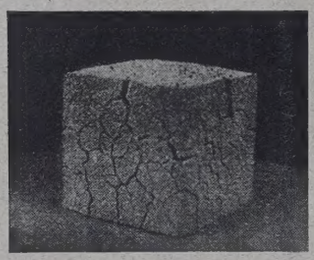
Bei Feststellung von Treiberscheinungen an Zement und Betonkörpern mußte sich bisher die Beobachtung darauf beschränken, den Zustand der Körper in den verschiedenen Stadien der Zerstörung festzustellen. Eine Fixierung der einzelnen Zustände war natürlich durch das Lichtbild möglich. Besonders gut gelang es, die Einwirkung des Treibens zu zeigen, wenn stets die gleichen Körper von der gleichen Seite gezeigt wurden, eine Maßnahme, die ich in der jüngsten Zeit stets durchgeführt habe. Aber auch diese Arbeitsweise konnte auf die Dauer nicht befriedigen, da naturgemäß die gleichen Beleuchtungsverhältnisse nicht immer zu erhalten waren und die angeschädigten Körper beim unvermeidlichen Hin- und Hertragen zur Aufnahme leicht beschädigt wurden, besonders wenn der Zusammenhang des Betons durch das Treiben schon gestört war. Selbst bei sorgfältigster Arbeitsweise konnte diese Art der Photographie in bestimmten längeren Zwischenräumen kein einheitliches Bild geben über das Tempo, in welchem die Treiberscheinungen auftraten.

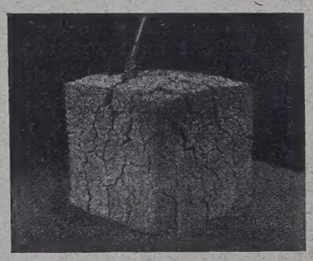
Deshalb wurde der Zeitraffer, welcher neuerdings zur Aufnahme von wachsenden Pflanzen mit Erfolg benutzt wird, herangezogen, um die Lücke, welche hier bei Beobachtung der Treiberscheinungen klafft, zu schließen. Mit dem Zeitraffer mußte es möglich sein, die für unser Auge infolge ihrer Langsamkeit unsichtbaren Treiberscheinungen auch einem größeren Publikum sichtbar zu machen. Eine Auswertung der einzelnen Filmbilder ließ Einblicke erhoffen in den Mecha-


1


2


3


4


5

6

7

Abbildungen 1—7.

nismus der Treibvorgänge und die Geschwindigkeit der Rißbildung.

Die Aufnahmen mit dem Zeitraffer werden bekanntlich in der Weise vorgenommen, daß in bestimmten zeitlichen Zwischenräumen, deren Dauer ein Vielfaches der Zwischenräume bei der normalen Kinoaufnahme betragen, Aufnahmen gemacht und diese dann in einem Wiedergabeapparat in normaler Geschwindigkeit ablaufen gelassen werden. Auf diese Weise gelingt es, Vorgänge, die sich so langsam abspielen, daß bei der Beobachtung eine Bewegung nicht festzustellen ist, beweglich vorzuführen. Die zeitliche Abwicklung wird also von vielen Stunden auf wenige Minuten zusammengedrängt.

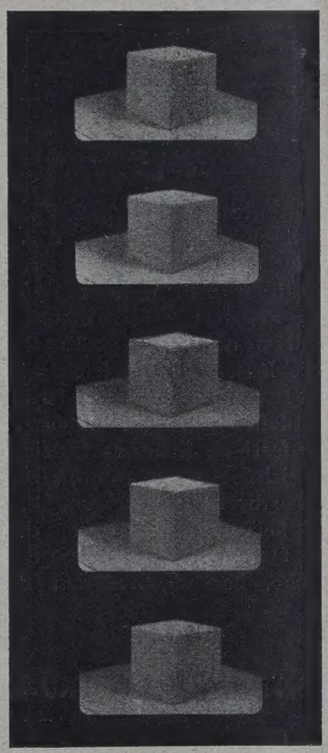


Abb. 8. Stück des Filmstreifens in natürlicher Größe.

Abbildungen 1—7.

Abb. 1 zeigt den unzerstörten Körper, der einem eindringenden Stab Widerstand entgegensetzt. Bei Abb. 2—4 sind allmählich sich verstärkende Netzrisse zu erkennen, bis schließlich bei Abb. 5—7 der Körper sich zermürbt.

„Zeitraffer". Die Schwierigkeit bei der Aufnahme von Treiberscheinungen lag in dem ganz außerordentlich unregelmäßig und oft späten Eintreten derselben. War die Aufnahme eines beliebigen Körpers, von welchem Treiben erwartet wurde, einmal begonnen, so mußte sie fortgesetzt werden und es konnte der Fall eintreten, daß viele 100 m Film vergeudet waren, ehe die gewünschten Treiberscheinungen begannen.

Nach vielen Versuchen gelang es, einen Kalktreiber herzustellen, der ziemlich genau 24 Stunden nach der Anfertigung anfing zu treiben. Von diesem Treiber wurde nun ein Normenkörper eingeschlagen und die Aufnahme desselben kurz vor dem Zeitpunkt der erwarteten Treiberscheinungen begonnen (Abb. 1).

Als Zwischenraum zwischen den einzelnen Aufnahmen wurde eine Minute gewählt.

Der Körper fing nach 45 Minuten an zu treiben und zwar, traten die Risse ganz plötzlich auf.

Nach ungefähr 4 Stunden war der Treibvorgang in der Hauptsache abgeschlossen. Der Körper war vollkommen von Netzrissen durchzogen und durchaus zermürbt. Abbildung 1 zeigt den unveränderten Körper; es ist gerade ein Stäbchen auf den Körper aufgesetzt, um zu zeigen, daß er dem Eindringen eines festen Körpers Widerstand leistet. Abbildung 2, 3 und 4 zeigt das allmähliche Zertreiben des Körpers. Bei Abbildung 5 ist der Treibvorgang bereits abgeschlossen. Es ist wieder mit einem Stab gezeigt, daß nunmehr der Körper erweicht ist und einem eindringenden Gegenstand keinen Widerstand entgegen-

Tabelle I.

Bilder-minuten	Riß 1		Riß 2		Körper		Abbildung
	Breite mm	Länge mm	Breite mm	Länge mm	Breite mm	Höhe mm	
10	0	0	0	0	100	71,1	1
20	,,	,,	,,	,,	,,	,,	2
30	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
40	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
44	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
45	0,5	7,5	0,5	,,	,,	,,	
46	,,	,,	,,	10	,,	,,	
47	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
48	,,	,,	,,	10,5	,,	,,	
49	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
50	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
60	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
70	,,	,,	,,	,,	,,	,,	
80	,,	,,	1,0	18	,,	,,	
90	,,	,,	1,02	18+17,5	,,	72,5	
100	1,02	20	,,	,,	,,	73,2	
110	1,02	Netzrissig	1,02	Netzrissig	100	73,2	
120	,,		,,		100,5	73,5	
130	,,		,,		,,	,,	
140	1,5		1,5		,,	,,	
150	,,		,,		,,	74,9	
160	,,		1,75		101,2	,,	3
170	,,		2,2		102	76,0	
180	2,0		2,75		102,5	77,0	
190	,,		,,		,,	,,	4
200	Klafft		Klafft		,,	,,	
210	Klafft		Klafft		103,7	77,0	
220	,,		,,		105	78,0	
230	,,		3,5		,,	78,4	
240	2,0		,,		,,	,,	5
250	,,		,,		,,	,,	,,
260	,,		,,		,,	,,	,,
270	,,		,,		,,	,,	,,
280	,,		,,		,,	,,	,,
290	,,		,,		,,	,,	,,
300	,,		,,		,,	,,	6

zusetzen vermag. Abbildung 6 zeigt den zerstoßenen Körper und Abbildung 7 die übrig gebliebenen Trümmer, die gerade wieder weiter zerstoßen werden. In Abbildung 8 ist ein Streifen des Filmes in natürlicher Größe abgebildet.

Die Betrachtung des sehr lebendig wirkenden Filmes konnte allein nicht befriedigen. Es wurde auch versucht, die einzelnen Bilder auszuwerten, um auf diese Weise ein Bild des Treibvorganges zu gewinnen [1]).

Die Aufnahmen wurden in der Weise ausgewertet, daß zwei besonders charakteristische Risse und die Höhe- und die Bildbreite des Körpers auf jeder zehnten Aufnahme (also alle zehn Minuten) nötigenfalls auch öfter beim Beginn des Treibens ausgemessen wurden. Gemessen wurde auf dem Projektionsschirm, bei vierfacher linearer Vergrößerung; die erhaltenen Zahlen sind auf natürliche Größe umgerechnet, in Tabelle 1 zusammengestellt; Abb. 9 gibt einen schnellen Überblick.

Es zeigt sich folgendes:

Die Hauptrisse treten gleichzeitig und plötzlich nach 45 Minuten auf und haben sofort eine erhebliche Länge von 7,5 mm (Riß 1 und 5 mm Riß 2) und 1 mm Breite. Schon nach einer Minute ist der kürzere der Risse (2) auf das Doppelte verlängert, während der andere anfangs längere Riß (1) zunächst nicht weiterwächst.

In den nächsten 25 Minuten bleiben die beiden Risse 1 und 2 unverändert, während gleichzeitig kleinere, neue Risse auftreten. Nach dieser Zeit wächst zunächst Riß 2, der schon einmal gewachsene Riß, auf über das Doppelte, dann folgt ihm im Wachstum Riß 1 und schließlich ist der ganze Körper mit Netzrissen überzogen; gleichzeitig ist er etwas höher geworden (Abb. 2). Erst 40 Minuten nach Eintritt der Netzrissigkeit beginnt ein erneutes Breitenwachstum der Risse (Abb. 3), das zu einem gleichzeitigen Wachsen des ganzen Körpers führt (Abb. 4), dessen innerer Zusammenhang schließlich nach im ganzen 4 Stunden völlig aufgehoben ist, so daß er leicht zerrieben werden kann (Abb. 5—8).

[1]) Die Aufnahmen wurden von der Kinematographischen Abteilung der Firma Fried. Krupp, A.-G., Essen, durchgeführt. Dem Leiter dieser Abteilung, Herrn Hutzel, sei an dieser Stelle herzlichsten Dank für seine wertvolle Mithilfe ausgesprochen.

Bemerkenswert ist das plötzliche Auftreten der Risse in sehr erheblichem Ausmaß und das ruckartige Sichfortsetzen der Treiberscheinungen. Offenbar widersteht das Betongefüge stets eine gewisse Zeit den treibenden Kräften, um ihnen, wenn seine innere Zugfestigkeitsgrenze erreicht ist, plötzlich zu erliegen. Die Treiberscheinungen selbst, die vier Stunden in Anspruch nehmen, laufen bei der Wiedergabe nur ½ Minute, der ganze Film mit dem Sichtbarmachen der anfänglichen Festigkeit des Körpers (Abb. 1) und seiner schließlichen Zermürbung durch Zerstoßen (Abb. 5—7) nimmt zur Vorführung knapp zwei Minuten in Anspruch und gibt ein vorzügliches und überraschend lebendiges und eindruckvolles Bild eines Treibvorganges.

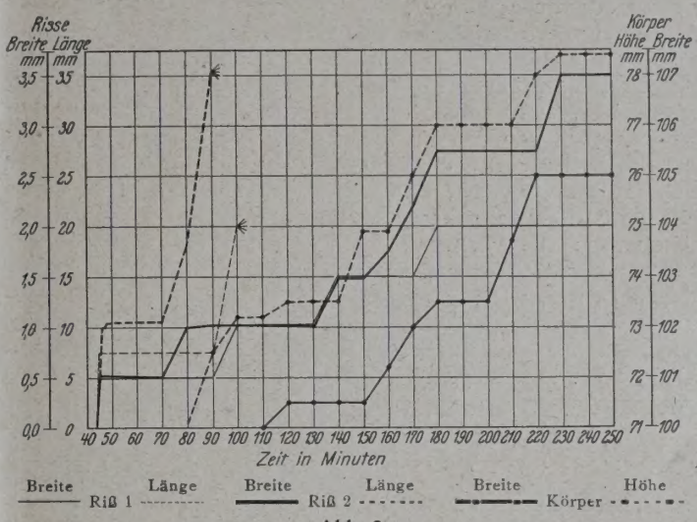


Abb. 9.
Graphische Darstellung der Treiberscheinungen an einem Drehkörper.

Das Verfahren wird sich auch für andere ähnliche Erscheinungen anwenden lassen. (Sulfatreiben, Säurezerstörung) und soll für diese noch ausgebaut werden.

ZUR FRAGE DER ZULÄSSIGEN EISENBEANSPRUCHUNG IN EISENBAHNBRÜCKEN AUS EISENBETON

Von Dr.-Ing. Robert Hauer, Zivilingenieur, Charlottenburg.

In seinen „Kritischen Betrachtungen zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925“ („Der Bauingenieur“ 1925, Heft 31) bemängelt Prof. Probst die Erhöhung der zulässigen Eisenbeanspruchung in Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen von 750 auf 800 kg/cm² als unzulänglich. Er weist darauf hin, daß bei sorgfältiger Betonbereitung und geeigneter Wahl der Zuschlagstoffe die Eisenbeanspruchung unbedenklich auf 1000 kg/cm² erhöht werden könnte, ohne die Rißsicherheit zu gefährden. Im Zusammenhang hiermit erwähnt er italienische Eisenbahnbrücken, bei deren Nachrechnung Eisenbeanspruchungen zwischen 900 und 1000 kg/cm² festgestellt wurden.

Geht man von der Tatsache aus, daß die Rißsicherheit einer Eisenbetonkonstruktion unter im übrigen gleichen Umständen um so größer ist, je kleiner sich die Betonzugspannung im Stadium I ergibt, so erscheint in der Tat die Begrenzung der Eisenzugspannung im Stadium II nicht als geeignetes Mittel, das Auftreten von Rissen zu verhindern. Denn es zeigt sich, daß die Betonzugspannung im Stadium I durchaus nicht etwa immer mit der Eisenzugspannung im Stadium II wächst. Um dies zu veranschaulichen, sind in der folgenden Tabelle I für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte die Werte σ_{bz} angegeben, welche aus den Spannungen σ_b und σ_e des Stadiums II folgen.

Tabelle I.
Werte σ_{bz} in kg/cm² in Abhängigkeit von σ_b und σ_e.
Einfach bewehrter Rechteckquerschnitt h = 0,9 d; n = 15.

σ_b \ σ_e	200	400	600	750	800	1000	1200	1500
10	6,48	5,38	4,27	3,66	3,48	2,95	2,55	2,14
20	11,5	13,0	12,0	11,0	10,8	9,55	8,54	7,32
30	14,5	18,8	19,4	18,8	18,5	17,3	16,2	14,3
40	16,6	23,1	25,5	25,9	25,9	25,1	23,9	22,0
50	18,3	26,4	30,5	31,9	32,1	32,4	31,5	29,9

Zu dieser Tabelle sei noch bemerkt, daß sie eine Ergänzung der Zahlenwerte darstellt, welche Prof. Mörsch in seinem Werk „Der Eisenbetonbau“ (I. Band, 1. Hälfte, V. Auflage, S. 312) angegeben hat.

Man erkennt aus der vorstehenden Tafel, daß für ein bestimmtes σ_b die Betonzugspannung σ_{bz} mit steigendem σ_e zunächst wächst, dann aber wieder fällt. Das Maximum von σ_{bz} tritt bei einem um so höheren Wert σ_e auf, je größer σ_b ist.

Dagegen wächst σ_{bz} für eine bestimmte Eisenzugspannung σ_e stets mit wachsendem σ_b.

Der Grund, weshalb für ein bestimmtes σ_b die Betonzugspannung bei höheren Werten σ_e wieder kleiner wird, liegt darin, daß die höhere Eisenzugspannung auch eine größere

Querschnittshöhe bedingt, wodurch das Widerstandsmoment des ideellen Querschnittes ebenfalls größer wird.

Für die nach den früheren Eisenbetonbestimmungen in Brücken unter Eisenbahngleisen zulässige Betondruckspannung von 30 kg/cm² erreicht demnach, wie aus Tabelle 1 ersichtlich ist, σ_{bz} in Rechteckplatten niemals den damals vorgeschriebenen Grenzwert von 24 kg/cm², und zwar nicht nur bei Einhaltung der früher vorgeschriebenen Eisenzugspannung von 750 kg/cm², sondern auch bei beliebig höherem σ_e.

In Plattenbalken liegen die Verhältnisse insofern etwas schwieriger, als hier σ_{bz} nicht allein von σ_b und σ_e abhängig ist, sondern auch von den Verhältnissen α der Druckplattenbreite zur Stegbreite und β der Plattenstärke zur Rippenhöhe. Die Betonzugspannungen ergeben sich wegen der verhältnismäßig kleinen Stegbreite in Plattenbalken stets höher als bei Rechteckquerschnitten, wenn man von den gleichen Spannungen σ_b und σ_e ausgeht. Aber auch für Balkenquerschnitte zeigt sich das gleiche Gesetz, wie es oben für Rechteckquerschnitte gefunden wurde, daß nämlich bei angenommenen Werten σ_b, α und β die Betonzugspannung σ_{bz} jenseits einer gewissen Eisenzugspannung σ_e wieder fällt. Dies möge an folgendem Beispiel dargetan werden:

Tabelle II. Werte σ_{bz} für einen einfach bewehrten Plattenbalkenquerschnitt in Abhängigkeit von σ_e.
$\sigma_b = 20$ kg/cm², $\alpha = 4$, $\beta = 0{,}3$, h_0 = Rippenhöhe.
$h = 0{,}92\ h_0 + d$; $n = 15$.

σ_e	600	800	1000	1200
σ_{bz}	23,3	24,1	23,2	21,9

Die Berechnung erfolgte unter Benutzung der von Mörsch angegebenen Zahlenwerte in seinem „Eisenbetonbau“ (I. Band, I. Hälfte, V. Auflage, S. 314). Aus diesen Zahlenwerten ist auch ohne weiteres erkennbar, daß wie bei Rechteckquerschnitten auch bei Plattenbalken unter gleichen Verhältnissen und bei gleichem σ_e die Betonzugspannung stets mit der Betondruckspannung wächst.

Wenn nun auch nach den neuen Eisenbetonbestimmungen der Nachweis der Betonzugspannung nicht mehr gefordert wird, so erhellt doch aus den vorstehenden Darlegungen, daß die Niedrighaltung der Betondruckspannung ein wirksameres Mittel ist, Rißbildungen zu verhindern, als eine zu ängstliche Begrenzung der Eisenzugspannung. Um so auffälliger erscheint es daher, daß in den neuen Bestimmungen der zulässige Wert von σ_e nur von 750 auf 800 kg/cm², also um knapp 7% erhöht worden ist, während gleichzeitig σ_b von 30 auf 40, also um $33\frac{1}{3}$% heraufgesetzt wurde. Dabei wäre eine strengere Begrenzung von σ_b wirtschaftlich insofern von wesentlich geringerer Bedeutung, als gerade in Plattenbalken die Betondruckspannung aus konstruktiven Gründen ohnehin um so niedriger gewählt werden muß, je geringer die Stegbreite im Verhältnis zur Druckbreite ist. —

Die Tabelle I läßt sich auch zweckmäßig für die Untersuchung von Flüssigkeitsbehältern verwenden, bei welchen zur Erzielung einer ausreichenden Dichtigkeit die Nachprüfung von σ_{bz} stets empfehlenswert ist.

EIN BEITRAG ZUR BERECHNUNG DES KOLKES.

Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H.

Der Kolk, so alt wie der Wehrbau selbst, bildet ein Problem, an dessen Lösung Praktiker und Wissenschaftler unaufhaltsam arbeiten. Die bis jetzt erlangten Kenntnisse über den Kolk haben sich auch zu Regeln und Formeln verdichtet; diese sind aber mit Vorsicht anzuwenden. Deshalb begnügt man sich meistens auch damit, die Wehre ohne Rücksicht auf den Kolk entweder in gedrungener Form und tief oder mit langem Sturzboden und flach zu gründen. Den Kolk bekämpft man dann, je nach seinem Auftreten und seiner Ausbreitung, während des Betriebes. Einen wesentlichen Fortschritt in der Erkenntnis der Kolkfrage würde es m. E. bedeuten, wenn an allen einschlägigen Wehren, ob fest oder beweglich, von den Werkleitungen genaue Beobachtungen über die unterhalb dieser sich einstellende Umbildung des Gewässerbettes gemacht würden, und die sich zu beziehen hätten auf die fortschreitende Austiefung in der Richtung der Gewässerachse und auf eine Anzahl von Profilen senkrecht zu dieser, ferner auf alle Faktoren, die bei der Kolkbildung in Frage kommen. Diese Unterlagen wären dann zweckmäßig an ein Institut zur Erforschung des Wehrkolkes, das der Wasserbaulehrkanzel einer Technischen Hochschule mit neuzeitlich eingerichtetem Versuchslaboratorium anzugliedern wäre, weiter zu leiten, um dort ihre systematische Auswertung zum Nutzen der Volkswirtschaft zu erhalten. Nur die zentrale systematische Bearbeitung aller dieser Unterlagen, die uns die Wirkungsweise des Wassers unterhalb der Wehre bildlich übermitteln würden, wäre imstande, im Verein mit Laboratoriumsversuchen, Licht in die Strömungsverhältnisse des Kolkes zu bringen. Sie würde so zu empirischen, später zu genaueren Kolkformeln führen, die über die jetzt bestehenden großen Lücken in der Kolkfrage bei der Errichtung von Wehren eine Brücke zu schlagen imstande wären.

Im nachfolgenden soll nun versucht werden an Hand der beim Kolk auftretenden Kräfte und der Faktoren, die diese beeinflussen, soweit möglich, rechnungsmäßig zu verfolgen und ihre Wirkungsweise klarzulegen. Dabei stützt sich der Verfasser auf seine an Sturzbecken gemachten Beobachtungen. Jedoch wird auf die Aufstellung geschlossener mathematisch genauer Kolkformeln kein großer Wert gelegt. Die Gründe hierfür werden weiter unten mitgeteilt.

Die Kolkkräfte. Diese treten in jedem Gewässer auf, das durch den Einbau eines Hindernisses (Wehres) in seinen natürlichen Abflußverhältnissen eine Veränderung erfährt. Das Hindernis (Wehr) ist in diesem Falle zu vergleichen mit einem im Gewässerorganismus befindlichen Fremdkörper, der vom Wasser angegriffen und zu entfernen versucht wird.

Oberhalb und unterhalb des Hindernisses wird auf eine ganz bestimmte Strecke für den alten dynamischen Gleichgewichtszustand ein neuer ausgebildet. Dies hat zur Folge, daß besonders die Strecke unterhalb des Hindernisses von Grund auf umgeändert wird. Diese Umänderung geht in fast allen Fällen auf Kosten der Sicherheit und des Bestandes des Einbaues (Wehres) vor sich. Das Gewässer, das vor dem Einbau des Hindernisses seine Abflußmengen mit seinem natürlichen Gefälle entfernte, wird oberhalb durch den am Wehr erfolgenden Aufstau gezwungen, ein kleineres anzunehmen, während unterhalb des Stauwerkes, je nach der Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser, ein unvermittelter größerer oder kleinerer Gefällsbruch entsteht. Dieser Gefällsbruch ist mit ein Hauptfaktor bei der Kolkbildung. Die Lösung des Kolkproblems liegt, wie bekannt, zwischen dem Wehr einerseits und dem Punkt des Flußlaufes unterhalb andererseits, wo die natürlichen Abflußverhältnisse keine Veränderung durch den Kolk mehr erfahren können. Auf dieser Strecke findet die Umbildung der durch den freien Fall oder durch eine Druckhöhe (Ausfluß aus einer Schützenöffnung) frei werdenden Energie des Wassers statt.

Als ein weiterer kolkbildender Hauptfaktor tritt die über das feste Wehr oder durch die Schütze ins Unterwasser abfließende sekundliche Wassermenge in die Erscheinung. Maßgebend für den auftretenden tiefsten Kolkpunkt sind die Hochwässer, d. h. die sekundlichen Abflußmengen solcher, die pro Meter Wehr ein Maximum erreichen. Schon daraus ist zu entnehmen, daß die Kronenlänge des Wehres eine nicht zu

unterschätzende Bedeutung für den Kolk besitzt: denn bei eingeschränkter Wehrlänge ist der Abfluß pro Längeneinheit größer als bei einem den ganzen Fluß überspannenden Wehr. Im ersteren Falle tritt zu der größeren sekundlichen Wassermenge auch noch ein erhöhter Stau, der eine Vergrößerung des Wehrgefälles im Gefolge hat. Auch im Unterwasser wird sich, infolge der dem Oberwasser entzogenen Wassermenge, ein niederer Wasserstand ausbilden müssen, als er sich beim ursprünglichen Zustande des Flußbettes ausgebildet hätte. Durch richtige Bemessung der Wehrlänge unter Berücksichtigung wirtschaftlicher Momente hat der Ingenieur ein Mittel an der Hand, auf den Kolk einzuwirken.

Bei festen Wehren[1]) (Überfallwehren) ist für den Überfallstrahl und somit die pro Meter Wehrlänge überfallende sekundliche Wassermenge die vordere Überlaufkante maßgebend, weil von deren Form bei gegebener Wassermenge die Höhe der Überflutung des Wehrrückens abhängt. Auf die Formgebung der vorderen Überfallkante braucht hier nicht näher eingegangen zu werden, ebenso nicht auf die verschiedenen Arten Überfallstrahlen[2]), weil sie in jedem technischen Werk, das sich mit dem Wehrbau befaßt, nachgelesen werden können. Weiter beeinflußt den Kolk die Sprungweite des Überfallstrahles, die von der Zuflußgeschwindigkeit u und von der Spiegeldifferenz zwischen Ober- und Unterwasser abhängt. Sie bestimmt den Einfallswinkel α des frei ins Unterläßt. Der Wasserstrahl selbst ist ein Gebilde, das aus zwei Teilen besteht: einem äußeren, der Luft zugekehrten Teil, der infolge seiner starken Mischung mit Luft ein kleineres spezifisches Gewicht aufweist als der darunter liegende Teil, in den Luft weniger oder nicht eindringen kann.

Das Sturzbett ist, wie sein Name sagt, ein Bett, in das der führungslose Strahl abstürzt. Auf ihm soll die Geschwindigkeit des Wasserstrahles so vermindert werden, daß durch sie eine schädliche Wirkung auf die ungeschützte Bettsohle unterhalb des Sturzbettes nicht mehr eintritt. Der Wehrbau zeigt zwei ausgesprochene Ausführungsformen als vorherrschend: das nach dem Unterwasser geneigte und das wagerechte Sturzbett. Das nach dem Unterwasser ansteigende oder das stufenförmige sind weniger angewandte Ausführungsformen, trotzdem sie geeignet sind, die Strahlgeschwindigkeit wirksam zu verringern und deshalb auch kürzer gehalten werden können als die zwei erstgenannten Ausführungsformen. Beispiele dafür, daß die stromabwärts geneigten und auch die geraden Abfallböden Nachteile für das Wehr und Vorteile für den Kolk im Gefolge haben, sind in der einschlägigen Literatur genug zu finden.[3]). Aber alle Abfallböden, mögen sie konstruiert sein, wie sie wollen, bieten keine volle Gewähr dafür, daß der Kolk nicht eintritt, es sei denn, daß der überfallende oder unter Druck abfließende Wasserstrahl beim Verlassen des Sturzbettes auf ein natürliches Bett trifft, das

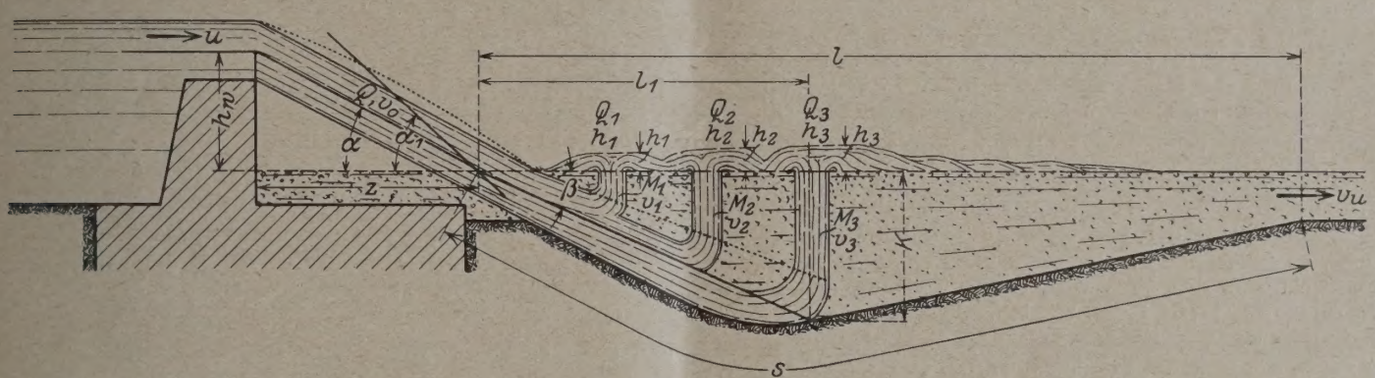


Abb. 1.

wasser eintretenden Strahls. Unter dem Einfallswinkel ist der in der Abb. 1 mit α bezeichnete verstanden. Die Tangente an den gekrümmten Überfallstrahl bei seinem Eintritt in das Unterwasser bildet mit dem Unterwasserspiegel den Winkel α_1 (Abb. 1). Er ergibt sich aus:

$$z^2 = u^2 \frac{2 h_w}{g}$$

zu

$$\frac{d h_w}{d z} = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{v}{u} = \frac{\sqrt{2 g h_w}}{u}.$$

Der Einfallswinkel wird durch Brechung des Strahles im Unterwasser in den Brechungswinkel β übergeführt. Von letzterem hängt mit die Entfernung des tiefsten Kolkpunktes vom Stauwerk ab, weil er bis zu diesem Punkte nicht mehr oder nur unwesentlich verändert wird. Beim Wasserdurchfluß aus Schützenwehröffnungen wächst die Strahlsprungweite mit dem Wasserdruck, von dem u abhängt, und der Höhendifferenz zwischen Mitte Ausflußöffnung und Unterwasserspiegel.

Der Überfallstrahl gelangt bei den vorkommenden Überfallhöhen fast immer geschlossen ins Unterwasser. Theoretisch muß infolge der Geschwindigkeitsvermehrung beim freien Fall die Strahldicke abnehmen; dies tritt aber nur bedingt ein, weil durch die auf den Strahl einwirkenden Kräfte (Reibung durch Luft und Wind, dann durch die in die äußeren Schichten des Strahles eintretende Luft) eine Geschwindigkeitshemmung eintritt, die den Strahl in seiner Stärke wieder anschwellen gleiche oder ähnliche Festigkeitseigenschaften besitzt wie das künstliche, oder in seiner Geschwindigkeit so vermindert wurde, daß der Flächendruck, der durch die Stoßkomponente des Wasserstrahls auf das natürliche Bett verursacht wird, kleiner bleibt als die Festigkeit des das Bett bildenden Materials. Ist dies nicht der Fall, so tritt auch bei dem auf dem Sturzboden abfließenden Strahl beim Übergang zwischen jenem und dem Flußbett immer eine Brechung des Strahles und damit der Kolk ein.

Weitere den Kolk begleitende Erscheinungen sind die Wasserwalzen, die sich teils unter (Grundwalzen), teils über dem Wasserstrahl (Deckwalzen) sowie an seinen Seiten (Seitenwalzen) bilden. Die ersteren drehen sich um eine wagerechte, die letzteren um eine senkrechte Achse. Deckwalzen sollen nach anderer Ansicht nur bei schießendem Wasser entstehen[4]). Bekanntlich geht das Wasser vom Strömen zum Schießen über, wenn die Wassergeschwindigkeit die Wellengeschwindigkeit erreicht, also $v_s = \sqrt{g t}$ wird, wo t die Wassertiefe, g die Erdbeschleunigung bedeutet. Für t kommt nur die Stärke des unter der Deckwalze durchziehenden Strahles in Betracht.

Allgemein kann gesagt werden: die Möglichkeit, daß das Wasser im Kolkbecken schießt, wächst bei geschlossenem Strahl mit der Abnahme der Strahlstärke, der Zunahme der Wehrhöhe und der Zuflußgeschwindigkeit u.

[1]) Von diesen soll hier nur die Rede sein.
[2]) Hier handelt es sich nur um den freien Strahl.
[3]) Vgl. Dipl.-Ing. Hans Roth, Kolkerfahrungen und ihre Berücksichtigung bei der Ausbildung beweglicher Wehre, Sonderabdruck der Schweizer Bauzeitung Bd. LXX, 1917
[4]) Gravell, Wasserkraft, Jahrgang 1923, Heft 5 und 7.

In allen vom Verfasser beobachteten Sturzbecken konnten Fließbewegungen des Wassers im Sinne der Deckwalzen festgestellt werden; es braucht dabei aber nicht immer auch zur geschlossenen Deckwalzenbildung zu kommen. Sobald der Überfallstrahl ins Unterwasser gelangt, fängt er an sich aufzulösen. Es werden Teile von ihm abgesplittert, die zum größeren Teil an die Oberfläche streben, zum kleineren aber nach den Seiten. Letzterer ruft die Querströmungen, ersterer die Quellen und Wirbel hervor. Beide aber arbeiten an der Vertiefung des Kolkes.

Bezeichnet man mit v_o die Geschwindigkeit, die der über das Wehr fallende Wasserstrahl beim Eintritt in das Unterwasser erreicht, mit v_u jene, mit der die Überfallmenge unterhalb des Kolkes abfließt, und mit Q_{max} die sekundlich über das Wehr abfließende maximale Wassermenge, so beträgt die gesamte im Kolkbecken umgewandelte kinetische Energie:

$$(1) \qquad \sum A_k = \frac{Q_{max}}{2g}(v_o^2 - v_u^2),$$

wenn das spezifische Gewicht des Wassers $\gamma = 1$ gesetzt wird.

Nach der Gleichung (1) ist die im Kolkbecken vernichtete Energie wesentlich von der Geschwindigkeit v_u abhängig. Je größer also v_u, d. h. das Gefälle der an den Kolk anschließenden Flußstrecke ist, desto kürzer und weniger tief wird der Kolk werden. An den Flußstrecken unterhalb des Kolkes läßt sich durch Gefällregulierung die Geschwindigkeit v_u, wenn überhaupt, nur schwer und unter hohen Kosten vergrößern, so daß ein größeres v_u als das vorhandene natürliche meistens nicht in Frage kommt. Die Geschwindigkeit $v_o = \sqrt{v^2 + u^2}$ ist wesentlich abhängig von der Überfallhöhe h_w, die die Geschwindigkeit v beeinflußt; diese wächst theoretisch nach $v = \sqrt{2 g h_w}$; hieraus ergibt sich, daß die Wehrhöhe an eine Grenze gebunden ist, die abhängig ist von der Beschaffenheit der Flußsohle. Führt das Gewässer Geschiebe, so füllen diese zwar, wenn die Rollstücke ins Unterwasser gelangen, den Kolk wieder zum Teil aus, andererseits aber rufen sie durch ihre abschleifende Wirkung eine Austiefung hervor.

Sehen wir nun zu, zu welchen Arbeiten die aus Gleichung (1) sich ergebende Energie verbraucht wird. Dabei geht man zweckmäßig vom vollständig fertigen Kolk aus. Denkt man sich den Wasserüberfall über das Wehr einen Augenblick eingestellt, so wird der Wasserspiegel im Kolk eine Lage einnehmen, die die normale heißen möge. Tritt nun der Überfall wieder in Tätigkeit, so wird der in die Wassermasse des Kolkes eindringende Strahl jene heben, aber auch in Bewegung setzen und zum Teil abfließen lassen. Ist das Maß der Schwerpunktverschiebung dieser durch den Strahl gehobenen Wassermasse in vertikaler Richtung τ, so wird die geleistete Hebungsarbeit

$$(2) \qquad A_1 = G\,\tau,$$

wenn G das Gewicht dieser Wassermasse bedeutet. Da die Strahlstärke aber mit der Abnahme der Strahlgeschwindigkeit wächst, so muß sich auf der Strecke zwischen dem Eintritt des Überfallstrahles in den Kolk und dem Punkt, an welchem der Strahl nicht mehr in der Lage ist, in die Wassermasse geschlossen einzudringen, ein Gefällunterschied entgegen dem natürlichen Flußgefälle ausbilden. Die Stelle also, an der die Energie des letzten Strahlteiles bis auf den Betrag, der zur Hebung seines Wassers bis zur Oberfläche nötig ist, ihre Vernichtung erreicht hat, ist gleichbedeutend mit einer Gefällsscheide im Kolkbecken. Dieses rückläufige Gefälle wird durch Hochquellen des Strahlwassers, das zwar auf der ganzen negativen Gefällsstrecke auftritt, in der Nähe der Gefällsscheide noch verstärkt.

Die um das Maß τ gehobene Wassermasse des Kolkes belastet den unter ihr durchziehenden Strahl; sie ruft auf seiner Oberfläche eine Reibungskraft hervor, welche $f_w G \sin\beta$ ist, wenn f_w den Reibungskoeffizienten für Wasser auf Wasser, $G \sin\beta$ die zum Wasserstrahle parallele Komponente des Wassergewichts G und β den Strahlneigungswinkel bedeuten. Die durch diese Reibung auf dem Wege s_1 geleistete Arbeit wird:

$$(3) \qquad A_2 = f_w G \sin\beta \frac{s_1}{2}.$$

Sie nimmt von Null (Eintritt des Strahles in den Kolk) bis zu einem Größtwert (tiefsten Kolkpunkt) zu. Die Abbremsung des Strahles durch die auf ihm lastende Wassermasse wird um so größer, je größer deren Gewicht, also auch der Winkel β, ist.

Bei geschlossener Deckwalzenbildung wird durch den Stoß des Wasserstrahles die über ihm liegende Wassermasse in drehende Bewegung versetzt. Durch aufquellendes Strahlwasser kann diese Drehbewegung aber zum Teil gestört werden. Die bei dieser Bewegung geleistete Energie wird:

$$(4) \qquad A_3 = \frac{M_1 v_1^2}{2} = \frac{G_1 v_1^2}{2g}$$

Hierin bedeutet v_1 die mittlere Geschwindigkeit, mit der sich die Deckwalze dreht, M_1 die Deckwalzenmasse, G_1 deren Gewicht und g die Erdbeschleunigung. Bei konstantem G_1 ist diese Arbeit hauptsächlich abhängig von der Geschwindigkeit v_1.

Bekanntlich ist die Stoßkraft des Wassers (hydraulischer Druck) auf eine ebene nicht in Ruhe befindliche Fläche:

$$P = \gamma \frac{(u_1 - c)^2}{g} F_m$$

und der Arbeitseffekt:

$$(4a) \qquad P c = \gamma \frac{(u_1 - c)^2}{g} c F_m,$$

u_1 ist aber die Geschwindigkeit v_o, und c die Geschwindigkeit v_1.

Durch Gleichsetzung der beiden Werte aus Gleichung (4) und (4a) erhält man:

$$\frac{G_1}{2g} v_1^2 = \frac{F_m}{g}(v_o - v_1)^2 v_1$$

oder:

$$\frac{G_1}{2 F_m} = \frac{(v_o - v_1)^2}{v_1};$$

und hieraus:

$$(5) \qquad v_1 = \frac{G_1 + 4 F_m v_o}{4 F_m} - \frac{1}{4 F_m}\sqrt{(G_1 + 4 F_m v_o)^2 - 16 F_m v_o^2}$$

F_m bedeutet den mittleren Strahlquerschnitt. Aber nur ein Teil der Strahlstoßkraft überträgt sich auf die Deckwalze oder leistet Arbeit nach Gleichung (2) bis (3); der größere Teil derselben entfällt auf die Sohle, wo er sich als angreifende Sohlenreibungsarbeit durch Vertiefung des Kolkes auswirkt, und auf die Quellen, wo kinetische Energie vernichtet wird. Beträgt die gesamte Reibungskraft des Strahles auf der Kolksohle $P_1 = \frac{v_m^2 U s}{2g}\lambda$, so wird die auf dem Wege s durch sie geleistete Arbeit:

$$(6) \qquad P_1 s = A_4 = \frac{v_m^2 U s^2 \lambda}{2g};$$

hierin hat v_m die bei Gleichung (12) angegebene Bedeutung; U = dem Umfang des Profils, auf dem die Reibung auftritt, $\lambda = 0{,}9$.

An der Energieumwandlung sind auch die eventuell auftretenden Seitenwalzen und die unter dem Strahl sich bildenden Grundwalzen beteiligt. Die letzteren treten am Wehrfuß auf und untergraben diesen; die ersteren greifen die Ufer an und unterspülen sie. Die Auskolkung am Wehrfuß kann, besonders bei Geschiebe führenden Flüssen, durch Rücktransport der Rollstücke wieder ausgefüllt werden.

Energieumwandelnde Gebilde sind weiter noch die schon erwähnten Querströmungen und Quellen sowie die Strudel.

Die Querströmungen im Gebiete des Kolkes fangen dort an aufzutreten, wo der Strahl ins Unterwasser gelangt, also an der Stelle, wo eine Ablenkung aus seiner ursprünglichen Richtung erfolgt. Es splittern vom Gesamtstrahl Teile,

schichtenförmig, der Reihe nach von oben her ab. Diese Erscheinung hängt mit der vertikalen Geschwindigkeitsverteilung im Strahle selbst zusammen. Die vor den einzelnen abgelösten Strahlschichten liegende Wasserwand kann ihrer Masse wegen von diesen nicht verdrängt werden, was zur Folge hat, daß die Strahlschicht nach oben abgelenkt wird, wo das Wasser derselben als Quelle an die Oberfläche tritt. Die einzelnen Strahlschichten dringen, entsprechend ihrer Geschwindigkeit, verschieden weit in den Kolk vor: die unterste am weitesten. Im Bereiche des sich auflösenden Strahles wird ein schwimmender Gegenstand[5]) nach allen Richtungen hin- und hergeworfen und, wenn ihn nicht zufällig eine günstige Strömung aus diesem brodelnden Bereiche hinausträgt, kann das Spiel des Wassers mit ihm oft Stunden dauern. Die letzten Quellen treten dort auf, wo die unterste, in den Kolk am weitesten vordringende Strahlschicht nicht mehr die Kraft besitzt, die ihr entgegentretende Wasserwand zu durchstoßen und, wie die vorhergehenden, dann nach oben umgelenkt wird. Das ist aber die Stelle der weiter oben bereits besprochenen Wasserscheide im Kolkbecken. Daß eine Ablösung einzelner Schichten des Strahles erfolgt, konnte vom Verfasser mittels verschieden schwer konstruierter Schwimmer, von denen jeder, entsprechend seinem Gewichte, in einer tieferen Strahlschicht schwamm als der vorhergehende, festgestellt werden: die leichtesten kamen dabei kurz unterhalb des Strahleinfalls an die Oberfläche, die schwersten am Ende der Quellenstrecke.

Aber nicht nur vertikal, sondern auch horizontal sind die Strahlgeschwindigkeiten verschieden, in der Wehrmitte am größten, gegen die Ufer zu kleiner werdend. Diese verschiedenen horizontalen Strahlgeschwindigkeiten haben auf das Vordringen des Gesamtstrahls in das Kolkbecken insofern einen Einfluß, als der über die Wehrmitte abfließende Strahlteil, entsprechend seiner größten Geschwindigkeit, am weitesten, der an den Wehrwangen aber, wo die Strahlgeschwindigkeit am kleinsten ist, weniger weit in das Kolkbecken vordringt. Unterhalb der Kolkwasserscheide beginnt die Übergangsstrecke, in der sich der Übergang zum natürlichen Flußgefälle vollzieht. Strudel treten im allgemeinen am Anfang der Umbildungsstrecke auf; sie sind fortschreitend in der Fließrichtung des Gewässers und drehen sich im allgemeinen im Sinne des Uhrzeigers. Sie scheinen sich in den Wasserschichten nahe der Oberfläche zu bilden und sich von hier ab nach der Tiefe bis auf die Kolksohle auszudehnen. Sie wirken bohrend auf die Kolksohle und vertiefen sie deshalb. Ferner erhöhen sie die innere Reibung des Wassers. Alle im Kolkbecken auftretenden Arbeitserscheinungen werden von Kräften ausgelöst, die auf den Wasserstrahl elastisch bremsend oder regulierend wirken. Durch die im Innern der Wassermasse auftretende Reibung erfolgt auch noch die Umwandlung von Strahlenergie in Wärme.

Betrachten wir die einzelnen im Kolkbecken auftretenden Arbeiten ihrer Größe nach, so kann A_1 [Gleichung (2)] keinen großen Wert annehmen, weil bei der Hebung der im Kolk durch den Strahl verdrängten Wassermasse diese infolge ihrer Kohäsionslosigkeit zum größten Teil abfließt. Das vorhandene Maß τ wird also einen kleinen Wert darstellen. Die Arbeit A_2 [Gleichung (3)] ist ebenfalls infolge des geringen Wertes des Reibungskoeffizienten (0,01) für Wasser auf Wasser klein. Das gleiche gilt auch, wenn man die gesamte umgewandelte Energie im Kolkbecken ins Auge faßt, von A_3 [Gleichung (4)]. Es bleibt, außer den Energie vernichtenden Querströmungen, Quellen und Strudeln, über deren Arbeitsleistung aber der Einblick fehlt, nur noch als wirklich bedeutende Arbeit A_4 [Gleichung (6)], die Sohlenreibungsarbeit, übrig.

Um aber auch ein Bild von der Größe der Arbeitsleistung der Quellen zu erhalten, beziehen wir uns auf die weiter oben (S. 112) schon angegebene Teilung des Überfallstrahles in einzelne Schichten beim Eintritt in den Kolk.

[5]) Beim freien Strahl sind Beschädigungen des Wehres durch solche Gegenstände nicht zu erwarten.

Bedeuten nach der Abb. 1 M_1, Q_1, v_1, h_1, M_2, Q_2, V_2, h_2, ..., M_p, Q_p, v_p, h_p Masse, Gewicht, Geschwindigkeit und Druckhöhe des Strahlteiles, so muß sein:

$$\frac{M_1 v_1^2}{2} = Q_1 h_1$$

$$\frac{M_2 v_2^2}{2} = Q_2 h_2$$

$$\vdots \qquad \vdots$$

$$\frac{M_p v_p^2}{2} = Q_p h_p$$

Ist nun weiter $M_1 = M_2 = \ldots = M_p = \frac{M}{p}$ und $Q_1 = Q_2 = \ldots = Q_p = \frac{Q}{p}$, wo M und Q Masse bzw. Gewicht des Gesamtstrahles bedeuten, so wird die Gesamtarbeit der Quellen:

$$(7) \qquad \frac{M}{2p}(v_1^2 + v_2^2 + \ldots + v_p^2) = \frac{Q}{p}(h_1 + h_2 + \ldots + h_p)$$

Setzt man in Gleichung (7) für $v_1^2, v_2^2, \ldots, v_p^2$ einen Mittelwert v_μ^2, so wird:

$$\frac{M v_\mu^2}{2} = \frac{Q}{p} \sum h$$

und hieraus mit $M = \frac{Q}{g}$:

$$(8) \qquad \sum h = \frac{p v_\mu^2}{2g}$$

Mit $v_\mu = {}^3/_4 v_o$ geht Gleichung (8) über in:

$$(9) \qquad \sum h = \frac{2 p v_o^2}{9 g} = 0{,}022\,64\, p\, v_o^2$$

Nun ergibt sich die gesamte Arbeit der Quellen zu:

$$(10) \qquad A_{qu} = \frac{Q}{p} \sum h = 0{,}022\,64\, Q\, v_o^2$$

Jetzt kann aber auch die Sohlenreibungsarbeit ermittelt werden; sie ist:

$$(11) \qquad A_4 = Q\,[0{,}051\,(v_o^2 - v_u^2) - 0{,}022\,64\, v_o^2]$$

$$\text{oder:} \quad A_4 = Q\,(0{,}028\,36\, v_o^2 - 0{,}051\, v_u^2)$$

Gleichung (11) muß denselben Wert für A_4 geben wie die Gleichung (6) mit Gleichung (12 a). Für $v_\mu = {}^2/_3 v_o$ wird die Arbeit der Sohlenreibungskraft ungefähr gleich groß wie die Arbeit der Quellen. $v_\mu = {}^2/_3 v_o$ wurde durch Messung an kleineren Kolkbecken ermittelt. Ob dieser Wert aber auch für andere größere Verhältnisse zutrifft, oder ob er kleiner ist, kann nur durch Versuche festgestellt werden.

Aus Gleichung (9) läßt sich, wenn die Anzahl der Quellen p und die Geschwindigkeit v_o bekannt sind, $\sum h$ berechnen.

Hier kann und soll es sich, wie schon eingangs erwähnt, nicht um die Aufstellung mathematisch genauer Kolkformeln handeln, weil ja die Erkenntnis des Kräftespiels im Kolkbecken noch sehr unvollständig ist. Bis zur völligen Erkenntnis dieses Kräftespiels aber wird man sich mit mehr oder minder angenäherten Berechnungsverfahren begnügen müssen, von denen die am besten sind, die in bezug auf die maßgebenden Faktoren mit der Wirklichkeit gut übereinstimmen oder durch Verbesserung ihrer Beiwerte dahin gelangen.

Auf die Berücksichtigung der Arbeiten A_1 bis A_3 kann ihrer Kleinheit wegen verzichtet werden. Man würde aber für alle maßgebenden Kolkwerte zu große Ergebnisse erhalten, wollte man auch noch auf die Energie vernichtenden Arbeitsleistungen der Quellen verzichten.

Die Arbeitsleistung der Quellen kann dadurch berücksichtigt werden, daß für den Umfang U, auf dem die Sohlen-

reibung auftritt, ein Vielfaches von U, also νU, eingeführt wird[6]). Der Beiwert ν[7]) ist stets größer als 1 und wächst jedenfalls in der Hauptsache mit der über das Wehr sekundlich abfließenden Wassermenge und den Faktoren, von denen auch die Geschwindigkeit v_o beeinflußt wird.

Es wird also gesetzt:

$$\frac{Q}{2g}(v_o^2 - v_u^2) = \lambda v_m^2 \frac{U\nu}{2g} s^2. \tag{12}$$

Die in der Gleichung (12) gebrauchten Bezeichnungen haben die weiter oben schon angegebene Bedeutung. v_m ist die mittlere Geschwindigkeit des Betrages von $v_o - v_u$, der auf der Strecke s pro m durch die Reibung aufgezehrt wird. Führt man für v_m^2 den Wert ein:

$$v_m^2 = \frac{v_u^2 s^2 - v_o^2}{s^3}, \tag{12a}$$

so wird aus Gleichung (12) nach der Umformung:

$$s^2 - \frac{s}{v_u^2}\frac{Q(v_o^2 - v_u^2)}{\nu U \lambda} - \frac{v_o^2}{v_u^2} = 0. \tag{12b}$$

Setzt man nun:

$$\frac{1}{v_u^2}\frac{Q(v_o^2 - v_u^2)}{\nu U \lambda} = a \tag{12c}$$

$$\frac{v_o^2}{v_u^2} = b, \tag{12d}$$

so wird: $s^2 - s\,a - b = 0,$

oder: $$s = \frac{a}{2} + \sqrt{\frac{a^2}{4} + b}. \tag{13}$$

Ist b vernachlässigbar, so wird $s = a$.

Setzt man den Ausdruck für A_4 [Gleichung (6)] in Gleichung (11) ein und löst nach v_m auf, so erhält man:

$$v_m = \sqrt{\frac{2gQ}{s^2 \lambda U}(0{,}02836\, v_o^2 - 0{,}051\, v_u^2)};$$

aus Gleichung (12a) erhält man:

$$v_m = \sqrt{\frac{v_u^2 s^2 - v_o^2}{s^3}}.$$

Die Werte für v_m aus beiden Gleichungen müssen einander gleich sein.

In Gleichung (13) ist s die Länge der Kolksohle vom Eintritt des Überfallstrahles in das Kolkbecken bis an das Ende der Übergangsstrecke, also der Stelle im Unterwasser, an der die Energieumwandlung vollständig beendet ist (s. Abb. 1). Ist die Kolksohlenlänge s n-mal größer als die Länge der Wasserspiegellinie zwischen den angegebenen Punkten, so ergibt sich die Wasserspiegellinie:

$$l = \frac{s}{n}. \tag{14}$$

An den von mir beobachteten Kolkbecken liegt n zwischen 1,2 bis 1,5.

Der tiefste Kolkpunkt liegt $\frac{1}{m}$ der Kolkbeckenlänge l vom Einfall des Überfallstrahles ins Unterwasser entfernt. Nennt man die Strecke vom Eintritt des Überfallstrahles ins Unterwasser bis zum tiefsten Kolkpunkt l_1, so wird:

$$l_1 = \frac{l}{m} = \frac{s}{n\,m} \tag{15}$$

An den von mir untersuchten Kolkbecken habe ich für $\frac{1}{m}$ den Wert $\frac{1}{3}$ bis $\frac{1}{4}$ gefunden.

Bezeichnet man die Überfallhöhe mit h_w, die zu h_w gehörende durch den freien Fall hervorgerufene senkrechte Strahlgeschwindigkeit mit v, dann wird $v = g\,t_1 = \sqrt{2\,g\,h_w}$. Die Strahlsprungweite ergibt sich zu $z = u\,t_1$; hierin bedeutet u die Geschwindigkeit des überfallenden Wassers auf der Wehrkrone und t_1 die Zeit, die ein Wasserteilchen gebraucht, um die Höhe h_w frei zu durchfallen.

Mit $h_w = \frac{1}{2} g\, t_1^2$ folgt:

$$z = u\sqrt{\frac{2\,h_w}{g}} \tag{I}$$

Die Geschwindigkeit

$$v_o = \sqrt{v^2 + u^2} \tag{II}$$

Der Überfallstrahl wird beim Eintritt in das Kolkbecken abgelenkt. Die Ablenkung des Strahles beeinflußt, wie schon früher hervorgehoben wurde, wesentlich die Kolktiefe. Versteht man unter dem Einfallswinkel den Winkel α (Abb. 1), dessen $\operatorname{tg} = \frac{h_w}{z}$ ist, unter dem Ablenkungs- oder Brechungswinkel den Winkel β (Abb. 1), den der gebrochene Strahl mit dem Unterwasserspiegel einschließt, so kann man den Brechungsindex setzen:

$$\frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\beta} = \varepsilon,$$

hieraus erhält man:

$$\operatorname{tg}\beta = \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\varepsilon} = \frac{h_w}{z\,\varepsilon} \tag{16}$$

Nun wird die Kolktiefe:

$$K = l_1 \operatorname{tg}\beta = \frac{s\,h_w}{n\,m\,z\,\varepsilon} \tag{17}$$

Aus Gleichung (16) geht hervor, daß für $\alpha = 0°$ auch der Brechungswinkel Null wird. Der Brechungsindex wird 1. Ein Kolk kann nicht auftreten, weil dann der Abfluß sich wie im hindernislosen Flußbett vollzieht. Für $\alpha = 90°$ wird β ebenfalls 90°. Eine Brechung des Überfallstrahles findet wiederum nicht statt. Der Brechungsindex wäre in diesem Falle ebenfalls gleich 1 und die Kolktiefe theoretisch unendlich groß. Dies hat zur Voraussetzung, daß die Wehrhöhe und die Strahlsprungweite ebenfalls unendlich groß sein müßten. Die Gleichung, die für $\alpha = 0°$ und $\alpha = 90°$ den Brechungsindex 1 liefert, lautet:

$$\varepsilon = \cos\alpha + \sin\alpha.$$

Danach würde für:

$\alpha°$	ε	$\beta°$
0°	1	0°
30°	1,37	18° 20′
45°	2,82	19°
60°	1,27	51° 50′
90°	1	90°

In Abb. 2 ist die Gleichung für ε bildlich dargestellt.

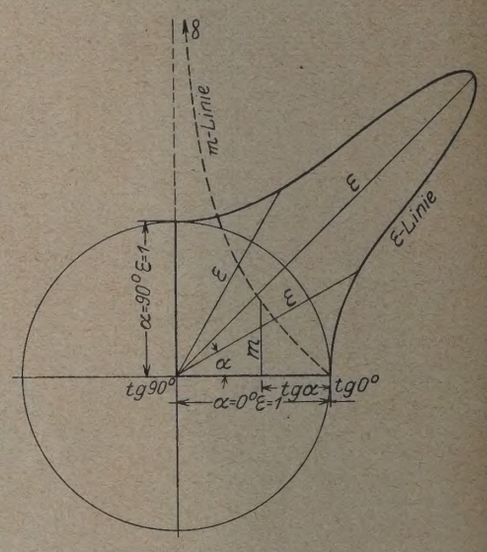


Abb. 2.

Mit der Zunahme des Winkels α rückt der tiefste Kolkpunkt immer näher an die Strahleinfallsstelle; die Strecke l_1 wird immer kleiner, der Beiwert m immer größer, bis sie für $\alpha = 90° = \beta$ Null wird. Den Brechungsindex Gleichung (16) konnte ich an den von mir beobachteten Sturzbecken im Mittel zu 1,6 feststellen. Er wird je nach der Wehrhöhe und der Strahlsprungweite in seiner Größe schwanken. Aber aus einer genügend großen Anzahl Beobachtungen an verschiedenen Wehren lassen sich weitere Einzelwerte und auch Mittelwerte

[6]) Dasselbe würde erreicht, wenn man $\frac{Q}{2g}(v_o^2 - v_u^2)$ durch ν dividieren würde, was vielleicht im Ansatz richtiger wäre.

[7]) In den von mir beobachteten Sturzbecken (Diluvialboden) kommt der Wert $\nu = 2$ in Frage.

für den Brechungsindex ableiten. Auch für die Beiwerte der Gleichungen (12), (14), (15) und (16) können an Hand genügender Beobachtungen weitere Einzelwerte und auch Mittelwerte erhalten werden.

Zum Schluß sollen nun obige Gleichungen auf zwei Beispiele Anwendung finden.

Beispiel 1: Überfallwehr Hochstadt. Vgl. Dr.-Ing. G. J. Lehr, „Natürliche Kolkbecken", Wasserkraft Jahrg. 1924, Heft 8, Seite 99 bis 102.

Die über dieses Wehr abfließende maximale Wassermenge beträgt $Q_{max} = 10$ m³/sec, die Überfallhöhe $h_w = 0{,}55$ m, die Geschwindigkeit $v_o = 4{,}5$ m/sec, die Geschwindigkeit $v_u = 0{,}74$ m/sec, die Wehrbreite = 5,60 m.

Der in die Rechnung eingeführte Umfang, auf dem unter Berücksichtigung der Quellen Sohlenreibungsarbeit geleistet wird, wird gleich der Wehrbreite = 5,60 m gesetzt, so daß mit $\nu = 2$ das rechnungsmäßige $U = 2 \cdot 5{,}60 = 11{,}20$ m wird. Nach Gleichung (12c) wird

$$a = \frac{10\,(4{,}5^2 - 0{,}74^2)}{0{,}74^2 \cdot 11{,}2 \cdot 0{,}9} = 35{,}56$$

Nach Gleichung (12d) wird

$$b = \frac{4{,}5^2}{0{,}74^2} = 36{,}80$$

Nun wird nach Gleichung (13):

$$s = 17{,}78 + \sqrt{17{,}78^2 + 36{,}57} = 36{,}75 \text{ m}.$$

Legt man für n den Wert 1,2 zugrunde, so wird nach Gleichung (14):

$$l = \frac{36{,}75}{1{,}2} = 30{,}50 \text{ m}.$$

Mit $1/m = 1/4$ wird dann nach Gleichung (15):

$$l_1 = \frac{30{,}5}{4} = 7{,}63 \text{ m}.$$

Nach Gleichung (16) wird, wenn man den Brechungsindex mit 1,6 einführt, $\operatorname{tg}\beta = \frac{0{,}55}{1{,}03 \cdot 1{,}6} = 0{,}334$, und nun nach Gleichung (17) die größte Kolktiefe:

$$K = 7{,}63 \cdot 0{,}334 = 2{,}54 \text{ m}.$$

Die Sprungweite des Strahles wurde ermittelt nach Gleichung (I) zu:

$$z = 3{,}12 \sqrt{\frac{2 \cdot 0{,}55}{g}} = 1{,}03 \text{ m}.$$

Die an diesem Wehr gemachten Messungen ergaben (s. a. a. O.) für:

$l = 28$ m
$l_1 = 8$ m
$K = 2{,}35$ m.

Beispiel 2. Über ein Wehr von 60 m Länge fließen bei Hochwasser 30 m³/sec pro m ab. Die Höhe h_w zwischen Strahlmitte und Unterwasserspiegel beträgt 4,17 m; die Geschwindigkeit v_u sei = 2 m/sec. Gefragt ist nach der Kolktiefe, die sich bei unbefestigter Sohle im Laufe der Zeit einstellen wird.

Die Höhe des überfallenden Wasserstrahles ergibt sich, bei Vernachlässigung der Geschwindigkeit des ankommenden Wassers und mit $^2/_3\,\mu = 0{,}55$ zu:

$$h_1 = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{(0{,}55\,b)^2 \cdot 19{,}62}} = \sqrt[3]{\frac{1800^2}{(0{,}55 \cdot 60)^2 \cdot 19{,}62}} = 5{,}29 \text{ m}^{8)}$$

Damit wird: $u = \frac{1800}{5{,}29 \cdot 60} = 5{,}67$ m/sec.[8)]

Die durch den freien Fall des Wassers hervorgerufene Geschwindigkeit

$$v = \sqrt{2\,g\,h_w} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 4{,}17} = 9{,}04 \text{ m/sec};$$

nun wird die Geschwindigkeit beim Eintritt des Wasserstrahles ins Unterwasser:

$$v_o = \sqrt{u^2 + v_o^2} = \sqrt{5{,}67^2 + 9{,}04^2} = 10{,}67 \text{ m/sec}.$$

Jetzt kann nach Gleichung (12c) a berechnet werden — ϱ wird gleich 2 gesetzt —:

$$a = \frac{1800\,(10{,}67^2 - 2^2)}{2^2 \cdot 2 \cdot 60 \cdot 0{,}9} = 457{,}20$$

$$b = \frac{10{,}67^2}{2^2} = 28{,}64$$

b kann vernachlässigt werden. Es wird also $s = a = 457$ m.

Nun ergibt sich die Kolktiefe mit $z = 5{,}67 \sqrt{\frac{4{,}17 \cdot 2}{9{,}81}} = 5{,}22$ m:

$$K = \frac{475 \cdot 4.17}{1{,}5 \cdot 6 \cdot 5{,}22 \cdot 2} = \backsim 21 \text{ m}.$$

Hierbei wurde gesetzt für $n = 1{,}5$, für $\frac{1}{m} = \frac{1}{6}$ und für $\varepsilon = 2$.

Dies geschah aus der Erwägung heraus, daß für einen steileren Einfallswinkel gegenüber dem von Beispiel 1 auch die Beiwerte sich erhöhen müssen. In Beispiel 1 beträgt $\alpha = \backsim 28°\ 10'$ und im 2. Beispiel ist $\alpha = 38°\ 40'$.

Die Tiefe im Unterwasser bei $v_u = 2$ m/sec beträgt 15 m, so daß hiernach die Flußsohle 6 m tief ausgekolkt werden würde.

Zum Schlusse darf noch erwähnt werden, daß die Beobachtungen sich auf Wehre beziehen, die im Diluvialboden der Rheinebene liegen.

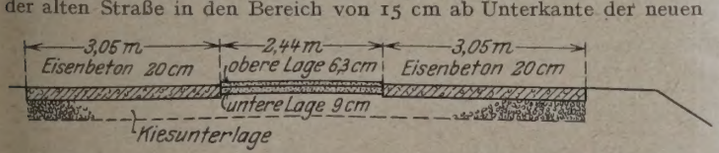
[8)] Der genauere Wert von $h_1 = 5{,}09$ m und derjenige von $u = 5{,}89$ m/sec. Das größere u hat auf v_o einen unwesentlichen Einfluß.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Bau einer 3 Streifen-Betonstraße.

(Nach Engineering News-Record 1925, S. 299.)

Die neue Straße ersetzt eine 10 Jahre alte, nicht genügend breite Straße zwischen den Städten Canton und Stougton in Massachusetts. Gleichzeitig mit der Verbreiterung und Oberflächenverbesserung wird eine Steigungskorrektion vorgenommen, so daß die maximale Steigung 5,6% beträgt. Es wird kein Versuch gemacht, die alte Macadam-Straße als Untergrund für die neue Straße zu retten. Alles was von der alten Straße in den Bereich von 15 cm ab Unterkante der neuen



Straße hereinreicht, wird abgespitzt bzw. ausgehoben und parallel der neuen Straßenoberfläche neu geebnet. Der vorherrschende Bautyp ist aus beistehender Skizze ersichtlich.

Zwei seitliche Streifen von ca. 3 m Breite aus Eisenbeton und ein 2½ m breiter Mittelstreifen aus bituminösem Macadam. Der Mittelstreifen wird zweischichtig hergestellt aus einer oberen Lage aus 6 cm gebrochenem, mit Asphalt ausgegossenen Steinen und einer unteren Lage aus 9 cm Steinvorlage in Sand. Soweit der Untergrund unstabil und die Bruchgefahr für den Beton zu groß ist, wird die ganze Straßenbreite wie der beschriebene Mittelstreifen ausgebildet. Bei sumpfigem Untergrund wird die Straße einschichtig im Sinne der eben beschriebenen oberen Schicht hergestellt. In jedem Falle aber bildet eine 15—30 cm starke Kiesunterlage die Tragfläche der Straße. Die Betonplatte ist 20 cm dick und mit Querbewehrung versehen. Die Plattenränder werden, 7,5 cm vom Rand entfernt, mit 5 cm tief im Beton liegenden Formeisen bewehrt. In Abständen von nicht weniger als 20 m werden der Norm entsprechende Ausdehnungsfugen angeordnet. Dübel verbinden die einzelnen Platten.

Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Anforderungen an den Zement für neuzeitliche Betonstraßen.

An die Zugfestigkeit des Betons werden in den jetzigen Betonstraßen von Anfang an hohe Anforderungen gestellt durch das Schwinden beim Trocknen, die Bodenreibung und das Verziehen bei Änderungen der Temperatur und des Feuchtigkeitsgehalts, die Biegung unter wechselnden schweren Lasten und die Biegung infolge ungleicher Tragkraft des Untergrundes, ebenfalls hohe Anforderungen an die Druckfestigkeit bei Zunahme von Temperatur und Feuchtigkeitsgehalt, besonders im Frühjahr, wo beides zusammentrifft. Diesen Anforderungen läßt sich zwar entsprechen durch größere Betondichtigkeit mit geringerem Wasserzusatz, mehr Zement, Zuschlagstoffe von größerer Festigkeit und sorgfältig zusammengesetzter Körnung, aber auch durch

Zement von höherer Festigkeit. Ein solcher Zement müßte binnen wenigen Tagen eine hohe Zugfestigkeit erreichen, wenig schwinden und lange Zeit widerstandsfähig bleiben gegen Wechsel von Frost und Tauwetter, Nässe und Trockenheit, gegen Temperaturänderungen und gegen Be- und Entlastungen. Manche Portlandzemente genügen schon jetzt diesen Anforderungen, bei den meisten werden sie sich ohne wesentliche Änderungen in der Erzeugung durch sorgfältige Überwachung des richtigen Verfahrens erreichen lassen und nur bei wenigen unerreichbar bleiben. Die Anpassung der Zementerzeugung an diese Bedürfnisse lohnt schon, denn der Zementverbrauch für Betonstraßen hat in den Vereinigten Staaten bereits 25% der ganzen Zementerzeugung erreicht. (A. T. Goldbeck, frh. Vorstand der Prüfungsabteilung des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten, im Concrete vom Dezember 1925, S. 30—32.) N.

Ein neuer Rangierdampfkran.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Benedict, Duisburg.

Für den Umschlagverkehr in Hafenanlagen und auf Lagerplätzen, in Kiesgruben, Ziegeleien, zur Heranschaffung von Bau- und Hilfsmaterialien auf Baustellen und bei Kanalarbeiten hat sich der auf normalem Eisenbahngleis fahrbare Dampfkran wegen seiner einfachen Bedienung und vielseitigen Verwendbarkeit als besonders geeignet erwiesen. Er ist mit wenigen Handgriffen für Lasthakenbetrieb zur Verladung von Stückgütern, für Greifer- oder Lasthebemagnetbetrieb zur Förderung von Massengütern herzurichten. Außerdem ist es meist notwendig, die zu be- oder entladenden Eisenbahnwagen zu rangieren, um neue Wagen an die Arbeitsstelle heranzuführen. Die

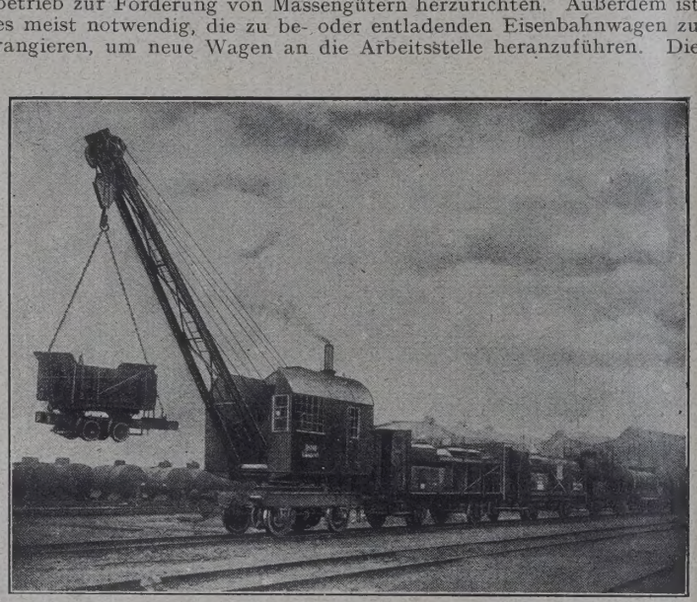


Abb. 1. Dampfkran mit besonders hoher Rangierleistung.

Erledigung aller dieser Arbeiten durch den Dampfkran macht die Beschäftigung besonderer Hilfsarbeiter für diese Zwecke überflüssig.

Allerdings ist ein Dampfkran gewöhnlicher Bauart dieser Tätigkeit nicht recht gewachsen; wenn er auch imstande ist, einen oder zwei beladene Wagen zu verschieben, so erschöpft sich doch die Leistung des Kessels schon bei verhältnismäßig kurzen Wegen und geringen Fahrgeschwindigkeiten, so daß es fast immer notwendig ist, vor dem Beginn der eigentlichen Förderarbeit Atempausen einzulegen. Für einen lebhaften Betrieb genügt also der gewöhnliche Dampfkran hinsichtlich der Rangierleistung den Ansprüchen nicht, und man ist oft gezwungen, dafür eine besondere Rangierlokomotive zu benutzen.

Aus diesen Erwägungen hat man eine neue Konstruktion[1]) geschaffen. Dieser Dampfkran ist in seinen äußeren und den Kessel-Abmessungen nicht größer als die bekannte Bauart; seine Ausladung und Tragkraft genügen ebenfalls den üblichen Ansprüchen. Indessen wird durch besonders vorteilhaft gewählte Verhältnisse zwischen Kessel, Dampfmaschine und Fahrwerksübersetzung eine erheblich höhere Rangierleistung erreicht.

Während bisher beim normalen Dampfkran die Rangierleistung bei einer Zuglast von 90 t und einer Fahrgeschwindigkeit bei Vollast mit 50—60 m/min., ohne Last mit 100—120 m/min. angegeben wird, ist der neue Kran imstande, ein Zuggewicht von 100 t mit einer Geschwindigkeit von 150 m/min auf gerader ebener Strecke zu fördern: d. h. 5 beladene Wagen mit je 15 t Nutzlast. Selbst bei einer Steigung von 1:100 aufwärts entwickelt er mit gleicher Last noch eine Geschwindigkeit von 100 m/min. Auf geraden ebenen Gleisen kann die Geschwindigkeit bei Vollast bis auf 150 m/min und ohne Last bis auf 200 m gesteigert werden. Dabei hält der Kessel den Dampfdruck viel besser als sonst.

Abgesehen von den hierfür notwendigen konstruktiven Änderungen hat man auch die Handhabung erleichtert. Der Kranführer hat nämlich seinen Platz unmittelbar hinter der vorderen Führerhauswand und bekommt dadurch einen sehr guten, völlig unbehinderten Überblick über sein Arbeitsfeld. Die Hebelübersetzungen für die Steuerbewegungen sind so gewählt, daß der Kranführer sie leicht ausführen kann. Da hierfür nur geringe Kräfte nötig sind, wird einer Ermüdung des Kranführers vorgebeugt, wie sie bisher z. B. leicht beim Schalten des Wendegetriebes für das Drehwerk eintrat; die neue Konstruktion vermindert also Zeitverluste und erhöht damit die Beweglichkeit und Arbeitsgeschwindigkeit bedeutend.

Von der Tagung der Vereinigung der amerikanischen Eisenbauanstalten.[1])

Von Magistratsbaurat Dr. Luz David, Berlin.

Während bei den früheren Tagungen des American Institute of Steel Construction vorwiegend über wirtschaftliche Fragen verhandelt wurde, so waren diesmal zum ersten Male technische Fragen vorherschend, obwohl naturgemäß auch rein wirtschaftliches erörtert worden ist.

Prof. G. F. Swain von der Harvard Universität sprach über die Notwendigkeit weiterer Forschung im Eisenbau, während der Vorstandsbericht den Vorschlag brachte, daß der Verband in ein planmäßiges Studium eintreten solle, um Verbesserungen im Eisenbau herauszufinden.

Zwischendurch kam das Submissionsunwesen zur Sprache und es wurde darauf hingewiesen, daß die 300 amerikanischen Eisenbauanstalten bei einem Kapitalwert von 200 Millionen Dollar eine Jahreserzeugung von 2,3 Millionen t im Werte von 250 Millionen Dollar aufweisen. — Es wurde die Ansicht geäußert, daß im Wohnhausbau noch ein weites Feld für den Eisenbau offen steht, und es wurde weiterhin betont, daß die Produktion von Eisenbauten (obwohl größer als ehedem) die Aufnahmefähigkeit des Landes bei weitem nicht erreicht. Nach dem Bericht sind zwar alle Eisenbauanstalten mit Aufträgen überhäuft, jedoch arbeiten alle ohne Verdienst. Mr. Vogel erklärte, daß die bisherigen Geschäftspraktiken im Eisenbau abwegig seien; dies sei allein schon hieraus zu erkennen, daß Stahlkonstruktionen 11% im Preise niedriger wären als 1924, Betonkonstruktionen nur 4% niedriger und Holzbauten gar höher seien; dies ist dem skrupellosen Unterbieten der Eisenbauanstalten unter sich zuzuschreiben. Mr. Vogel empfiehlt erschwerende Maßnahmen wie Bildung eines Codex für Geschäfts-Ethik bei Einführung von Aufsichts-Ingenieuren hierfür.

Mr. Miller tritt dafür ein, daß die Trägeranschlüsse den Deckennutzlasten angepaßt werden sollten, die vom Handelsministerium empfohlen werden. Den Anhang der erwähnten Bestimmungen verwarf er jedoch als geradezu gefahrdrohend. Dieser Anhang berichtet u. a. über die gewogenen Höchstnutzlasten in verschiedenen Baulichkeiten. Für Krankenhäuser z. B. war als Ergebnis der gefundenen Lasten angegeben worden: 37 kg/m². Dies hatte zur Folge, daß ein Architekt diese Belastung bereits einem Krankenhausentwurf in der Tat zugrunde legte. —

Unbedingt erforderlich sei es, Trägeranschlüsse endlich und endgültig zu normalisieren, ferner müßten unbedingt Versuche zwecks Erforschung leichterer Deckenbauweisen angestellt werden, ebenso über das Schweißen.

Mr. Weymouth (namens des Ausschusses für Versuchswesen) berichtet, daß im Ausschuß die besten Entwurfs- und Ausführungsweisen für den Eisenbau erforscht werden sollten. Auf der andern Seite ist es jedoch Pflicht der Eisenbauanstalten selbst, dauernd zu untersuchen, ob ihre Erzeugnisse nicht etwa mit überflüssigen Gestehungskosten belastet seien. Er empfiehlt Zusammenschluß jener Organisationen, deren „Pfade sich kreuzen". Ein großer gemeinschaftlicher Forschungsausschuß sei zu bilden.

Versuche seien erforderlich über die Wertung von Nieten und Schraubenbolzen, Trägerkonstruktionen mit und ohne Aussteifwinkel, die Widerstandsfähigkeit von besonders leichten Baugliedern (Verbandelemente), den Wert verschiedener Typen von Windverbänden, Feuerschutz, Schweißungen und über Schweißanlagen, das Brennschneideverfahren, schließlich über das Stanzen von Löchern mit nachfolgendem Aufreiben.

Mr. Spencer berichtete über Fehlschläge bei Nietverbindungen mit überhitzten (sog. verbrannten) Nieten. Die Versuchsstücke wurden in sieben verschiedenen Werkstätten hergestellt und zwar mit Kohlen-, Öl-, Gas- und elektrischen Nietwärmeöfen und mit fünf verschiedenen Nietmaterialarten. Auch die Möglichkeit von federnden Nietverbindungen wurde durch Einschaltung federnder Beilagen in die Versuchsstücke, berücksichtigt, wodurch beim Schlagen des Niets dessen Schaft auf Zug und Druck beansprucht worden war. Es ergab sich folgendes: Die Versuche zeigten eine ziemliche Unabhängigkeit vom Mangan- und Kohlenstoffgehalt des Nietmaterials, der zwischen 10—22 Punkten C und 33—84 Mn schwankte. Sog. überhitzte Nieten barsten entweder schon beim Schlagprozeß selbst oder zeigten geringere Zugfestigkeit oder Dehnung. Die Vibrationsbeanspruchung bewirkte eine ausnehmend geringe Schlagfestigkeit. Dagegen war niemals irgend ein derartiger Mißerfolg zu verzeichnen, wenn

[1]) Bauart Niemag, Duisburg-Meiderich.

[1]) Berichtet nach Eng Rec vom 19. November 1925.

die Nieterwärmung unterhalb einer gewissen kritischen Temperatur, nämlich 1550—1650° C blieb. Mikroskopische Untersuchungen zeigten, sobald die betr. Temperatur erreicht war, schnelle Kornvergrößerung und bei noch höheren Temperaturen innere Risse.

Versuche mit geschweißten Verbindungen führten dazu, daß in Canton das ganze eiserne Rahmentragwerk eines Gebäudes gänzlich geschweißt ausgeführt worden ist. Die Ersparnis an Löhnen wird mit 23% angegeben.

Nach Eröterung von Feuerschutz- und Verstärkungsarbeiten durch Spritzbeton berichtete Prof. Mackay über Versuche über T-Träger, die mit und ohne Stelzung einbetoniert worden waren. Ergebnis: 26 cm I-Träger in 10 cm Eisenbetondecken (mit Stelzung) ergaben vollkommene Verbundwirkung.

15 cm I-Träger; hierbei zeigte sich bei einer nur 2 cm starken Überdeckung des oberen Flansches keine Störung im Verband des Tragwerks (? ?), selbst noch bei einer Eisenbeanspruchung von 2100 kg/cm². Dies erscheint recht fragwürdig und es ist sehr schade, daß keinerlei Anhalt vorhanden ist, wie σ_e berechnet wurde.

Weitere Versuche, über die leider gar nichts in der angegebenen Quelle zu finden ist, betraf die Wirkung der negativen Stützenmomente von Deckenkonstruktionen bei Deckenträgern, die in die Unterzüge eingewinkelt werden.

Zusammenfassend gibt Mackay an, daß aus der vorstehend angeführten Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen I-Trägern und Eisenbetonplatte, eine Ersparnis von 30—45% im Entwurf erzielt werden kann. Aus diesem Grunde befürwortete er noch planmäßige Versuche, ehe man die Nutzanwendung für schwere Decken-Nutzlasten in der Praxis zieht.

Nicht uninteressant ist die beantragte Regelung des Mitgliedsbeitrags, der je nach Größe der Jahresproduktion 5 Cent bis höchstens 25 Cent pro t beträgt.

Die Vereinigung, zählt von den 300 im ganzen vorhandenen Eisenbauanstalten über $^2/_3$ zu ihren Mitgliedern.

Da die Gesamttonnenerzeugung jährlich 2 300 000 t beträgt, so hätte diese amerikanische Vereinigung einen jährlichen Mitgliedsbeitrag von $^2/_3 \cdot 2\,300\,000 \cdot {}^1/_7$[2]) = 220 000 Dollar zur Verfügung. Da der größere Teil davon dem Versuchswesen zugute kommen wird, so ist dies im Interesse der Gewinnung neuer Erkenntnisse sehr zu begrüßen.

Hochwertiger Baustahl St. 48.

DieHauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gsellschaft gibt unter 82 D 877 nachstehenden Erlaß vom 26. Januar 1926 bekannt:

Die am 15. Dezember 1925 in Rheinhausen zwischen Vertretern des Herrn Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt, des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute, des Deutschen Eisenbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft abgehaltene Besprechung über die mit dem hochwertigen Baustahl gemachten Erfahrungen hatte folgende Ergebnisse:

1. Die Erfahrungen mit St. 48 sind im allgemeinen gut, so daß seine Verwendung, namentlich beim Bau mittlerer und größerer Brücken, mit Nachdruck gefördert werden soll.

2. Die Streckgrenze soll künftig bei der Abnahme nach der vom Eisenbahn-Zentralamt an die Abnahmebeamten am 2. Januar 1925 ergangenen Weisung festgestellt werden. Sie muß mindestens 29 km/mm² betragen.

3. Bleche aus St. 48 sind grundsätzlich auszuglühen (zu normalisieren).

4. Breiteisen aus St. 48 dürfen zu Knotenblechen nur bei untergeordneten Verbänden verwendet werden.

5. Bei Knotenblechen aus Grobblech muß die Bruchdehnung nach zwei zueinander rechtwinkligen Richtungen festgestellt werden, bei allen anderen Blechen nur in der Längsrichtung, bei Knotenblechen aus Breiteisen nur in der Walzrichtung. In jedem Falle muß die Bruchdehnung mindestens 18% betragen.

6. St. 48 ist folgendermaßen zu kennzeichnen:

a) In den Kopf der erstarrenden Blöcke wird ein aus dem Kopf herausragendes Stück Eisen (Winkel-, Rund- oder dergl. Eisen) hineingesteckt.

b) Jedes Stab- und Formeisen erhält nach dem Warmsägeschnitt einen Stempel St. 48 und nach dem Erkalten einen durchgehenden weißen Ölfarbenanstrich.

c) Bleche erhalten im warmen Zustande einen Stempel St. 48 und nach dem Erkalten im Abstande von rd. 1 m weiße Ölfarbenkreise mit weißer Ölfarbeninschrift St. 48.

d) Bei Nieteisen wird der Kopf mit weißer Ölfarbe gestrichen.

7. Die Walzwerke stellen umgehende ernstliche Versuche in Aussicht, die Walzerzeugnisse aus St. 48 in dauernd sichtbarer Weise zu kennzeichnen (Einwalzen einer Perlnaht, Aufspritzen einer Zink- oder Aluminiumschicht mit der Spritzpistole oder dergl.)

Das Eisenbahn-Zentralamt haben wir beauftragt, die „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl" vom November 1924 den Vereinbarungen entsprechend zu ergänzen und Deckblätter zu den Vorschriften herauszugeben. Diese Deckblätter können demnächst vom Eisenbahnzentralamt bezogen werden.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft Hauptverwaltung.
Kumbier.

[2]) Hierbei ist gerechnet im Mittel als Beitragssatz $^1/_7$ Dollar pro Tonne.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens.

Von Direktor Meisenhelder, Regierungsbaumstr. a. D., Frankfurt a. M.

Wenn der Aufsatz des Herrn Dr.-Ing. Hasse in Nr. 5 des Bauing. die Frage, ob eine Preiszergliederung in dem bisher üblichen Sinne des Wortes noch als eine brauchbare Grundlage für die Sicherung angemessener Preise angesehen werden kann, verneint, dann kann ich ihm hierin nur beistimmen. Ich gehe aber noch einen Schritt weiter und behaupte, daß die in der Inflationszeit übliche weitgehende Zerlegung der Einheitspreise fast nie als ein wirksames Mittel zur Erkennung des angemessenen Preises, sondern immer nur des niedersten Preises gedient hat. Wer mit dem Wesen bautechnischer Preisermittlungen und Preiszergliederungen vertraut ist, der wird auch ohne weiteres begreifen, daß das Werkzeug der Preiszergliederung nur in der Hand desjenigen mit Erfolg benutzt werden kann, der die nötige Ausbildung in dem Fache erfahren hat — mit anderen Worten: wer selbst auf Grund seiner Erfahrungen und seiner Ausbildung eine Preisermittlung aufstellen kann.

Die Preiszergliederung (Preisaufteilung, Preisschlüssel usw.) ist nichts anderes als eine nachträgliche Aufteilung der Einheitspreise der verschiedenen Arbeitsgattungen nach ihren Kalkulationsurelementen: Aufwand an Arbeitszeit multipliziert mit dem Richtstundenlohnsatz = Lohnaufwand; dazu Materialaufwand (Baustoffe, Bauhilfsstoffe, Baubetriebsstoffe), Aufwand für Geräte, Werkzeuge und Inventar-Vorhaltung und Unterhaltung, allgemeine Geschäftsunkosten und Gewinn. Derartige Preiszergliederungen wurden eingeführt, als sich die Notwendigkeit ergab, die einmal festgesetzten Vertragspreise den durch den Währungszerfall verursachten Änderungen der Preisberechnungsgrundlage des Stundenlohnsatzes, der Einheitspreise der Materialien, Werkzeuge und Geräte und infolgedessen auch der allgemeinen Geschäftsunkosten selbsttätig anzupassen — im Gegensatz zu dem Verfahren, die durch die Änderungen der Preisberechnungsgrundlage erzeugten Mehrkosten (sogenannte Überteuerungen) in ihrem tatsächlich entstehenden und vom Unternehmer nachzuweisenden Umfange zu vergüten. Das erste Abrechnungsverfahren (Schlüsselvertrag) entlastet den Unternehmer zwar von dem Konjunkturrisiko (insbesondere Risiko der Geldentwertung), beläßt ihm aber im wesentlichen das Kalkulationsrisiko, d. h. die Verantwortung für die Einhaltung der von ihm zugrunde gelegten Ansätze an Arbeitszeit und Materialmengen, während das zweite Verfahren (Nachweisvertrag) den Unternehmer auch mehr oder weniger von dem Kalkulationsrisiko entlastet [1]).

Die Preiszergliederung ist also nur in ihrer Eigenschaft als Preisformel für das Gleiten des Preises in Anpassung an die Veränderungen der Preisberechnungsgrundlage entstanden und angewendet worden. Man schied zunächst nur den Lohnaufwand aus und ließ diesen Anteil unter Beibehaltung des übrigen Preisteiles mit dem Stundenlohnsatz steigen, indem man festsetzte, daß der Lohnteil um X% sich erhöhen sollte, wenn der Stundenlohn nur 10 Pf. zunahm. Als das Tempo der Inflation stärker wurde, schied man auch für die Materialien einen ver-

[1]) Näheres hierüber ist in der vom Verfasser auf Veranlassung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes seinerzeit herausgegebenen Schrift: „Der Bauvertrag unter Berücksichtigung der Geldentwertung", zu ersehen.

änderlichen Anteil aus. Der Preis zerfiel also hierbei in zwei Teile: L und M, wobei jeder den ihm gebührenden Betrag an Geschäftsunkosten und Gewinn unausgeschieden enthielt. Ein derartiger Preisschlüssel, bei dem nach Bedarf noch weitere Bestandteile ausgeschieden werden konnten, um einem unterschiedlichen Gleiten der verschiedenen Preisberechnungsgrundlagen Rechnung zu tragen, hätte allen billigen Anforderungen genügt. Vertreter der Auftraggeberseite waren es, die auf einer Ausscheidung der Beträge für allgemeine Geschäftsunkosten, und getrennt davon, für den Gewinn drangen und weiterhin mit großem Aufwand vermeintlicher Wissenschaft die Zergliederung des Preises immer weiter trieben in dem Glauben, den Interessen der Auftraggeberseite zu dienen, während diese zu weit getriebenen Preiszergliederungen, bei denen bald der Aufwand für jeden einzelnen Nagel oder die geringste Menge Hilfbaustoff ausgeschieden wurde, in Wirklichkeit Wasser auf die Mühle des Unternehmers waren. Dadurch wurde die Gefahr geschaffen, daß ein Preisanteil zweimal gesteigert wurde, das eine Mal als ausgeschiedener Anteil, das andere Mal als Teil der Unkostenzuschläge. Die Verfechter dieser weitgehendsten Preiszergliederung wollten mit ihrer Hilfe eine Preisprüfung auf Richtigkeit oder Angemessenheit vornehmen. Aus der Preiszergliederung als Ausdruck der Gleitformel für den Preis sollte ein Instrument geschaffen werden zur Preisprüfung. Die immer stärker werdende Geldentwertung und das dadurch hervorgerufene Hinaufgleiten der Preise bewirkte, daß die sogenannte Überteuerung alles, der ursprüngliche Einheitspreis nichts mehr bedeutete. Jetzt mußte an Stelle des angegebenen Preises die Preisformel treten. Nur an dieser konnte die Forderung des Unternehmers geprüft werden, soweit eine solche Prüfung dem Bauherrn überhaupt möglich ist. Die Ausscheidung der Beträge für allgemeine Geschäftsunkosten und für Gewinn, in denen man das Kriterium für die Richtigkeit oder Angemessenheit des Preises erblickte, brachte es mit sich, daß der Unternehmer für diese willkürliche, zu niedrige Ansätze machte, von denen er voraussetzte, daß sie der prüfenden Stelle gefallen würden, und daß er im übrigen die Preiszergliederung so vornahm, wie sie von seinem Standpunkt aus am zweckmäßigsten erschien und zwar sowohl als Instrument für die Preisgleitung wie für die Preisprüfung ohne Rücksicht auf die tatsächlichen Ergebnisse seiner Preisermittlung. Es ist geradezu merkwürdig wie viele Behördenvertreter wie hypnotisiert immer ihre Aufmerksamkeit auf die Höhe der Unkosten- und Gewinnzuschläge richteten in dem Wahn, daß diese in erster Linie ausschlaggebend für den Preis seien. Diese Meinung besteht auch heute vielfach noch. Die großen Unterschiede in den Angeboten sucht man vielfach noch durch die Verschiedenheit der Ansätze für allgemeine Geschäftsunkosten und Gewinn zu erklären, während doch in Wirklichkeit die Verschiedenheit dieser Sätze bei den einzelnen Unternehmungen oder den einzelnen Kalkulationen verschwinden gegenüber den großen Unterschieden bei den Ansätzen der Kalkulation der Selbstkosten, insbesondere des Lohnaufwandes. Mit einer Preiszergliederung kann, wie gesagt, nur derjenige bei einer Prüfung des Preises auf Angemessenehit etwas anfangen, der selbst kalkulieren kann, denn nur dieser kann die einzelnen Zahlen der Zergliederung auf ihre ungefähre Richtigkeit oder Angemessenheit prüfen. Jeder andere kann diese Zahlen der verschiedenen Preisermittlungen nur miteinander vergleichen um festzustellen, daß große Unterschiede vorhanden sind. Wenn er dann diejenige Preisermittlung herausgreift, die in allen Teilen die niedrigsten Ansätze hat, dann hat er allerdings den billigsten Preis, aber nicht den angemessenen. Nur bei ganz einfachen normalisierten Arbeitsgattungen könnte an Hand einer großen Reihe von Preiszergliederungen eine Normalkalkulation konstruiert werden, die dann dem Bauherrn als Wünschelrute bei der Prüfung von Angeboten dienen könnte. Bei allen anderen Arbeiten aber, insbesondere bei allen Leistungen des Ingenieurs und Tiefbauers beruht schon die Preisermittlung selbst zum großen Teil auf sachverständiger Schätzung des betreffenden Kalkulierenden nach Maßgabe seiner Erfahrung und seiner Beurteilung; so daß selbst die Kalkulationen erfahrener und tüchtiger Fachleute für ein und dieselbe Arbeit unter Umständen sehr weit auseinander gehen können. Wenn nun die Ergebnisse derartig verschiedener Auffassungen und Berechnungen dann noch nachträglich in eine Preiszergliederung lediglich nach taktischem Bedürfnis umfrisiert werden, dann ist es ohne weiteres verständlich, daß diese verschiedenen Preiszergliederungen noch weniger in Übereinstimmung gebracht werden können, als die Kalkulation selbst. Man hat in Bayern schon lange vor dem Kriege bei einer großen Bauverwaltung den Versuch gemacht, durch Einfordern der Kalkulationen oder der Preiszergliederungen bei den einzelnen Angeboten Material zu sammeln, um dieses als allgemeines Instrument zur Preisprüfung zu benutzen. Bei dem Versuch, dieses Material an zentraler Stelle weiter zu verarbeiten, ergab sich die völlige Unbrauchbarkeit desselben, weil in diesem so gut wie nichts übereinstimmt. Wir haben es ja auch erlebt, daß gerade unter der Wirkung der Preiszergliederung der Zuschlag bei den Verdingungen meistens ebenso selten oder noch seltener das angemessene Angebot getroffen hat, wie früher, als man noch keine Preiszergliederung zur Anwendung brachte. Das billigste Angebot ist auch ohne Preiszergliederung selbst von dem unfähigsten Baubeamten zu erkennen; das angemessene zu finden, erfordert eingehendes Studium und Sachkunde.

Die Preiszergliederung mußte in der Inflationszeit an Stelle des Preises treten, sie war ein notwendiges Übel und hat schlecht und recht die Funktionen erfüllt, die ihr mangels anderer und besser geeigneter Hilfmittel übertragen werden mußten. Mit dem Eintreten stabiler Verhältnisse ist die Notwendigkeit der Gleitformel weggefallen, und infolgedessen ist auch die Preiszergliederung in der Versenkung verschwunden, obgleich eine Anzahl sich besonders wissenschaftlich gebärdender Verfechter sie als unentbehrlich für die Auffindung des angemessenen Preises bezeichnen. Diese verlangen nach wie vor, daß auch bei Ausschreibungen, in denen Festpreise verlangt werden, sämtliche Anbieter ihre Preiszergliederung gleichzeitig mit dem Angebot einreichen. Das Baugewerbe muß sich gegen ein solches Ansinnen mit allen Mitteln zur Wehr setzen, nicht nur deshalb, weil der mit der allgemeinen Einrechnung der Zergliederungsliste beabsichtigte Zweck nicht erreicht wird, sondern auch aus allgemeinem Standesinteresse. Jede Kalkulation ist für die betreffende Firma mehr oder weniger ein Geschäftsgeheimnis, dessen Preisgabe eine vernünftige Wirtschaftspolitik nicht ohne zwingenden Grund verlangen sollte. Zudem erfolgt gerade im Baugewerbe die Vergebung der Arbeiten durchweg auf dem Wege eines mehr oder weniger allgemeinen und ausgedehnten Wettbewerbs, der nur in etwas vernünftigere und gesundere Bahnen geleitet zu werden braucht, um vergleichbare und prüfbare Angebote zu zeugen. Schon in normalen Zeiten, aber insbesondere in Zeiten der Wirtschaftskrisen zeitigen diese Ausschreibungen des bisherigen Systems die bekannten Submissionsblüten. Ein Bauherr, der die feste und ehrliche Absicht hat eine Arbeit nur zu angemessenem Preis zu vergeben, hat es immer in der Hand, durch Verhandlungen mit den Bietern, die hierfür in erster Linie in Betracht kommen, sich diejenigen Aufschlüsse über die Preisbildung zu verschaffen, die er zur Beurteilung des angemessenen Preises benötigt. Jeder Unternehmer wird es ohne weiteres begreifen, wenn der Bauherr von ihm weitere Aufschlüsse über seine Preisermittlung, insbesondere über gewisse Ansätze verlangt, wenn sein Angebot in ernsthafte Erwägung gezogen wird. Er wird in diesem Falle auch seine Preisermittlung mitteilen. Der Bauherr, der mit ein oder zwei ernsthaften Unternehmern, deren Angebote er als angemessen vermutet, weiter verhandelt, wird sehr bald die Grenze erkennen, unter der ein angemessener Preis nicht mehr zu suchen ist. Alle Angebote unter dieser Grenze sollten dann völlig ausgeschieden werden. Die Verwendung der Unternehmerkalkulation in dieser Weise zur Preisprüfung ist durchaus zweckentsprechend; während die allgemeine Beibringung der gefundenen Preiszergliederung seitens aller Bieter von vornherein nur zu Verwirrung und Züchtung einer eingebildeten oder

unrichtigen Kalkulationswissenschaft auf Auftraggeberseite führt, das Unternehmertum aber noch mit unnötiger Arbeit belastet.

Ist nach dem Gesagten die allgemeine Beifügung von Preiszergliederungslisten seitens aller Bieter bei der Verdingung kein geeignetes und für den Unternehmer erträgliches Mittel zur Preisprüfung, so gibt die heute schon übliche Zerlegung der Gesamtleistung in einzelne Arbeitsgattungen im Leistungsverzeichnis der Verdingungsunterlagen auch bis zu einem gewissen Grade ein Mittel, um bei zweckentsprechender Ausgestaltung eine Preisprüfung zu erleichtern und damit dem angemessenen Preise zum Siege zu verhelfen.

Im Bauvertrag, der fast immer ein Werkvertrag ist, wird die Gesamtleistung, die zur Herstellung eines Werkes erforderlich ist, in allgemein üblicher Weise in die einzelnen in sich gleichartigen, aber voneinander verschiedenen Arbeitsgattungen zerlegt. Die letzteren werden unter besondere Positionen oder Ordnungsnummern jeweils zusammengefaßt. Diese Zerlegung ist deshalb notwendig und zweckmäßig, weil meistens die verschiedenen Arbeitsgattungen von verschiedenen Unternehmungen (Handwerks- oder Gewerbebetriebe) ausgeführt werden, also getrennt zu vergeben sind—, weil das Werk nach Art und Umfang von vornherein meistens nicht so genau und unveränderlich festgelegt ist, daß einfach die Vergebung des ganzen Werkes zu einer Pauschalsumme möglich ist,und weil zum Dritten eben durch die Trennung in in sich homogene Arbeitsgattungen sowohl dem Bauherrn wie auch jedem Techniker erst eine Nachprüfung der für das Bauwerk geforderten Preise möglich ist. Würde man beispielsweise den Bau von Wohnhäusern nur nach einem Preis pro Kubikmeter umbauten Raumes vergeben, dann wären schon wegen der großen Unterschiede in Form, Bauart und Ausstattung der Häuser die entsprechende Einheitspreise pro Kubikmeter umbauten Raumes von den allermeisten Technikern und Bauherren auch nicht annähernd auf ihre Richtigkeit zu prüfen. Die Gegenstände von Bauwerksverträgen stellen eben keine normalisierte und vertretbare Handelsware dar, sondern individuelle Gebilde, die deshalb auch in jedem einzelnen Falle eine besondere individuelle Behandlung, insbesondere Veranschlagung, erfahren müssen. Gerade hier liegt aber natürlich auch der Hauptgrund der Schwierigkeit für die Prüfung der Preise. Forts. folgt.

Gründung eines Ausstellungsausschusses der gesamten Bauwirtschaft im Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie. Auf Anregung der bauindustriellen Spitzenverbände ist beim Ausstellungs- und Messeamt des Reichsverbandes der Deutschen Industrie ein „Ausstellungsausschuß der gesamten Bauwirtschaft" errichtet worden, dem die baugewerblichen Spitzenverbände, die Verbände der Fachgruppe Steine und Erden, der Baumaschinenindustrie und des Eisen- und Holzbaues angehören sollen.

Mit Rücksicht auf die zahlreichen, zum Teil völlig verunglückten Bauausstellungen und Baumessen der beiden vergangenen Jahre und in Anbetracht der schlechten Wirtschaftslage wurden von allen beteiligten Industrien die stärksten Bedenken gegen die Wiederholung ähnlicher Veranstaltungen geäußert. Eine künftige Beschickung von Bauausstellungen soll nur in Frage kommen, wenn dies von den zuständigen Vertretungen beschlossen und befürwortet wird.

Man brachte zum Ausdruck, daß es zweifelhaft sei, ob überhaupt die Erzeugnisse der Bauwirtschaft als „messefähig" bezeichnet werden können, da es sich nicht um marktgängige Waren handelt. Die Bauindustrie und damit die Industrie der Steine und Erden sei hinsichtlich der Ausstellung ihrer Erzeugnisse ortsgebunden. Ein großer Teil der Baumaschinen z. B. Betongießtürme, Turmdrehkrane, Bauaufzüge, Bagger usw. könnten mit Rücksicht auf die hohen Transport- und Montagekosten nicht anläßlich nur kurz währender Bauausstellungen bezw. -Messen gezeigt werden. Ferner gäbe es wegen der verhältnismäßig langsamen und stetigen Entwicklung in der Bauwirtschaft weniger ausstellungsfähige Neuheiten als in anderen Industrien. Lebhafte Klage sei zu führen über die stiefmütterliche Behandlung, welche die mit den allgemeinen Mustermessen verbundenen Baumessen durch die Ausstellungsleitung hinsichtlich Zuweisung der Plätze, Organisation und Propaganda gefunden haben. Aus diesen Gründen würde der Gedanke einer ständigen oder doch für mehrere Monate des Jahres an einem Orte ständigen Bauausstellung lebhaft begrüßt.

Folgender Beschluß wurde gefaßt:

„Die Beteiligung an Baumessen und Ausstellungen im laufenden Jahre liegt nicht im Interesse der schwer um ihre Existenz ringenden Bauwirtschaft.

Um auch in späteren Zeiten eine Zersplitterung durch zahlreiche Bauausstellungen, wie sie die letzten Jahre brachten, zu verhindern, wird dem Gedanken, eine einheitliche, das ganze Bauwesen umfassende Ausstellung an einem besonders dafür geeigneten Orte Deutschlands zu veranstalten, lebhaft zugestimmt. Um weitere Unkosten zu ersparen, soll die geplante Ausstellung dieser Stadt für mehrere Jahre verbleiben.

Eine Ausführung dieser Beschlüsse kommt jedoch erst dann in Frage, wenn für die Bauwirtschaft die mit dem Ausstellungswesen verbundenen Unkosten tragbar sind. Dies würde frühestens im Jahre 1927 der Fall sein."

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 28. Januar 1926.)

Siebente Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 21. Januar 1926 (R.-Anz. Nr. 17). Die Anwartschaft auf die Erwerbslosenfürsorge haben künftig auch diejenigen Angestellten, die auf Grund des Angestelltenversicherungsgesetzes pflichtversichert sind, d. s. die Angestellten mit einem Jahresarbeitsverdienst bis zu 6000 RM. Diese Angestellten und deren Arbeitgeber sind jetzt zur Erwerbslosenfürsorge beitragspflichtig. Jedoch erstreckt sich diese Beitragspflicht nicht auf den ganzen Arbeitsverdienst, sondern nur auf den Arbeitsverdienst bis zur oberen Grenze der Krankenversicherungspflicht, d. h. also bis zu 2700 RM. Arbeitgeber, die solche Angestellten beschäftigen, haben dies unverzüglich der zuständigen Krankenkasse unter Angabe von Namen, Wohnung, Arbeitsverdienst usw. der Angestellten zu melden. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. Januar 1926 in Kraft; die Beiträge sind also auch schon für den Monat Januar zu entrichten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 31. Dez. 1925.

Kl. 37 b, Gr. 3. 424 107. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kraggelenkbalkenträger. 1. III. 25. M 88 667.

Kl. 84 a, Gr. 3. 424 126. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Klappenwehr mit abgebremster Wehrklappe. 6. XI. 23. M 82 962.

Kl. 84 a, Gr. 4. 424 127. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Seilbahnanlage zur Ausführung von Gießbetonarbeiten. 23. V. 24. A 44 613.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 1 vom 7. Jan. 1925.

Kl. 5 c, Gr. 4. 424 210. Wilhelm Rodé, Buer i. W., Hagenstr. 23. Quetschstücke zwischen Ober- und Unterteil eines nachgiebigen eisernen Grubenstempels. 23. III. 24. R 60 719.

Kl. 20 a, Gr. 12. 424 257. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Pat. 422 868. 19. XII. 23. B 112 082.

Kl. 20 a, Gr. 12. 424 258. Fa. Adolf Bleichert & Co. u. Johann Gatzweiler, Beaumontstr. 2, Leipzig-Gohlis. Drahtseilbahn mit stillstehendem Trag- und umlaufendem Zugseil; Zus. z. Pat. 422 868. 16. XII. 24. B 117 141.

Kl. 20 a, Gr. 14. 424259. Louis Dehne, Brüggen a. d. Erft, u. Emil Apel, Liblar, Bezirk Köln. Verstellbare Gleiskurve. 11. I. 25. D 46985.

Kl. 20 a, Gr. 14. 424 260. Franz Steinberg, Gelsenkirchen, Schwanenstraße 21. Zurückklappbare Seilrollenführung. 6. VIII. 24. St. 38 267.

Kl. 20 c, Gr. 8. 424 261. Jules Legrand, St.-Mandé u. Paul Guilbert, Rouen, Frankr.; Vertr.: Dr. H. Hederich, Pat.-Anw., Cassel. Auseinandernehmbarer Apparat zum Aufladen und Abladen von Schienen auf Waggons. 31. XII. 24. L 62 053. Frankr. 3. I. 24.

Kl. 20 h, Gr. 6. 424 230. Fa. H. Büssing & Sohn, G. m. b. H., Braunschweig. Schienenklemme für Aufgleisungsschuhe. 28. I. 25. B 117 823.

Kl. 20 i, Gr. 33. 424 231. Fritz Hezinger, Crimmitschau i. Sa. Vorrichtung zum Sichern von Eisenbahnzügen beim Überfahren des Haltesignals. 5. II. 25. H 100 413.

Kl. 20 k, Gr. 14. 424 232. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenaufhängung. 14. VII. 23. S 63 351.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925. Mit 62 Abb., 1 Bildnis (des Geh. Baurats Dr.-Ing. e. h. Taaks) und 2 Tafeln. 1925. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19.

Mit dem vorliegenden Werke wird allen Mitgliedern der D. Ges. f. B. eine wertvolle Gabe, und zwar erstmalig übermittelt. Es ist mit Erfolg versucht worden, Material zusammenzutragen, das an anderen Stellen nur mit großem Arbeits- und Zeitaufwand zu erlangen ist. Neben Mitteilungen über die Gesellschaft selbst, ihre Richtlinien und ihre Tätigkeit werden u. a. behandelt: Neuere Kaimauern, Berechnung von Pfahlgründungen, die zweigleisige Bahn Vielsam-Poteau, Prüfung und Bewertung von Gesteinen als Straßenbaustoffe, Einbauten beweglicher Art für schwachen Verkehr in Eisenbahnbrücken; ferner ist eine sehr interessante Zusammenstellung bedeutender Ingenieurbauwerke gegeben und weiterhin sind die im Jahre 1924/25 vollendeten oder erheblich geförderten größeren Ingenieurbauten zusammengefaßt, endlich Zusammenstellungen wiedergegeben über die Belastungsannahmen der Brücken, über die Werkstoffsnormen für Stahl und Eisen und von der Gebührenordnung. Den Abschluß machen graphische Hilfstabellen zur Berechnung von Eisenbauwerken auf nomographischer Grundlage. Daß auch ein Mitgliederverzeichnis der Gesellschaft, eine Zusammenfassung der für den Bauingenieur besonders wichtigen Zentralbehörden und Vereine beigefügt ist, erhöht für jeden Benutzer den Wert des trefflichen Buches, das sich bald viele Freunde gewinnen und der Gesellschaft neue Mitglieder zuführen wird. Möge das Erscheinen des Jahrbuches sich zu einer dauernden Einrichtung ausbauen lassen, wie auch beabsichtigt ist. Wünsche für eine weitere Ausgestaltung des Jahrbuches, das kein Ersatz für die bestehenden Taschen- oder Handbücher sein soll, nehmen die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen und der Verlag gern entgegen. Der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gebührt uneingeschränkte Anerkennung für das vorliegende Jahrbuch, um so mehr, als dessen Herausgabe ohne Frage mit großen Schwierigkeiten aller Art verbunden gewesen sein dürfte. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Anfang 1925 auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau.

Am Montag, den 25. Januar 1926, sprach in der Akademie der Künste, Berlin W, Pariser Platz 4, Herr Chefredakteur Architekt Paulsen, Berlin, im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen über das Thema: „Bautechnisches vom amerikanischen Wohnhausbau."

Wenn man die technischen Dinge in Amerika betrachtet, so gewinnt man den Eindruck, daß man drüben weniger auf die technische Vollkommenheit, sondern mehr auf die Wirtschaftlichkeit achtet. Die in Amerika gebauten Konstruktionen werden bei einem Vergleich mit den bei uns üblichen häufig schlecht erscheinen. Sie sind aber wirtschaftlicher. Besonders im handwerklichen Teil der Bauweisen sind sie uns überlegen. Von den bei uns in Jahrhunderten entwickelten Techniken sehen sie ganz ab. Was hilft uns die Handfertigkeit des Zimmermanns, wenn's die Maschine schneller, billiger und vielleicht auch besser macht?

Der Amerikaner kennt die bei uns übliche Durchschnittswohnung nicht. Sie würde für ihn nur eine Durchgangs- oder Verlegenheitswohnung sein. Volkswirtschaftlich gesehen ist das Kleinhaus, wenn es auch teurer ist, doch zweckmäßiger, da die Bewohner desselben meist die sehr intensive Gartenwirtschaft betreiben. Die Bewohner des Kleinhauses ist gegenüber dem Bewohner der Mietskaserne drüben nicht im Nachteil. Der Vortragende beabsichtigt nicht, die Mietskasernen abzubrechen, ist aber gegen ihren rapiden Weiterbau.

Im allgemeinen sucht der Amerikaner das Kleinhaus; der amerikanische Arbeiter hat im Durchschnitt eine Fünfzimmerwohnung, für die er prozentual halb soviel ausgibt von seinem Einkommen, wie der deutsche Arbeiter für seine viel kleinere Wohnung. Drüben kostet der cbm Wohnraum des gewöhnlichen Wohnhauses 8 Maurerstunden, bei uns war er schon vor dem Kriege nicht unter 20 Maurerstunden herzustellen, wenn man alle Kosten in Maurerstundenlöhnen umrechnete.

Betrachtet man den Grundriß eines amerikanischen Hauses, so fällt einem die kleine Küche mit ihren meist nicht mehr als 8 qm auf. Trotzdem ist alles vorhanden, was in der Küche gebraucht wird. Lieferantenaufzug, Müllschacht, Plättbrett, maschinelle Spülvorrichtung usw. Der kleine Küchenschrank enthält sogar Kältemaschine und Blechkästen für Mehl und Zucker, die wie Silos ausgebildet und von denen man unten abzapft. Auch die anderen Räume sind, mit Ausnahme eines größeren Wohnraumes, alle möglichst klein gehalten, dadurch kann man die Zahl der Vorräume und Badezimmer vermehren. Zu einem sehr kleinen Mädchenzimmer gehört noch ein besonderer Baderaum. Überhaupt ist alles den Bedürfnissen des Bewohners entsprechend eingerichtet. Beim Kleinhaus sucht man den Grundriß nicht dem Quadrat möglichst anzupassen, wie wir es aus wärmetechnischen Gründen erstreben. Die Innenräume sind meist in einer blassen Farbe gehalten, so daß sie etwas kühl wirken. Mietshäuser machen äußerlich einen etwas brutalen Eindruck. Die dekorativen Elemente der Außenarchitektur, wie Säulen und Geländer, werden fertig von Fabriken bezogen.

Man findet in Amerika alle Konstruktionen von den einfachsten bis zu den technisch vollkommensten. Während wir beim Hausbau auf das Solide einen großen Wert legen und uns mit leichten Konstruktionen nicht abfinden können, faßt der Amerikaner die ganze Frage der Konstruktion seines Hauses rein rationell auf. Um möglichst wenig Kapital, das sich im Hausbau verhältnismäßig langsam verzinst, in einen Hausbau hineinzustecken, sinnt er auf billige leichte Konstruktionen. Im Lichtbild zeigte der Vortragende das Modell einer Wand- und Deckenkonstruktion, wie sie in Amerika üblich ist; während die tragenden Mauern unseres Hauses im Prinzip mit den Lehmwällen unserer Vorfahren vergleichbar sind, sind die eingespannten Wände des amerikanischen Wohnhauses nicht tragende Elemente wie die Plane eines Zeltes. Die Wände sind im Höchstfall 20 cm dick, in der Regel aber nur 14—15 cm. Die Balkenlage enthält soviel Holz wie die unsrige, die Steifigkeit wird durch Querverbindungen erzielt. Über der Kellerbalkenlage liegt ein doppelter Fußboden. Eine Verschalung nach unten ist nicht üblich. Die tragenden Kellerwände macht man nicht stärker als notwendig, also etwa 20 cm. Außer in den Kellerwänden werden wenig Ziegelsteine im amerikanischen Hause verarbeitet. Der Vortragende zeigte im Lichtbild das Modell einer Wand, bei der der Ziegelstein ebenso zur Verkleidung dient, wie in den meisten Fällen die Verbretterung. Zum Dichten wird eine Art Pappe, die aus den Rückständen der Zuckerrohrverarbeitung stammt, aufgenagelt, die so rauh ist, daß der Putz an ihr haftet. Die Hohlräume nehmen die gesamte Installation auf, wodurch eine große Verbilligung erzielt wird. Die Feuersgefahr wird dadurch vermieden, daß man für die elektrischen Leitungen solide Rohre benutzt.

Kamine sind selbst in den bescheidensten Häusern üblich. Man baut als Schornstein Tonrohre in hochkantgestellten Steinen ein. Wegen der leichten Balken sind besondere Taschen zum Aufhängen der Wechsel notwendig. Infolge der leichten Bauweise ist die Schalldichtigkeit gering; aber der Amerikaner ist daran gewöhnt, aus dem Nebenzimmer sprechen zu hören.

Zum Schluß wies der Vortragende darauf hin, daß wir bei der serienweisen Herstellung genau so wirtschaftlich und billig bauen können wie die Amerikaner. Ansätze zur Umstellung auf den Grundgedanken der Herstellung der amerikanischen Wohnhäuser sind bei uns vorhanden. Bei Berlin findet man auch schon fabrizierte Häuser. Gefühlsmäßig wünschen wir ein Haus, das Generationen überdauert. Wir sollten aber bedenken, daß das Kapital vernünftig angelegt 10—12% bringt, und daß wir bei der heutigen Kapitalknappheit uns überlegen sollten, daß bei der alten soliden Bauweise die wirtschaftliche Ausnutzbarkeit des Kapitals nicht genug berücksichtigt wird. Warum wollen wir gerade im Hausbau, wo es uns so teuer zu stehen kommt, nicht auf unsere Individualität verzichten, wo wir uns doch auf geistigem Gebiete oft eine weitestgehende Schablonisierung gefallen lassen, wenn der Verzicht dazu beiträgt, daß jeder sein Haus bekommt?

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 12. Februar 1926 | Heft 7

VEREINFACHTE STRENGE LÖSUNG DER BIEGUNGSAUFGABE EINER RECHTECKIGEN EISENBETONPLATTE BEI GERADLINIGER FREIER STÜTZUNG ALLER RÄNDER.

Von Professor Dr. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

Übersicht. Auf Grund der vom Verfasser im Jahre 1914 aufgestellten und im Jahre 1923 vervollkommneten Differentialgleichung der Biegungsfläche einer orthotropen Platte wird die strenge Lösung durch einfach unendliche Reihen angegeben, und zwar in folgenden Fällen:

A. Eine gleichförmige Belastung eines Längsstreifens der Platte.

B. Eine Einzellast in beliebigem Plattenpunkte.

Eine Zahlentafel erleichtert die praktische Anwendung im Falle vollständig gleichförmiger Belastung. Zum Schluß werden einige Ergebnisse der Theorie mit den Plattenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Bericht von Bach und Graf, Berlin 1915) verglichen.

Anmerkung: Der vorliegende Aufsatz bildet einen weiteren Teil der im Jahre 1918 vorläufig abgeschlossenen Studien des Verfassers über Eisenbetonplatten. Die ersten drei Teile sind bereits in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" veröffentlicht worden. Da der Leser auf diese Arbeiten oft verwiesen werden wird, so sollen sie der Reihe nach mit H. 1923, H. 1924, H. 1925 bezeichnet werden. Ihre abgekürzten Titel lauten:

1. „Die Theorie der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten . . .". (Bauing. 1923, Heft 12—13),

2. „Über die Biegung einer rechteckigen Platte . . .". (Bauing. 1924, Heft 9—10),

3. „Über die Biegung einer sehr langen Eisenbetonplatte." (Bauing. 1925, Heft 1—2).

Das oben angewendete Eigenschaftswort „orthotrop" ist als Abkürzung, statt „orthogonal-anisotrop" gebildet worden. Zwecks Raumersparnis werden bloß fertige Lösungen der Differentialgleichung der Biegungsfläche einer orthotropen Platte angegeben. Über die benutzte Lösungsmethode soll an einem anderen Orte berichtet werden. Die Lösungen können übrigens leicht an Hauptformeln der Theorie (aus H. 1923) geprüft werden, die aus der folgenden Zusammenstellung zu entnehmen sind.

Zusammenstellung der wichtigsten Formeln und Bezeichnungen der allgemeinen Theorie.

Es bezeichnen:

(10a) $M_1 = -B_1\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m_2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}\right)$ das (innere) Biegungsmoment in einem zur X-Achse senkrechten Querschnitte von der Breite 1,

(10b) $M_2 = -B_2\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m_1}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\right)$ das (innere) Biegungsmoment in einem zur Y-Achse senkrechten Querschnitte von der Breite 1,

B_1 und B_2 die entsprechenden Plattenbiegungssteifigkeiten,

m_1 und m_2 die reduzierten Querdehnungszahlen, welche den Spannungen σ_x und σ_y entsprechen,

(10c) $D = -2C\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}$ das (innere) Drillungsmoment in jedem der beiden Querschnitte XZ und YZ,

$2C$ die entsprechende Plattendrillungssteifigkeit, beides bezogen auf die Querschnittsbreite 1,

(13a) $2H = \frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} + 2C$ (abkürzende Bezeichnung),

(13) $B_1\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^4} + 2H\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^2\,\partial y^2} + B_2\frac{\partial^4\zeta}{\partial y^4} = p$ die Differentialgleichung der Biegungsfläche $\zeta = F(x, y)$ einer orthotropen Platte unter dem Belastungsdruck p,

(9′) $L_i = \frac{1}{2}\iint\left\{B_1\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\right)^2 + 2H\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2} + B_2\left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}\right)^2 - 4C\left[\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}\cdot\frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2} - \left(\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}\right)^2\right]\right\}dx\,dy$

die potentielle Energie (innere Formänderungsarbeit) der verbogenen Platte,

$\left.\begin{matrix}\alpha\\ \beta\end{matrix}\right\} = \frac{b}{\pi}\sqrt{\frac{H \mp \sqrt{H^2 - B_1B_2}}{B_2}}$ (abk. Bez.),

$\gamma = \frac{b}{\pi}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$ (abk. Bez.),

a und b die Plattenlänge und -breite,

$\varepsilon = \frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$ das reduzierte Seitenverhältnis,

$\eta = \frac{H}{\sqrt{B_1B_2}}$ die Plattensteifigkeitszahl,

$\left.\begin{matrix}\alpha'\\ \beta'\end{matrix}\right\} = \frac{b}{\pi}\cdot\frac{1}{\sqrt{\frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \pm \frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1}}}$ (abk. Bez.),

$(n, b_1, y_1) = \sin\left(\frac{n\pi}{2}\cdot\frac{b_1}{b}\right)\sin\frac{n\pi y_1}{b}$ (abk. Bez.),

V_1 und V_2 die Schubkräfte in den zur X- und Y-Achse senkrechten Querschnitten,

R_1 und R_2 die spezifischen Auflagerreaktionen der Ränder b und a,

$\overline{R}_1$ und $\overline{R}_2$ die Gesamtreaktionen der Auflagergeraden b und a,

$\hat{R}$ die konzentrierte Eckreaktion (die Eckkraft).

§ 1 (23). Der Fall einer gleichförmigen Belastung.

Wir setzen voraus eine gleichförmige Belastung des rechteckigen Plattenstreifens, welcher von zwei zu den Rändern a parallelen Geraden begrenzt ist (Abbildung 1). Die Biegungsfläche hat die Gleichung:

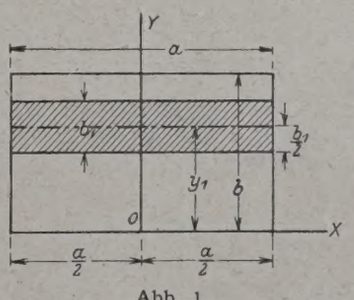


Abb. 1.

(212, I) $$\zeta = \frac{4\,q\,b^4}{\pi^5 B_2}\sum_{n=1,2,3,\ldots}\frac{(n, b_1, y_1)}{n^5}\left(1 - \frac{\beta^2}{\beta^2 - \alpha^2}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\frac{n\,x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n\,a}{2\beta}} + \frac{\alpha^2}{\beta^2 - \alpha^2}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\frac{n\,x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n\,a}{2\alpha}}\right)\sin\frac{n\pi y}{b},$$

dabei bezeichnet y_1 die Ordinate der Mittellinie des Belastungsstreifens von der Breite b_1.

In dieser Form erscheint die Gleichung der Biegungsfläche für den Fall I ($H^2 > B_1 B_2$). Im II. Fall ($H^2 = B_1 B_2$ $\alpha = \beta = \gamma$) geht die Gleichung (212, I) in folgende über:

$$(212, II) \qquad \zeta = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left[1 + \frac{n x}{2\gamma} \cdot \frac{\mathrm{Sh}\frac{n x}{\gamma}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\gamma}} - \left(1 + \frac{n a}{4\gamma}\,\mathrm{Tgh}\frac{n a}{2\gamma}\right) \frac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\gamma}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\gamma}} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}.$$

Im III. Falle ($H^2 < B_1 B_2$) findet man durch Substitution

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\alpha'} + i\frac{1}{\beta'}, \qquad \frac{1}{\beta} = \frac{1}{\alpha'} - i\frac{1}{\beta'}$$

in der Formel (212, I):

$$(212, III) \qquad \zeta = \frac{4 q b^4}{\pi^5 B_2} \sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^5} \left(1 - A_n \mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha'} \cos\frac{n x}{\beta'} + B_n \mathrm{Sh}\frac{n x}{\alpha'} \sin\frac{n x}{\beta'}\right) \sin\frac{n\pi y}{b}$$

mit den abkürzenden Bezeichnungen:

$$(212a) \begin{cases} A_n = \dfrac{\frac{1}{2}\left(\frac{\beta'}{\alpha'} - \frac{\alpha'}{\beta'}\right) \mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'} + \mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'}}{\left(\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'}\right)^2 + \left(\mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'}\right)^2}, \\ B_n = \dfrac{\frac{1}{2}\left(\frac{\beta'}{\alpha'} - \frac{\alpha'}{\beta'}\right) \mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'} - \mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'}}{\left(\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'}\right)^2 + \left(\mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'}\right)^2}. \end{cases}$$

oder nach einer einfachen Umformung:

$$(212b) \begin{cases} A_n = \dfrac{\frac{1}{2}\left(\frac{\beta'}{\alpha'} - \frac{\alpha'}{\beta'}\right) \mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'} + \mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'}}{\mathrm{Sh}^2\frac{n a}{2\alpha'} + \cos^2\frac{n a}{2\beta'}}, \\ B_n = \dfrac{\frac{1}{2}\left(\frac{\beta'}{\alpha'} - \frac{\alpha'}{\beta'}\right) \mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha'} \cos\frac{n a}{2\beta'} - \mathrm{Sh}\frac{n a}{2\alpha'} \sin\frac{n a}{2\beta'}}{\mathrm{Sh}^2\frac{n a}{2\alpha'} + \cos^2\frac{n a}{2\beta'}}. \end{cases}$$

Der Nenner dieser Ausdrücke ist auch in der Form $\mathrm{Ch}^2\frac{n a}{2\alpha'} - \sin^2\frac{n a}{2\beta'} = \frac{1}{2}\left(\mathrm{Ch}\frac{n a}{\alpha'} + \cos\frac{n a}{\beta'}\right)$ darstellbar.

Für die Momente, Querkräfte erhalten wir im Falle I folgende Formeln:

$$(213, I) \begin{cases} M_1 = \dfrac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \sum_{n=1,2,3,\ldots} \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^3} \left[\dfrac{1}{m_2} + \dfrac{\frac{b^2}{\pi^2} - \frac{\beta^2}{m_2}}{\beta^2 - \alpha^2} \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} - \dfrac{\frac{b^2}{\pi^2} - \frac{\alpha^2}{m_2}}{\beta^2 - \alpha^2} \cdot \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ M_2 = \dfrac{4 q b^2}{\pi^3} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^3} \left[1 - \dfrac{\beta^2 - \frac{b^2}{\pi^2 m_1}}{\beta^2 - \alpha^2} \cdot \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} + \dfrac{\alpha^2 - \frac{b^2}{\pi^2 m_1}}{\beta^2 - \alpha^2} \cdot \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ D = \dfrac{4 q b^2}{\pi^3} \cdot \dfrac{2C}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^3} \cdot \dfrac{b}{\pi(\beta^2 - \alpha^2)} \left(\beta \dfrac{\mathrm{Sh}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} - \alpha \dfrac{\mathrm{Sh}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} \right) \cos\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

$$(214, I) \begin{cases} V_1 = -\dfrac{4 q b^2}{\pi^3} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(\dfrac{\eta_1}{2\beta} \cdot \dfrac{\mathrm{Sh}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} + \dfrac{\varepsilon_1}{2\alpha} \cdot \dfrac{\mathrm{Sh}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} \right) \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ V_2 = \dfrac{4 q b^2}{\pi^2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(1 + \varepsilon_2 \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} - \eta_2 \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} \right) \cos\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

Die Hilfsgrößen ε_1, η_1, ε_2, η_2 werden durch folgende Formeln bestimmt:

$$\varepsilon_1 = \frac{B_1 - \frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 2C\right)}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_1 = \frac{\frac{\beta^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 2C\right) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \varepsilon_2 = \frac{\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right) B_2 - 2C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_2 = \frac{\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right) B_2 - 2C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}.$$

Die Auflagerreaktionen:

$$(215, I) \begin{cases} (R_1)_{x=\frac{a}{2}} = -\dfrac{4 q b^2}{\pi^3} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(\dfrac{\eta_1'}{2\beta}\,\mathrm{Tgh}\frac{n a}{2\beta} + \dfrac{\varepsilon_1'}{2\alpha}\,\mathrm{Tgh}\frac{n a}{2\alpha} \right) \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ (R_2)_{y=0} = -\dfrac{4 q b}{\pi^2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(1 + \varepsilon_2' \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} - \eta_2' \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} \right), \\ (R_2)_{y=b} = -\dfrac{4 q b}{\pi^2} \sum \dfrac{(-1)^{n-4}\,(\square n, b_1, y_1)}{n^2} \left(1 + \varepsilon_2' \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\alpha}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\alpha}} - \eta_2' \dfrac{\mathrm{Ch}\frac{n x}{\beta}}{\mathrm{Ch}\frac{n a}{2\beta}} \right). \end{cases}$$

Dabei gelten die abkürzenden Bezeichnungen:

$$\varepsilon_1' = \frac{B_1 - \frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 4C\right)}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_1' = \frac{\frac{\beta^2\pi^2}{b^2}\left(\frac{B_1}{m_2} + 4C\right) - B_1}{\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \varepsilon_2' = \frac{\left(\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 4C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}, \quad \eta_2' = \frac{\left(\frac{\beta^2\pi^2}{b^2} - \frac{1}{m_1}\right)B_2 - 4C}{2\sqrt{H^2 - B_1 B_2}}.$$

mit der nützlichen Beziehung:

$$\alpha\eta_1' + \beta\varepsilon_1' = \frac{b}{\pi}\cdot\frac{B_1}{B_2}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{4C}{B_1} + \frac{1}{m_2}}{\sqrt{\frac{1}{2}\cdot\frac{H}{B_1} + \frac{1}{2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}}}.$$

Die Eckreaktionen $\hat{R}$ und die gesamten Auflagerreaktionen $\bar{R}_1$ und $\bar{R}_2$ der Ränder a und b werden durch folgende Formeln ausgedrückt:

(216, I)
$$\begin{cases} \hat{R}_{\frac{a}{2},0} = \hat{R}_{-\frac{a}{2},0} = \frac{4qb^2}{\pi^3}\cdot\frac{4C}{B_2}\sum\frac{(n, b_1, y_1)}{n^3}\cdot\frac{b}{\pi}\cdot\frac{1}{\beta^2-\alpha^2}\left(\beta\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta} - \alpha\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha}\right), \\ \hat{R}_{\frac{a}{2},b} = \hat{R}_{-\frac{a}{2},b} = \frac{4qb^2}{\pi^3}\cdot\frac{4C}{B_2}\sum\frac{(-1)^{n-1}(n, b_1, y_1)}{n^3}\cdot\frac{b}{\pi}\cdot\frac{1}{\beta^2-\alpha^2}\left(\beta\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta} - \alpha\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha}\right). \end{cases}$$

(217, I)
$$\begin{cases} (\bar{R}_1)_{x=\pm\frac{a}{2}} = -\frac{4qb^3}{\pi^4}\sum\frac{[1+(-1)^{n-1}](n, b_1, y_1)}{n^3}\left(\frac{\varepsilon_1'}{2\alpha}\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha} + \frac{\eta_1'}{2\beta}\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta}\right), \\ (\bar{R}_2)_{y=0} = -\frac{4qb}{\pi^2}\sum\frac{(n, b_1, y_1)}{n^2}\left(a + \frac{2\alpha}{n}\varepsilon_2'\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha} - \frac{2\beta}{n}\eta_2'\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta}\right), \\ (\bar{R}_2)_{y=b} = -\frac{4qb}{\pi^2}\sum_{n=1,2,3,\ldots}\frac{(-1)^{n-1}(n, b_1, y_1)}{n^2}\left(a + \frac{2\alpha}{n}\varepsilon_2'\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha} - \frac{2\beta}{n}\eta_2'\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta}\right). \end{cases}$$

Die Formel für die gesamte Auflagerreaktion der Ränder b kann noch in folgender einfacher Gestalt geschrieben werden:

(217, Ia)
$$\bar{R}_1 = -\frac{4qb^3}{\pi^4}\sum_{n=1,3,5,\ldots}\frac{(n, b_1, y_1)}{n^3}\left(\frac{\varepsilon_1'}{\alpha}\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\alpha} + \frac{\eta_1'}{\beta}\,\mathrm{Tgh}\frac{na}{2\beta}\right).$$

Die evidente Gleichgewichtsbedingung der äußeren Kräfte:

$$2\bar{R}_1 + (\bar{R}_2)_{y=0} + (\bar{R}_2)_{y=b} + 2\hat{R}_{\frac{a}{2},0} + 2\hat{R}_{\frac{a}{2},b} + qab_1 = 0$$

ist zur Verifizierung der letzteren Formeln verwendet worden. Beachtet man nämlich, daß, wegen der Bedeutung der Hilfsgrößen α und β, die Relation

$$\frac{\alpha^2\pi^2}{b^2}B_2 + \frac{b^2}{\alpha^2\pi^2}B_1 = 2H = \frac{B_1}{m_2} + \frac{B_2}{m_1} + 4C$$

besteht, so überzeugt man sich, daß in der Tat die obige Bedingungsgleichung von den Ausdrücken (216. I) und 217 (I) identisch erfüllt wird.

Die gewonnenen Formeln lassen sich leicht auf den praktisch wichtigen Spezialfall der vollständig gleichförmigen Belastung anwenden. Es braucht dazu nur $y_1 = \frac{b}{2}$ und $b_1 = b$ gesetzt werden. Infolgedessen wird $(n, b_1, y_1) = \left(\sin\frac{n\pi}{2}\right)^2$, verschwindet also für gerades n und nimmt den Wert 1 an für ungerades n. Setzt man daher in den Formeln $(n, b_1, y_1) = 1$ und $n = 1, 3, 5, \ldots$, so gelangt man zu den entsprechenden Formeln für vollständig gleichförmige Belastung.

Wir gehen jetzt zu den Formeln des zweiten Falles über. Die gefundene Gleichung der Biegungsfläche (212, II) unterscheidet sich von der entsprechenden Gleichung für die isotrope Platte nur dadurch, daß hier B_2 statt B und $\gamma = \frac{b}{\pi}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}$ statt $\frac{b}{\pi}$ steht. Ersetzt man umgekehrt in der Gleichung für die isotrope Platte die Größen a, x, B, entsprechend durch

$$a\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}, \quad x\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} \quad \text{und} \quad B_2,$$

so wird die Gestalt (212. II) wieder gewonnen. Die Rolle der Verhältniszahl a:b spielt jetzt das reduzierte Seitenverhältnis

$$\varepsilon = \frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}.$$

Die Ausdrücke für die statischen Größen erscheinen demnach in folgender allgemeinen Gestalt, wenn durch $\mu_{11}, \mu_{22}, \ldots$ jene dimensionslosen Funktionen von $\frac{x}{a}$, $\frac{y}{b}$ und ε bezeichnet werden, die ihren Wert beim Übergang zur orthotropen Platte (im betrachteten Falle: $H^2 = B_1 B_2$) nicht ändern:

(I)
$$\begin{cases} M_1 = \left(\mu_{11}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} + \mu_{22}\frac{1}{m_2}\cdot\frac{B_1}{B_2}\right)qb^2 \\ \qquad = \left(\mu_{11} + \mu_{22}\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\frac{qa^2}{\varepsilon^2}, \\ M_2 = \left(\mu_{22} + \mu_{11}\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)qb^2, \\ D = \mu_{12}\frac{2C}{B_2}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\,qb^2 = \mu_{12}\frac{2C}{B_1}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\cdot\frac{qa^2}{\varepsilon^2}, \\ V_1 = \left[\mu_{111} + \mu_{122}\left(\frac{1}{m_2} + \frac{2C}{B_1}\right)\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right]\frac{qa}{\varepsilon} \\ \qquad = \left[\mu_{111}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} + \mu_{122}\left(\frac{1}{m_2} + \frac{2C}{B_1}\right)\sqrt[4]{\frac{B_1^3}{B_2^3}}\right]qb, \\ V_2 = \left[\mu_{222} + \mu_{112}\left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right]qb. \end{cases}$$

Dabei sind die Funktionen

$$\mu_{11}, \ \mu_{22}, \ \mu_{12}, \ \mu_{111}, \ \mu_{222}, \ \mu_{112}, \ \mu_{122}$$

den Differentialquotienten

$$\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}, \ \frac{\partial^2\zeta}{\partial y^2}, \ \frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}, \ \frac{\partial^3\zeta}{\partial x^3}, \ \frac{\partial^3\zeta}{\partial y^3}, \ \frac{\partial^3\zeta}{\partial x^2\,\partial y}, \ \frac{\partial^3\zeta}{\partial x\,\partial y^2}$$

entsprechend proportional, wodurch sich die gebrauchten Indices erläutern.

In den uns letzt beschäftigenden Aufgaben findet man leicht durch Differentiation der Gl. (212, II):

(213, II)
$$\left\{\begin{aligned}
\mu_{11} &= \frac{2}{\pi^3}\sum_{n=1,2,3,\ldots}\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n^2}\cdot\frac{\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}-\pi\varepsilon\frac{x}{a}\,\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\sin\frac{n\pi y}{b},\\
\mu_{22} &= \frac{4}{\pi^3}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n^3}\left[1+\frac{n\pi\varepsilon}{2}\cdot\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}-\left(1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]\sin\frac{n\pi y}{b},\\
\mu_{12} &= \frac{2}{\pi^3}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n^2}\left[\left(\frac{1}{n}+\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}-\pi\varepsilon\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}.
\end{aligned}\right.$$

(214, II)
$$\left\{\begin{aligned}
\mu_{111} &= -\frac{2}{\pi^2}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n}\left[\pi\varepsilon\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}+\left(\frac{1}{n}-\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]\sin\frac{n\pi y}{b},\\
\mu_{122} &= \frac{2}{\pi^2}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n}\left[\pi\varepsilon\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}-\left(\frac{1}{n}+\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]\sin\frac{n\pi y}{b},\\
\mu_{222} &= \frac{4}{\pi^2}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n^2}\left[1+\frac{n\pi\varepsilon}{2}\cdot\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}-\left(1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]\cos\frac{n\pi y}{b},\\
\mu_{112} &= \frac{2}{\pi^2}\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n}\cdot\frac{\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}-\pi\varepsilon\frac{x}{a}\,\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\cos\frac{n\pi y}{b}.
\end{aligned}\right.$$

Zur Berechnung der gesamten Auflagerreaktionen werden noch folgende Integrale nötig sein:

(217, IIa)
$$\left\{\begin{aligned}
\bar{\mu}_{111} &= \int_0^b\mu_{111}\,dy = -\frac{2}{\pi^3}\,b\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)\left[1+(-1)^{n-1}\right]}{n^2}\left[\pi\varepsilon\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}+\left(\frac{1}{n}-\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right],\\
\bar{\mu}_{122} &= \int_0^b\mu_{122}\,dy = \frac{2}{\pi^3}\,b\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)\left[1+(-1)^{n-1}\right]}{n^2}\left[\pi\varepsilon\frac{x}{a}\cdot\frac{\mathrm{Ch}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}-\left(\frac{1}{n}+\frac{\pi\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right)\frac{\mathrm{Sh}\,n\pi\varepsilon\frac{x}{a}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right],\\
\bar{\mu}_{222} &= \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}}\mu_{222}\,dx = \frac{2}{\pi^2}\,a\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n^2}\left[3-\frac{6}{n\pi\varepsilon}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}-\mathrm{Tgh}^2\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right]\cos\frac{n\pi y}{b},\\
\bar{\mu}_{112} &= \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}}\mu_{112}\,dx = \frac{2}{\pi^2}\,a\sum\frac{(n,\, b_1,\, y_1)}{n_2}\left[-1+\frac{2}{n\pi\varepsilon}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}+\mathrm{Tgh}^2\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}\right]\cos\frac{n\pi y}{b}.
\end{aligned}\right.$$

Wie bereits oben bemerkt, ist im Falle einer vollständig gleichförmigen Belastung in obigen Formeln $(n,\, b_1,\, y_1) = 1$ und $n = 1, 3, 5, \ldots$ zu setzen. Für die Plattenmitte $\left(x = 0,\quad y = \frac{b}{2}\right)$ erhalten wir in diesem Falle:

(212, IIa)
$$f = (\zeta)_{0,\,\frac{b}{2}} = \frac{q\,b^4}{B_2}\cdot\frac{4}{\pi^5}\sum\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^5}\left[1-\frac{1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]=\psi\,\frac{q\,b^4}{B_2},$$

(213, IIa)
$$\left\{\begin{aligned}
\mu_{11} &= \frac{\varepsilon}{\pi^2}\sum\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2}\cdot\frac{\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}},\\
\mu_{22} &= \frac{4}{\pi^3}\sum\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^3}\left[1-\frac{1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right]=\frac{1}{8}-\frac{4}{\pi^3}\sum\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^3}\cdot\frac{1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}}.
\end{aligned}\right.$$

Daraus folgt die Beziehung:

(213*)
$$\mu_{11}+\mu_{22}=\frac{1}{8}-\frac{4}{\pi^3}\sum\frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^3}\cdot\frac{1}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\pi\varepsilon}{2}},$$

welche die Berechnung der Zahlenwerte erleichtert.

In der Mitte des Plattenrandes $x = \frac{a}{2}$, d. h. im Punkte $\left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}\right)$ haben die Funktionen μ_{111} und μ_{122} folgende Werte:

$$\left|_{x=\frac{a}{2},\, y=\frac{b}{2}}\right. \mu_{111} = -\frac{\varepsilon}{\pi}\sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n}\left(\frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}} + \frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right), \qquad \left|_{x=\frac{a}{2},\, y=\frac{b}{2}}\right. \mu_{122} = -\frac{\varepsilon}{\pi}\sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n}\left(\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}} - \frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right).$$

Sie liefern die Beziehung: $$\left|_{x=\frac{a}{2},\, y=\frac{b}{2}}\right. \mu_{111} + \mu_{122} = -\frac{4}{\pi^2}\sum \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n^2}\,\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}.$$

(214, IIa) Wir finden ferner:

$$\left|_{x=0,\, y=0}\right. \mu_{222} = \frac{1}{2} - \frac{4}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\cdot\frac{1+\frac{n\pi\varepsilon}{4}\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}, \qquad \left|_{x=0,\, y=0}\right. \mu_{112} = \frac{\varepsilon}{\pi}\sum \frac{1}{n}\cdot\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}$$

mit der Beziehung: $$\left|_{x=0,\, y=0}\right. \mu_{222} + \mu_{112} = \frac{1}{2} - \frac{4}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\cdot\frac{1}{\mathrm{Ch}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}$$

und

(217, II)

$$\bar{\mu}_{111} = \left|_{x=\frac{a}{2}}\right. \int_0^b \mu_{111}\,dy = -\frac{2b\varepsilon}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\left(\frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}} + \frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right),$$

$$\bar{\mu}_{122} = \left|_{x=\frac{a}{2}}\right. \int_0^b \mu_{122}\,dy = -\frac{2b\varepsilon}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\left(\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}} - \frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right),$$

$$\bar{\mu}_{111} + \bar{\mu}_{122} = -\frac{8b}{\pi^3}\sum \frac{1}{n^3}\,\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2};$$

$$\bar{\mu}_{222} = \left|_{y=0}\right. \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \mu_{222}\,dx = \frac{a}{2} - \frac{2a}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\left(3\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}} - \frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right),$$

$$\bar{\mu}_{112} = \left|_{y=0}\right. \int_{-\frac{a}{2}}^{\frac{a}{2}} \mu_{112}\,dx = \frac{2a}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\left(\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}} - \frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right),$$

$$\bar{\mu}_{222} + \bar{\mu}_{112} = \frac{a}{2} - \frac{8}{\pi^3}\cdot\frac{a}{\varepsilon}\sum \frac{1}{n^3}\,\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}.$$

In den Plattenecken ist:

(216, Ia) $$\left|_{x=\frac{a}{2},\, y=0}\right. \mu_{12} = \frac{\varepsilon}{\pi^2}\sum \frac{1}{n^2}\left(\frac{\mathrm{Tgh}\frac{n\pi\varepsilon}{2}}{\frac{n\pi\varepsilon}{2}} - \frac{1}{\mathrm{Ch}^2\frac{n\pi\varepsilon}{2}}\right).$$

Nach diesen Formeln ist die nachfolgende Zahlentafel berechnet worden. Sie gilt offenbar näherungsweise auch in den Fällen I und III, insofern die Differenz $H^2 - B_1 B_2$ nicht zu groß wird. Man kann nach ihr den Genauigkeitsgrad der Näherungsformeln des § 3 in H. 1924 beurteilen sowie leicht spezielle Tafeln zum praktischen Gebrauch einrichten, sobald die Querdehnungszahlen m_1, m_2 und die Beziehung zwischen den Größen H (bzw. C), B_1, B_2 aus Versuchen ermittelt worden sind.

Wir finden beispielsweise für die in H. 1924 (S. 305, 306) angenähert berechnete Platte vom Seitenverhältnis a:b = 1,3, wenn, wie dort, $B_2 : B_1 = 1{,}056$, folglich $\varepsilon = 1{,}3\sqrt[4]{1{,}056} = 1{,}318$ und $m_1 = m_2 = 6$ gesetzt wird, folgende genauen Werte:

$$\psi = 0{,}0065, \quad M_{2\max} = 0{,}066\, q\, b^2, \quad M_{1\max} = 0{,}041\, q\, b^2.$$

Demgegenüber ergibt sich aus den Näherungsformeln (27) und (29): $\psi = \backsim 0{,}0067$, $M_{2\max} = 0{,}072\, q\, b^2$, $M_{1\max} = 0{,}047\, q\, b^2$, d. h. entsprechend rund um 3%, 9%, 15% zu viel. Der Annäherungsgrad ist daher nur bei der Berechnung der Durchbiegung als vollständig zufriedenstellend zu betrachten. Bei den Momenten sind die Fehler der Näherungsformeln bereits ziemlich bedeutend, aber bei praktischen Festigkeitsrechnungen doch annehmbar, da sie im Sinne der Erhöhung der Sicherheit wirken. Dennoch ließe sich dasselbe kaum von der Verteilung der Auflagerreaktionen behaupten, und es ist ratsam, die letzteren immer an Hand der genauen Lösung zu bestimmen.

Aus den früheren Entwicklungen für den Fall $a = \infty$ [§ 3 (14) in H, 1925] war bereits zu ersehen, daß der Wert von M_1 in der Plattenmitte nicht notwendig am größten (in der ganzen Platte) sein muß. Wir finden nämlich im Falle einer sehr großen Plattenlänge, daß auf der Längsachse der Platte in der Entfernung

$$d = \backsim \frac{b}{\pi}\sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}}\cdot\frac{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} + \frac{1}{m_2}}{\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} - \frac{1}{m_2}}$$

von der kurzen Seite b ein Höchstwert des Biegungsmomentes M_1 auftritt, welcher weit größer als der extreme Wert in der

Zahlentafel zur Berechnung.

ε	des Biegungspfeiles f in der Plattenmitte	der extremen Werte der Biegungsmomente M_1 und M_2 in der Plattenmitte	der Höchstwerte der Querkräfte V_1, V_2 und der Randreaktionen R_1, R_2		der Gesamtreaktionen		der Eckkräfte $\hat{R}$
			in der Mitte des Randes b $\left(x=\frac{a}{2},\ y=\frac{b}{2}\right)$	in der Mitte des Randes a $(x=0,\ y=0)$	$\bar{R}_1$ der Ränder b	$\bar{R}_2$ der Ränder a	
	für den in der ersten Rubrik angegebenen Wert des reduzierten Seitenverhältnisses $\varepsilon=\frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\geq 1$ einer vollständig gleichförmig belasteten ringsum horizontal frei gelagerten rechteckigen Platte im Falle $H^2=B_1B_2$						

ε	ψ_{00}	μ_{11}	μ_{22}	$-\mu_{111}$	$-\mu_{122}$	μ_{222}	μ_{112}	$-\frac{\bar{\mu}_{111}}{b}$	$-\frac{\bar{\mu}_{122}}{b}$	$\frac{\bar{\mu}_{222}}{a}$	$\frac{\bar{\mu}_{112}}{a}$	μ_{12} für $x=\frac{a}{2},\ y=0$
		für $x=0,\ y=\frac{b}{2}$		für $x=\frac{a}{2},\ y=\frac{b}{2}$		für $x=0,\ y=0$		für $x=\frac{a}{2}$		für $y=0$		
1	0,00406	0,0368	0,0368	0,219	0,119	0,219	0,119	0,157	0,093	0,157	0,093	0,0466
1,1	0,00485	0,0361	0,0445	0,215	0,131	0,247	0,113	0,155	0,101	0,176	0,092	0,0506
1,2	0,00564	0,0344	0,0523	0,210	0,143	0,273	0,107	0,151	0,109	0,193	0,091	0,0544
1,3	0,00638	0,0325	0,0595	0,205	0,152	0,296	0,101	0,148	0,115	0,210	0,088	0,0572
1,4	0,00705	0,0309	0,0661	0,202	0,159	0,316	0,095	0,146	0,119	0,226	0,085	0,0594
1,5	0,00772	0,0281	0,0728	0,199	0,164	0,335	0,089	0,145	0,122	0,241	0,081	0,0611
1,6	0,00830	0,0258	0,0784	0,196	0,169	0,354	0,081	0,143	0,125	0,254	0,078	0,0627
1,7	0,00883	0,0235	0,0838	0,194	0,172	0,370	0,074	0,142	0,127	0,267	0,075	0,0637
1,8	0,00931	0,0214	0,0884	0,193	0,175	0,385	0,067	0,141	0,129	0,279	0,072	0,0645
1,9	0,00974	0,0193	0,0927	0,191	0,178	0,398	0,061	0,139	0,131	0,289	0,069	0,0655
2	0,01013	0,0175	0,0965	0,189	0,181	0,410	0,055	0,138	0,133	0,299	0,066	0,0663
2,5	0,01150	0,0100	0,1100	0,188	0,183	0,453	0,031	0,137	0,134	0,338	0,054	0,0670
3	0,01223	0,0052	0,1173	0,187	0,185	0,476	0,017	0,136	0,135	0,365	0,045	0,0675
4	0,01282	0,0015	0,1231	0,186	0,186	0,492	0,006	0,136	0,136	0,398	0,034	0,0678
5	0,01297	0,0004	0,1245	0,186	0,186	0,499	0,001	0,136	0,136	0,419	0,027	0,0679
∞	0,01302	0,0000	0,1250	1,186	0,186	0,500	0,000	0,136	0,136	0,500	0,000	0,0679

Die Berechnung geschieht an Hand folgender Formeln:

$$f=\psi_{00}\cdot\frac{q\,b^4}{B_2}.$$

$$M_1=\left(\mu_{11}+\mu_{22}\frac{1}{m_2}\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right)\frac{q\,a^2}{\varepsilon^2}.$$

$$M_2=\left(\mu_{22}+\mu_{11}\frac{1}{m_1}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right)q\,b^2.$$

$$(R_2)_{max}=-\left[\mu_{222}+\mu_{112}\left(\frac{1}{m_1}+\frac{4C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right]_{x=0,\,y=0}\cdot q\,b.$$

Die entsprechenden Ausdrücke für $(V_1)_{max}$ und $(V_2)_{max}$ unterscheiden sich von diesen beiden (abgesehen vom Vorzeichen) nur dadurch, daß in ihnen 2 C anstatt 4 C steht.

$$(R_1)_{max}=\left[\mu_{111}+\mu_{122}\left(\frac{1}{m_2}+\frac{4C}{B_1}\right)\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right]_{x=\frac{a}{2},\,y=\frac{b}{2}}\cdot\frac{q\,a}{\varepsilon}.$$

$$\bar{R}_1=\left[\frac{\bar{\mu}_{111}}{b}+\frac{\bar{\mu}_{122}}{b}\left(\frac{1}{m_2}+\frac{4C}{B_1}\right)\sqrt{\frac{B_1}{B_2}}\right]_{x=\frac{a}{2}}\cdot\frac{q\,a\,b}{\varepsilon}.$$

$$\bar{R}_2=-\left[\frac{\bar{\mu}_{222}}{a}+\frac{\bar{\mu}_{112}}{a}\left(\frac{1}{m_1}+\frac{4C}{B_2}\right)\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right]_{y=0}\cdot q\,a\,b.$$

$$\hat{R}=(\mu_{12})_{\frac{a}{2},\,0}\,\frac{4C}{B_2}\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}\,q\,b^2=(\mu_{12})_{\frac{a}{2},\,0}\,\frac{4C}{B_2}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\,\frac{q\,a\,b}{\varepsilon}.$$

Plattenmitte sein kann. Aus der obigen Lösung für den allgemeinen Fall eines beliebigen ε folgt jetzt, daß mit der Abnahme der Verhältniszahl ε der Ort des Höchstwertes von $M_1'=\mu_{11}\frac{q\,a^2}{\varepsilon^2}$ sich allmählich von der kurzen Seite b entfernt und nachher rasch der Plattenmitte nähert, um sie für $\varepsilon=\backsim 1{,}3$ zu erreichen. Für $\frac{1}{1{,}3}<\varepsilon<1{,}3$ herrscht der Höchstwert von M_1' in der Plattenmitte. Allen Werten von ε, die größer als 1,3 sind, entspricht in der Plattenmitte kein Maximum, sondern ein Minimum des Momentes M_1'.

Ähnliches muß auch für die wirklichen Biegungsmomente M_1 gelten, jedoch ist die Auswertung der entsprechenden Formeln viel langwieriger, weshalb die rechnerische Abschätzung bloß für das „Ersatzmoment" M_1' als den Hauptteil des wirklichen Momentes M' durchgeführt worden ist. Danach wandert im besonderen Falle $B_1=B_2$ die Stelle des größten Momentes M_1' (und gleichzeitig die Stelle der größten Krümmung $\frac{\partial^2\zeta}{\partial x^2}$ im mittleren Längsschnitt der Platte) zwischen zwei Punkten, die von der kurzen Seite b um

$$d=\backsim 0{,}32\,b \quad \text{und} \quad d=\backsim 0{,}65\,b$$

entfernt sind, wenn die Verhältniszahl vom Werte ∞ bis 1,3 sich ändert. Für $\frac{1}{1{,}3} < \varepsilon < 1{,}3$ beträgt diese Entfernung $\frac{a}{2}$.

Außerdem findet man an Hand der großen Zahlentafel in diesem Paragraphen und der kleineren Tafel am Ende des § 3 (14) in H. 1925, bei der Annahme $B_1 = B_2$, $m_1 = m_2 = 6$ (für Beton):

für $\varepsilon =$	1	1,1	1,2	1,3	∞
$\frac{M_{1\max}}{q\,b^2} =$	$\frac{1}{23{,}3}$	$\frac{1}{23{,}0}$	$\frac{1}{23.2}$	$\frac{1}{23{,}6}$	$\frac{1}{28\,7}$
	(0,0429)	(0,0435)	(0,0431)	(0,0423)	(0,0348)

Es ändert sich also der Höchstwert von M_1 in ziemlich engen Grenzen, wenn bei gegebener Plattenbreite b die Länge a von a = b bis a = ∞ wächst. Die beiden Grenzwerte sind:

$$M_1 = \frac{1}{23{,}0}\,q\,b^2 \quad \text{für } a = 1{,}1\,b$$

und $$M_1 = \frac{1}{28{,}7}\,q\,b^2 \quad \text{für } a = \infty \text{ (praktisch für } a \geqq 3\,b).$$

Von der Richtigkeit der obigen Ergebnisse einer rechnerischen Abschätzung überzeugt man sich am besten auf Grund des Ausdruckes für μ_{III} (Gl. 214, II). Dieser Ausdruck ist dem Differentialquotienten $\frac{\partial^3 \zeta}{\partial x^3}$ proportional und sein Vorzeichen entscheidet über die Zu- bzw. Abnahme der Krümmung $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}$ (und somit auch des Wertes M_1'). Für $y = \frac{b}{2}$, d. h. in der Längsachse der Platte nimmt er bei vollständiger Belastung und für sehr kleine Werte von x die Form an:

$$\mu_{III} = -\frac{2}{\pi^2} \cdot \frac{\pi\,\varepsilon\,x}{a} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}}}{n} \cdot \frac{2 - \frac{n\,\pi\,\varepsilon}{2}\,\mathrm{Tgh}\,\frac{n\,\pi\,\varepsilon}{2}}{\mathrm{Ch}\,\frac{n\,\pi\,\varepsilon}{2}}$$

und wird offenbar Null für x = o. Für x > o ergeben sich negative Werte von μ_{III}, solange ε kleiner als $\varepsilon_k = \backsim 1{,}3$ bleibt. Dann entspricht dem Werte x = o ein Maximum von $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}$ und somit hat M_1' den Höchstwert in der Plattenmitte. Für $\varepsilon > \varepsilon_k$ wird μ_{III} positiv; es wächst daher anfangs die Krümmung $\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}$ mit der Entfernung von der Plattenmitte, um abseits ein Maximum zu erreichen.

Anhang (zu § 1).

Nach den Formeln der strengen Lösung in § 1 wurden für die vollständig gleichförmig belastete, ringsum frei aufliegende rechteckige Platte folgende Interpolationsformeln aufgestellt:

(269) $$f = \frac{0{,}013 + \frac{0{,}0073\,\varepsilon}{1{,}3 + \varepsilon^2}}{1 + \frac{2\,\eta}{\varepsilon^2} + \frac{1}{\varepsilon^4}} \cdot \frac{q\,b^4}{B_2} \quad \text{(für den Biegungspfeil).}$$

(270)
$$M_1' = \frac{17{,}2\sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \cdot q\,b^2}{(\varepsilon^4 + 8{,}5\,\varepsilon^2 + 107)\left(\varepsilon^2 + 2\,\eta + \frac{1}{\varepsilon^2}\right)} = \frac{17{,}2\,q\,a^2}{(\varepsilon^4 + 8{,}5\,\varepsilon^2 + 107)\,\varepsilon^4 + 2\,\varepsilon^2\,\eta + 1)},$$

$$M_2' = \frac{0{,}125 + \frac{0{,}19\,\varepsilon}{3\,\varepsilon^2 - 2{,}53\,\varepsilon + 8{,}4}}{1 + \frac{2\,\eta}{\varepsilon^2} + \frac{1}{\varepsilon^4}}\,q\,b^2$$

(für die beiden Ersatzmomente in der Plattenmitte, $a \geqq b$).

Diese Formeln liefern Werte, welche im Falle $\eta = 1$ von den genauen theoretischen Werten höchstens um einige Zehntel Prozent differieren. Da für Eisenbetonplatten die Werte der Steifigkeitszahl η von 1 nicht viel abweichen können, so wird für sie die Genauigkeit obiger Interpolationsformeln praktisch vollkommen ausreichend.

Sind die Ersatzmomente berechnet worden, so ergeben sich die wirklichen Biegungsmomente M_1 und M_2 aus den Formeln:

(267)
$$M_1 = -B_1\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2}\right) = M_1' + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2}\,M_2',$$

$$M_2 = -B_2\left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2}\right) = M_2' + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1}\,M_1'.$$

(Fortsetzung folgt.)

SHEDHALLEN IN MODERNER HOLZBAUWEISE.

Für den Aufbau der deutschen Industrie diente England jahrzehntelang als Vorbild. Um in Deutschland manche Industriezweige in Gang zu bringen, wurden in den Anfängen unserer industriellen Entwicklung meist die erforderlichen Maschinen, häufig einschließlich des mit ihnen vertrauten Personals, aus England eingeführt. Daß sich in dieser Zeit auch auf dem Gebiet des Bauwesens manche englischen Methoden in Deutschland einbürgerten, ist verständlich, brachte doch der Industriebau eine Reihe von Aufgaben mit sich, deren Lösung bisher die deutschen Bauleute kaum beschäftigte. Insbesondere war es der Bau weiträumiger Flachbauten, die vordem kaum eine Rolle spielten, und die man alsbald nach englischem Muster in Shedform überdachte.

Da bei derartigen Anlagen die Fenster in den Umfassungswänden meist für die Bedürfnisse des Fabrikbetriebes nicht genügten, mußten reichliche Oberlichtflächen angeordnet werden. Bei dem damaligen Mangel an Baustoffen, die eine flache Ausbildung des Daches ermöglicht hätten, stellten die Sheddächer, vom konstruktiven Standpunkt aus betrachtet, geradezu eine ideale Lösung dar, da sie sich für die übliche Dacheindeckung mit Ziegeln oder Schiefer sehr gut eigneten. Dem Bedürfnis nach ausreichenden Belichtungsflächen war weitgehend Rechnung getragen, und die Qualität des einfallenden Lichtes war einwandfrei, da die Glasflächen alle gegen Norden orientiert werden konnten, und so der Fabrikraum durch ein gleichmäßiges, zerstreutes Licht erhellt war. Diese wichtigen Vorzüge ließen die Sheddächer nicht allein dort Verwendung finden, wo sie auch heute noch häufig und mit gutem Erfolg angewandt werden, also in den Betrieben der Textilindustrie und in sonstigen, hochwertige Beleuchtung erfordernden Werkstätten, sondern sie wurden schlechthin für Flachbauten aller

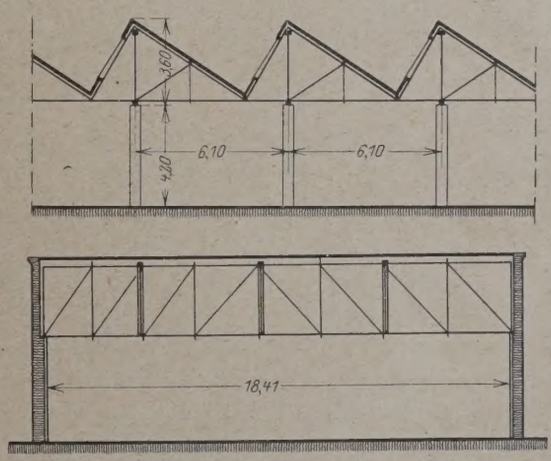


Abb. 1 u. 2. Längs- u. Querschnitt einer Halle mit lotrechten Trägern || zum Shed.

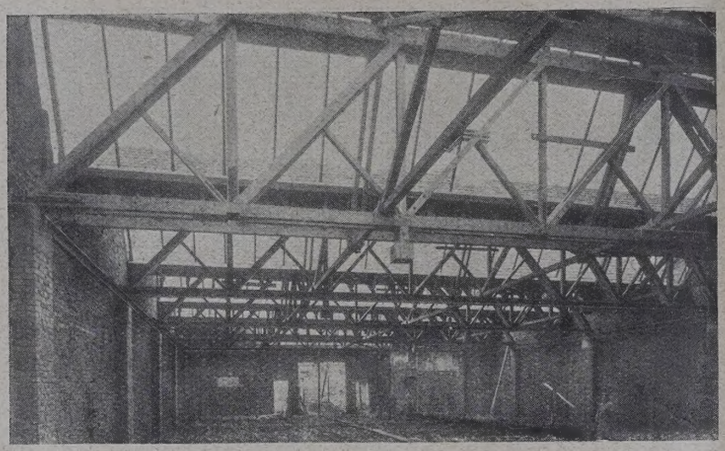


Abb. 3. Halle mit lotrechten Trägern ‖ zum Shed (Innenansicht).

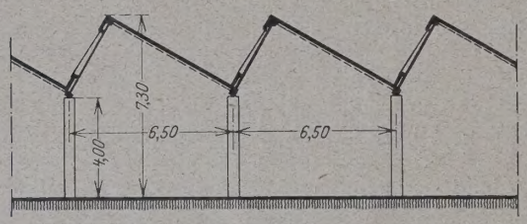


Abb. 4. Halle mit schrägliegendem Tragwerk, Längsschnitt.

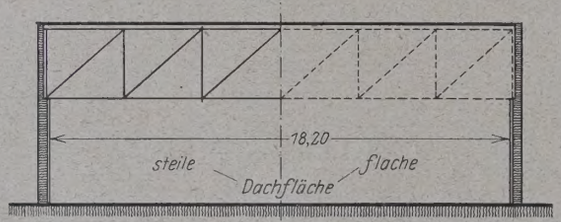


Abb. 5. Halle mit schrägliegendem Tragwerk, Querschnitt.

Art, Lokomotivschuppen, Lagerhallen u. ä. ausgeführt, bei denen nach unseren heutigen Begriffen ihre Nachteile die Vorteile überwiegen.

Und solche Nachteile des Shedbaues bestehen nicht allein hinsichtlich der architektonischen Gestaltung, der heute wieder ein größeres Interesse entgegengebracht wird als in den Anfangszeiten des Industriebaues. Sheddächer erfordern im Verhältnis zur überdeckten Grundfläche eine größere Dachfläche als andere heute beliebte Dachformen, und damit wachsen die von der Unterkonstruktion zu tragenden Lasten und die

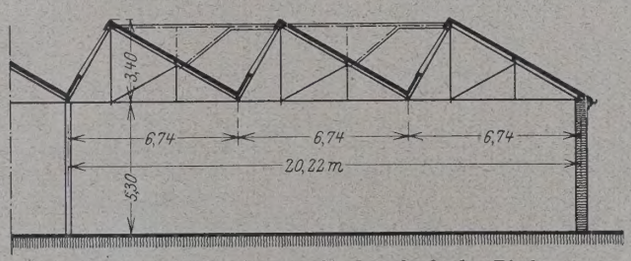


Abb. 7. Senkrecht zum Shed verlaufender Binder.

Baukosten. Ebenso wirkt dieser Umstand für die Betriebskosten verteuernd, da durch die größere Dachfläche der Aufwand für die Heizung sich erhöht. Weiter bringen die zahlreichen Dachkehlen, in denen sich der Schnee zu sammeln pflegt, durch ihre Rinnen und Verwahrungen viele Bau- und Unterhaltungskosten mit sich. Manche weiteren Schwierigkeiten ergeben sich dort, wo Shedhallen mit Rücksicht auf die einzubauenden Maschinenanlagen ohne Zwischenstützen, oder wenigstens mit einer möglichst geringen Zahl solcher, ausgeführt werden sollen. Naturgemäß wirkt hier das große Eigengewicht besonders verteuernd, daneben aber bringt es die Form des Sheddaches mit sich, daß der Konstrukteur in der Anordnung seiner Tragsysteme vielfache Rücksichten zu nehmen hat. Als zweckmäßigste Form des Sheddaches, von der deshalb im allgemeinen nur wenig abgewichen wird, hat sich die Anordnung bewährt, bei der die Neigung der Fensterfläche 60°, die der flacheren Dachfläche 30° beträgt, und bei der die beiden Dachflächen sich demnach im First im rechten Winkel treffen. Durch die Länge der Grundlinie der einzelnen Sheddreiecke — den Abstand von Rinne zu Rinne oder von First zu First — wird damit die Konstruktionshöhe der Tragwerke ziemlich genau bedingt. Außerdem ist meist durch dieses Maß auch der gegenseitige Abstand der Hauptträger bestimmt.

Im folgenden seien nun einige Beispiele gezeigt, die verschiedenartige Lösungen in der Anordnung der Tragwerke bei reifgespannten Shedhallen in Holz darstellen. Sämtliche Beispiele sind Ausführungen der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart, und stammen aus den Jahren 1917 bis 1925.

Abb. 6. Shedhalle mit schrägliegendem Tragwerk (Innenansicht).

Bei dem Bauwerk der Abb. 1 bis 3 verläuft die lange Seite des Grundrisses etwa von Süd nach Nord. Die Hauptbinder sind in der Form von Parallelträgern senkrecht stehend unter den Firstlinien der Sheds angeordnet. Sie tragen je drei dreieckige Shedbinder in ca. 5 m gegenseitigem Abstand. Die Hauptträger haben im vorliegenden Fall noch die Schienen für drei kleine Laufkrane aufzunehmen, die in der Längsrichtung der Halle verkehren. Die hier gewählte Anordnung ist bezüglich der Längssteifigkeit der Dachkonstruktion auf die Standfestigkeit der beiden zur Firstlinie des Sheds parallelen Umfassungsmauern angewiesen. Die dreieckigen Shedbinder stellen im Längsschnitt, Abb. 1, sozusagen Züge von Gerberpfetten dar,

Abb. 8. Halle mit senkrecht zum Shed verlaufenden Bindern, Innenansicht.

die in Fachwerk ausgeführt sind, und deren Gelenke jeweils unter den Kehlen liegen. Mit Ausnahme des Anfangsfeldes liegt in jedem Hauptträgerfeld ein Gelenk. Die auf die Dachflächen in der Längsrichtung wirkenden Windkräfte werden durch die Dreiecksbinderreihen auf die den Sheds parallelen Umfassungsmauern übertragen.

Das nächste Beispiel, Abb. 4 bis 6, zeigt eine Shedhalle von ähnlichen Grundrißabmessungen, doch sind hier die Hauptträger in die steile Shedfläche gelegt. Da die senkrecht wirkenden Lasten eine aus der Ebene der Träger herausfallende Komponente erzeugen, muß auch in der flachen Dachfläche ein entsprechender Verband eingebaut werden. Dieser ist gleichzeitig in der Lage, die auf die Fensterflächen treffenden Windkräfte auf die Längsmauern zu übertragen, wie umgekehrt die auf die flachen Dachteile wirkenden Winddrücke durch die erstgenannten Träger auf die Längsmauern übergeleitet werden. Gegenüber der zuerst gezeigten Anordnung weist die vorliegende Bauart keine außerhalb der Dachflächen liegenden Bauteile auf, was sich für den Gesamteindruck des Raumes angenehm geltend macht.

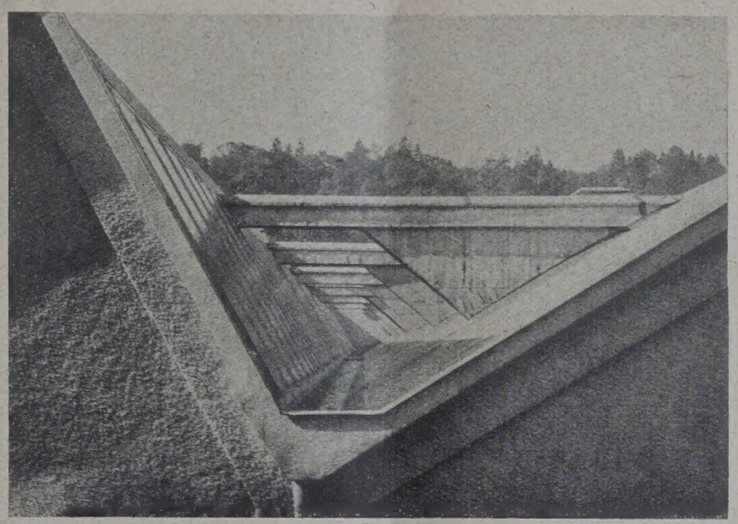


Abb. 9. Außenansicht zu Abb. 8.

Die Durchführung der Haupttragsysteme parallel zur Firstlinie kann unzweckmäßig werden, wenn der überspannte Raum in dieser Richtung wesentlich größere Abmessungen aufweist als senkrecht hierzu. Dieser Fall lag bei den in Abb. 7 bis 9 dargestellten Fabrikationsräumen vor, bei denen die Grundrißgestaltung teils durch bestehende Gebäude, teils durch die Geländeverhältnisse bedingt war, und ein Verlauf der Sheds in anderer Richtung mit Rücksicht auf das günstigere Nordlicht nicht in Betracht kam. Bei drei derartigen Hallen wurden seitens der Karl Kübler A.-G. Shedbinder vorgeschlagen und ausgeführt, die senkrecht zu den Shedflächen gespannt sind, und deren obere Gurtungen deshalb außerhalb der Dachflächen von First zu First laufen. Bei Firstabständen von 5,80 bis 7,90 m ergeben sich dadurch für die Obergurtstäbe Knicklängen, die wenigstens in der Binderebene eine Zwischenstützung zweckmäßig erscheinen lassen. Bei den Hallen mit größeren Firstabständen wurde diese Zwischenstützung in den Drittelspunkten, bei einer Halle in den Mittelpunkten der Obergurtstäbe vorgenommen. Die Haltestäbe wurden in die Verwahrung der Obergurte mit einbezogen, wodurch sich das eigenartige Bild der äußeren Dachform, Abb. 9, ergab. Die Verwahrung der außerhalb der Dachflächen liegenden Bauglieder erfolgte mit großer Sorgfalt durch teerfreie Pappe, doch ist zuzugeben, daß diese Ummantelung ein kritischer Punkt für die einwandfreie Instandhaltung der Anlage sein wird. Nach Lage der Verhältnisse blieb aber hier wie so häufig nur die Wahl des kleinsten Übels, und gegenüber den verschiedenen Auswegen, wie Änderung der Shedrichtung, Anordnung von Stützenreihen oder Spannung der Binder in anderer Richtung, erschien der eingeschlagene Weg als der gangbarste.

NEUE AMERIKANISCHE METHODEN ZUR BESTIMMUNG DES EINFLUSSES DES WASSERZUSATZES UND DER KORNGRÖSSENVERHÄLTNISSE AUF DIE BETONFESTIGKEIT.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Es werden in auszugsweiser Übersetzung aus amerikanischen technischen Zeitschriften die neuesten Forschungsergebnisse der Professoren D. A. Abrams und A. N. Talbot einander gegenübergestellt. Abrams wirft mit anerkennenswertem Mut alle Bedenken über Bord und stellt nach seinen Versuchen und Beobachtungen fest, daß sich die gesamte verwickelte Frage der Betonfestigkeit durch zwei Begriffe, nämlich „Wasser-Zement-Verhältnis" und „Feinheitsmodul", lösen läßt. Talbot dagegen schließt sich ziemlich eng an die Theorie Feréts an, spinnt sie aber erheblich weiter aus. Sein Hauptbegriff ist die „Mörtelhohlraum-Kurve", die die „Betondichte" darstellt. Wie ungeheuer schwierig es ist, die Betonfestigkeit im voraus zu bestimmen, wird sehr charakteristisch dargelegt durch eine Äußerung des Chefingenieurs der Chicago, Cleveland, Cincinnati & St. Louis Railroad Company, Herrn J. B. Hunley, in einem Aufsatz „Old and New Methods of Constructing Concrete Brigges", in „Proceedings of American Concrete Institute 1807 E. Grand Boulevard, Detroit, Mich." Seite 24. Er sagt: „Die Betonherstellung war bis zu einem gewissen Grade ein Hazardspiel des Zufalles („It was quite a gamble"), und meistens ist der Einsatz zu hoch." Dabei hat Hunley Bauwerke mit einem Gesamtinhalt von 1¼ Millionen Kubikyard Beton selbst ausgeführt.

Durch Versuche ist erwiesen, daß die Festigkeit des Betons bis zu einem gewissen Grade mit dem Wasserzusatz steigt, bei weiterer Zugabe von Wasser aber wieder sinkt. Forschungsinstitute der Vereinigten Staaten von Nordamerika haben in den letzten Jahren viel Geld und Arbeit geopfert, um herauszufinden, welche Mengen- und Mischungsverhältnisse letzten Endes für die Festigkeit des Betons maßgebend sind. Das Ziel war, es dem Ingenieur möglich zu machen, den Beton auf der Baustelle mit möglichst wenig Zement so herzustellen, daß die Festigkeit erzielt werden kann, die in jedem Falle der Bauwerksberechnung gemäß für notwendig erachtet wird, also möglichst wirtschaftlich zu bauen. Besonders umfangreiche und mit großer Genauigkeit durchgeführte Versuche sind nach dieser Richtung hin im Jahre 1916 vom „U. S. Bureau of Standards", Washington, gemacht worden. Es handelte sich hierbei um eine Serie von etwa 20 000 Einzelversuchen mit 240 Sandsorten und Steinschlag von 60 verschiedenen Gesteinsarten. Die Versuche zeigten in erster Linie, wie außerordentlich schwierig es ist, ein auch nur annähernd fest umrissenes, allgemein gültiges Ergebnis zu erhalten. Probekörper, die aus einer Betonmischung 1 Teil Zement : 2 Teilen Sand : 4 Teilen Steinschlag, die in der Versuchsanstalt vollkommen gleichartig und unter genau den gleichen Verhältnissen hergestellt und gelagert waren, zeigten nach 28 Tagen Festigkeitsunterschiede von bis zu 300%, wobei zufällige, besonders niedrige Festigkeitszahlen einzelner Probekörper nicht einmal der Bestimmung des Prozentsatzes zugrunde gelegt wurden.

Allgemein gültige Regeln wurden vom Bureau of Standards nicht gefunden. Zweierlei Erscheinungen traten indessen hervor, die das Bureau, wie folgt zusammenfassen konnte:

1. Die Schwankungen der Betonfestigkeit folgten überall bei gleichem Zementzusatz den Schwankungen einer Größe, die Feret, die „Dichte" des Betons nennt. Die „Dichte", die also bis zu einem gewissen Grade unabhängig ist von dem Zusatz an Zement, ist das Verhältnis zwischen dem Rauminhalt des frischen Betons und der Summe der absoluten Rauminhalte der festen Bestandteile, aus denen der Beton hergestellt ist. (Der absolute Rauminhalt einer bestimmten Menge Sandes oder Steinschlags ist beispielsweise gleich dem Gewicht dieser Menge geteilt durch das spezifische Gewicht des Minerals, aus dem der Sand oder der Steinschlag besteht.)

2. Das Bureau fand ferner, daß die Betonfestigkeit in hohem Maße von der Menge des Mischwassers abhängig ist. Wurde die Mischwassermenge über eine, übrigens ziemlich niedrig liegende Grenze gesteigert, so nahm bei sonst gleichen Mischungsverhältnissen des Betons die Festigkeit rasch ab.

Die Betonuntersuchungen wurden nach der angegebenen Richtung hin von D. A. Abrams, Professor an der Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, weiter gefördert. Abrams, der seine Feststellungen auf eine Reihe von 50 000 Einzelversuchen gründet, hat einen neuen Begriff eingeführt, den er „Wasser-Zement-Verhältnis" nennt. Diesen Begriff definiert er als das Verhältnis des Rauminhalts des Mischwassers W zu dem Rauminhalt (nicht dem absoluten Rauminhalt) des losen Zements Z. Für die Bestimmung der Größe Z nimmt Abrams an, daß 1 Fuß³ 94 lb wiegt, was einem Gewicht von 154 kg/100 l entspricht. Das „Wasser-Zement-Verhältnis" ist

$$x = \frac{W}{Z}.$$

Für Mischungsverhältnisse, vom reinen Zement abwärts bis zu 1 Teil Zement auf 15 Teile Sand und Steinschlag, gilt nach den Versuchen Abrams' allgemein folgender Grundsatz: „Für gegebene Betonstoffe hängt die Festigkeit des erhärteten Betons nur von einem Wert ab, nämlich vom Wasser-Zement-Verhältnis, solange die Betonmischung nicht zu trocken ist, oder der Kiessand nicht zuviel grobes Korn enthält, um einen dichten Beton zu bilden."

Die Betonfestigkeit S kann ausgedrückt werden durch die Formel:

$$S = \frac{A}{B^x}; \quad x = \text{„Wasser-Zement-Verhältnis"}.$$

A und B sind Konstanten, die von der Beschaffenheit des Zements und des Kiessandes, von dem Alter des Betons, von den Erhärtungsverhältnissen usw. abhängen. Bei den Versuchen, die Abrams ausführte, war

$$S = \frac{14\,000}{7^x} \text{ lb/Zoll}^2$$

Der Abramssche Satz gilt nur für Beton, der soviel Feuchtigkeit enthält, daß er sich zu einer dichten Masse stampfen läßt.

Die allgemeine wirtschaftliche Forderung bei der Betonbereitung gipfelt darin, einen Beton mit einer Mindestmenge Zement herzustellen, der ein gegebenes „Wasser-Zement-Verhältnis", also nach Abrams eine gegebene, der Bauwerksberechnung angepaßte Festigkeit aufweist. Jede Anwendungsform des Betons fordert, daß dieser so beschaffen sein muß, daß er sich für jeden Bau, zu dessen Herstellung er dienen soll, nach den im Baufach üblichen Methoden stampfen oder sonst verarbeiten läßt. Abrams nennt diese Eigenschaft „workability" (Verarbeitungsfähigkeit) oder, wie sie auch vielfach genannt wird, „Beweglichkeit". Die notwendige „Beweglichkeit" wechselt, je nach der Bauart, vom „erdfeuchten" bis zum „fließenden" Zustand. Der Begriff „Beweglichkeit" spielt bei Betonbauten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika eine so große Rolle, daß man Standardmethoden zur Messung dieser „Beweglichkeit" eingeführt hat. Eine dieser Methoden ist: Man füllt nach bestimmter Vorschrift eine nach oben konisch zugespitzte Form ohne festen Boden, die bestimmte Abmessungen besitzen muß, mit frischem Beton. Unmittelbar darauf hebt man die Form senkrecht in die Höhe, so daß der Betonkern stehen bleibt. Der frische Betonkörper wird dann, je nach dem Grade seiner „Beweglichkeit", mehr oder weniger zusammensinken. Das Maß des Zusammensinkens, in Zoll gemessen, stellt das Maß der „Beweglichkeit" dar.

Aus dem Abramsschen Satz kann die Schlußfolgerung gezogen werden, daß man, um den bestmöglichen Beton zu erhalten, in jedem Falle nicht mehr Mischwasser verwenden darf, als gerade für die Erlangung der erforderlichen „Beweglichkeit" geboten ist. Nimmt man mehr Wasser, so muß man die Zementmenge im gleichen Verhältnis erhöhen, wenn man Beton gleichbleibender Festigkeit erlangen will.

Die „Beweglichkeit" des Betons hängt indessen nicht nur von der Wassermenge ab. Verschiedene Sand- und Steinschlagsorten werden bei Mischung im gleichen Verhältnis und mit gleich großen Wassermengen unterschiedliche „Beweglichkeit" aufweisen. Abrams behauptet nun, durch seine Versuche herausgefunden zu haben, daß es die „Gradierung" der Korngrößen ist, die den überwiegenden Einfuß auf die „betonbildende Eigenschaft" des Zusatzmaterials besitzt, und daß es eine einfache „Funktion" dieser Gradierung gibt, die für alle Zusatzmaterialien gleicher betonbildender Eigenschaft denselben Wert annimmt. Diese Funktion, die Abrams den „Feinheitsmodul" nennt, findet man auf folgende Weise: Man nimmt eine Siebung der Zusatzstoffe (Sand und Steinschlag) vor. Hierbei benutzt man eine bestimmte Serie von Sieben. Das feinste Sieb hat 100 Maschen/linear Zoll; das gröbste ist ein Lochsieb von 1½ Zoll Lochdurchmesser. In jedem dazwischenliegenden Sieb ist die Maschen- oder Lochweite genau doppelt so groß, wie die des nächstfeineren Siebes. Für jede Siebung wird derjenige Teil der Siebprobe, der nicht durch die Maschen hindurchgeht, im Prozentsatz der Probe bestimmt. Die Gesamtsumme dieser Prozentsätze sämtlicher Siebungen der Serie, geteilt durch 100, ergibt den „Feinheitsmodul". Dieser Modul ist nach Abrams bestimmend für die Betonfestigkeit. Wenn sein Wert wächst, nimmt die Betonfestigkeit beim Vorhandensein gleicher „Beweglichkeit" bis zu einer bestimmten Grenze zu, die Abrams „den größtzulässigen Feinheitsmodul" nennt. Geht man weiter, wird das Zusatzmaterial zu grob, um einen dichten Beton zu liefern. Der Wert des „größtzulässigen Feinheitsmoduls" ist veränderlich, er hängt ab von der Zementmenge der Mischung, von der höchsten Korngröße im Zusatzmaterial und von der Art des Bauwerksteils, der hergestellt werden soll.

Hat man nun bei einem Bau bestimmte Sorten Sand und Steinschlag zur Verfügung, und hat man den „Feinheitsmodul" jedes dieser Stoffe bestimmt, so kann man durch richtige Mischung einen Modul erhalten, der jeden gewünschten Wert zwischen den Modulen der beiden Baustoffe annimmt. Umgekehrt, wünscht man eine Mischung von einem bestimmten „Feinheitsmodul", so kann man leicht ausrechnen, in welchem Verhältnis der Sand und der Steinschlag gemischt werden müssen. Hieraus geht hervor, daß man, um eine möglichst wirtschaftliche Mischung für ein gegebenes Bauwerk zu erhalten, so nahe an die Grenze des „größtzulässigen Feinheitsmoduls" gehen muß, wie nur möglich. Diese Aufgabe nennt Abrams, den Beton zu „dimensionieren".

„Abrams' System" hat in der Fachwelt der Vereinigten Staaten viele Anhänger erhalten, da es wegen seiner Einfachheit ohne Zweifel bestechend wirken muß. Es arbeitet nur mit zwei Begriffen, nämlich mit dem „Wasser-Zement-Verhältnis" und mit dem „Feinheitsmodul", und liefert auf dieser Grundlage ein leicht anwendbares Berechnungssystem.

Abrams ist mit seiner Theorie in den Fachkreisen auch auf erheblichen Widerstand gestoßen. Insbesondere haben die bekannten Betonforscher, der Franzose R. Feret und Professor A. N. Talbot der Universität in Illinois, die Richtigkeit der Theorie angezweifelt, wobei sie sich auf ihre langjährigen

umfangreichen Versuche stützen. Die Theorie, die Talbot aufgestellt hat, schließt sich in manchem der Theorie von Feret an, geht aber erheblich weiter. Wie Feret, findet auch Talbot, daß die Festigkeit des Betons in engster Beziehung zu dem absoluten Rauminhalt seiner Bestandteile steht, also auch zu den „Hohlräumen" in frischem Beton. Unter „Hohlräumen" versteht Talbot sowohl die „Wasser"-, als auch die „Lufthohlräume". Ebenso, wie Feret, legt Talbot das größte Gewicht auf das feinkörnige Sandmaterial. Er betrachtet Beton als einen Mörtel, dem aus wirtschaftlichen Gründen ein grobes Material (Kiesel oder Steinschlag) zugesetzt wird, und behauptet, daß man von den Eigenschaften des Mörtels auf die Eigenschaften des Betons mit großer Sicherheit schließen kann. Die Ergebnisse von mehreren Tausend Versuchen haben ihm angeblich die Berechtigung zu dieser Schlußfolgerung gegeben.

Da Talbot den „Hohlräumen" die größte Bedeutung zuerkennt, unterwirft er diesen Begriff einer besonderen Betrachtung, die nachstehend erörtert werden soll.

Setzt man einer trockenen Mischung von Zement und Sand gradweise Wasser zu, findet eine bestimmte Rauminhaltveränderung statt. Erst nimmt der Rauminhalt dadurch zu, daß das Wasser sich zwischen die einzelnen Körner der Mischung „hineinkeilt" und diese zunächst auseinandertreibt. Ist hierbei eine gewisse Grenze erreicht, wird diese Wirkung durch eine andere aufgehoben. Das Wasser „schmiert" die Mischung; die Teile gleiten leichter durcheinander und lagern sich dichter zusammen. Die Hohlräume nehmen also bis zu einer gewissen Grenze des Wasserzusatzes ab, bei deren Überschreitung jedoch das Wasser anfängt, die Mischung aufzufüllen, so daß die „Hohlräume" wiederum zunehmen, denn unter „Hohlräumen" versteht Talbot, wie erwähnt, sowohl die „Luft"-, als auch die „Wasserhohlräume". Für eine gegebene Mischung von Sand und Zement gibt es also eine bestimmte Wassermenge, die ein Minimum von Hohlräumen herbeiführt. Talbot nennt diese Wassermenge „the basic water-content" — die „kritische Wassermenge" für die betreffende Mischung. Diese läßt sich bei gegebenen Kiessandsorten und Mischungsverhältnissen durch Versuche leicht bestimmen. Bestimmt man für einen Kiessand den kleinsten Hohlraum bei verschiedenen Mengen des Zementzusatzes, findet man, daß der Mörtelhohlraum bei der „kritischen Wassermenge" (the basic water-content) mit der Zementmenge stark steigt. Für reinen Zement ist der Prozentsatz des Hohlraumes nach der Standardmethode Talbots 45. Setzt man Kiessand zu, nimmt der Prozentsatz bis zu einer gewissen Grenze mit dem zunehmenden Kiessandinhalt zu, um dann wieder bei weiterer Vergrößerung des Kiessandinhalts abzunehmen. Für einen gegebenen Kiessand kann man eine bestimmte Relation zwischen der Zementmenge und dem kleinsten „Hohlraum" ermitteln, wobei man, wenn der Zementinhalt als Abszisse und das Hohlraumminimum als Ordinate aufgetragen werden, die Kurve des Mörtelhohlraumes für die „kritische Wassermenge" (the basic water-content) erhält. Die Gleichung, die Talbot aufstellt, lautet:

$$S = K \left[\frac{Z}{Z + (W + V)}\right]^n.$$

Z = Zementrauminhalt,
W = Wasserrauminhalt,
V = Luftrauminhalt.

Talbot hat nun behauptet, daß die „Mörtelhohlraumkurve" die Eignung eines Kiessandes für Betonbereitung bestimmt, wobei natürlich von der Festigkeit der Mineralien, aus denen der Kiessand besteht, und von chemischen und mechanischen Verunreinigungen abgesehen wird. Kennt man also diese Kurve, so kann man nach Talbot den Hohlraum und die Festigkeit des aus einer bestimmten Mischung herzustellenden Betons, d. h. die Größen Z und (W + V), bestimmen.

Die Versuche Talbots haben gezeigt, daß ein bestimmter Kiessand, der in einem gleichfalls bestimmten Mischungsverhältnis mit Zement einen Beton gleichmäßiger hoher Festigkeit ergab, bei anderen Mischungsverhältnissen indessen völlig ungenügende Festigkeit aufwies. Der charakteristische Verlauf der „Mörtelhohlraumkurve" zeigt, daß feinkörniger Kiessand für fette Mischungen vorteilhafter ist als Kiessand mit viel grobem Korn. Bei mageren Mischungen ist dagegen Kiessand mit viel grobem Korn vorteilhafter. Talbot bezweifelt, daß Abrams in seinem „Wasser-Zement-Verhältnis" eine überall zuverlässige Grundlage für die Betonbeurteilung gefunden hat.

Die Versuche Talbots liegen zwischen weit gezogenen Grenzen des Mischungsverhältnisses, und dennoch beweisen diese Versuche, daß sich die tatsächlichen Festigkeitszahlen mit verblüffender Genauigkeit den nach seiner Methode errechneten Werten anlehnen. Für die Verhältnisse, unter denen Talbot seine Versuche gemacht hat, gibt er die Konstanten der Gleichung für die kritische Wassermenge zu K = 3200 lb/Zoll² und n zu 2,5 an.

In den Vereinigten Staaten ist trotzdem die Theorie von Abrams wohl in der Praxis am meisten angewendet worden, obwohl diese Theorie sicherlich nicht nach jeder Richtung hin einwandfrei ist. So hat beispielsweise Talbot nachgewiesen, daß sie bei Kiessandsorten, die hinsichtlich ihrer Körnung besonders große Unterschiede aufwiesen, nicht anwendbar erscheint. Indessen kommen diese Grenzfälle, für die die Gleichung Abrams' unzulässige Ergebnisse zeitigt, in der Baupraxis selten oder fast gar nicht vor. Jedenfalls ist es aber geboten, die Abramssche Theorie mit einiger Vorsicht anzuwenden.

Die Talbotsche Theorie eröffnet nach Ansicht der Fachwelt doch wohl die größte Möglichkeit, in der Praxis das herzustellen, was man in Amerika „scientific" Beton nennt. Hinsichtlich ihrer praktischen Verwendbarkeit sind die beiden Methoden so ziemlich als gleichwertig zu betrachten. Überzeugend für die Brauchbarkeit der beiden Methoden muß es wirken, wenn man erfährt, daß mehrere sehr bedeutende Baufirmen in den Vereinigten Staaten bei ihren Bauausführungen in der Tat ausschließlich die eine oder die andere dieser Methoden verwenden und dabei festgestellt zu haben glauben, daß sie erhebliche Ersparnisse an Zement (etwa 15%) bei erhöhter Festigkeit (etwa 13%) erzielen konnten.

Bei der Abfassung der vorstehenden Zusammenstellung, die keinen Anspruch auf eine vollkommene Darstellung der erwähnten Theorien macht, sind folgende Quellen benutzt worden:

Technologie Papers of the Bureau of Standards, Nr. 58.

Bulletin of Structural Materials Research Laboratory, Lewis Institute, Chicago, 17. April 1919.

A. N. Talbot, „The Strength of Concrete, its Relation to the Cement, Aggregates and Water".

Engineering News-Record, Juni 1919.

Engineer and Contractor 1922, Seite 91.

Ingenieur Brandtzägs Veröffentlichung über das gleiche Thema in „Teknisk Ukeblad", Oslo, Nr. 46 und 47 vom November 1925.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?

Vortrag, gehalten auf der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am Dienstag, den 1. Dezember 1925, in Berlin.

Von Geh. Regierungsrat Professor Robert Otzen, Hannover.

Die Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat sich die Aufgabe gestellt, die Besten des Faches unter ihrer Fahne zu versammeln — nicht satzungsgemäß — aber dem Sinne nach. Nicht akademisch — sondern unter Wertung der Persönlichkeit. Wer würde ein so hohes Ideal nicht freudig begrüßen als ein hoffnungsvolles Zeichen des innerlich bewußten, von Männern der Tat getragenen Widerstandes gegen deutsche Eigenbrödelei und Kirchturmpolitik? Das Ziel liegt weit; ich sehe aber den geistigen Inhalt des Aufbaugedankens sinnbildlich in dem lapidaren lateinischen Satz „navigare necesse est" — Kurs halten tut not! nicht treiben lassen. Gepriesen sei Rom und seine markige Sprache. Der Ingenieur braucht die geschliffene Waffe ihrer einfachen Logik.

Hohes Ziel stellt hohe Anforderungen. Aus diesem Grunde habe ich dem Wunsche des Vorstandes nachgegeben, meinem Thema den anspruchsvollen Wortlaut zu lassen. Soll ich doch von der Zukunft sprechen, d. h. Prophet sein, der bekanntlich in seinem Vaterlande nicht viel gilt. Endgültiges kann über das Thema nicht gesagt — nur Anregung zu eigener Schlußfolgerung gegeben werden. In diesem Sinne bitte ich Sie mich zu verstehen, um so mehr, als mir der Vorstand als Meister der Beschränkung nur 45 Minuten Sprechzeit zur Verfügung stellte.

Die Beantwortung der Hauptfrage des Themas erfordert zunächst eine Klärung der Begriffe „hochwertiger Baustoff" und „wirtschaftliche Gestaltung". Das Eigenschaftswort „hochwertig" ist seit zwei Jahren in aller Munde und wird im üblichen Sprachgebrauch nur auf „Eisen und Zement" bezogen. Eine Gruppierung der für den Bauingenieur wichtigen Baustoffe muß die Sammelbegriffe „Holz, Stein und Eisen" unbedingt an erste Stelle setzen. Alle anderen sind nur Hilfsbaustoffe; sie können wegen des geringen Einflusses etwaiger Hochwertigkeit auf die wirtschaftliche Gestaltung für die heutige Besprechung ausgeschaltet werden. Wenn ich auch das Holz aus dem Programm meines Vortrages streiche, so geschieht dies im Einvernehmen mit dem Vorstande, nicht nur in Rücksicht auf die zur Verfügung stehende Zeit. So interessant auch die Bestrebungen sind, aus dem Holz für große und bedeutende Konstruktionen das Beste herauszuholen — im Sinne einer akuten zukunftsschwangeren Veredlung des Stoffes tritt die Entwicklung des Baustoffes „Holz" gegenüber den fast stürmischen Vorgängen im Eisen- und Steinbau zurück. Die systematische Heranzüchtung edlerer Bauholzsorten ist in der Forstwirtschaft der letzten Jahrzehnte nicht erheblich vorangekommen. Diese Arbeit müßte auf sehr „lange Sicht" erfolgen und die Natur läßt sich nur ungern fabrikmäßig organisieren.

Unter „Steinbau" kann im modernen Sinne nur der „Beton- und Eisenbetonbau" verstanden werden. Die verschiedenen Mauerwerksarten aus natürlichen und künstlichen Bausteinen sind an und für sich für den Bauingenieur von untergeordneter Bedeutung. Das Tempo der Veredlung dieser Bauelemente ist relativ betrachtet langsam, die Aussichten sind gering; die Bezeichnung „hochwertig" als Vergleichsmaßstab gegenüber einem schon lange bestehenden Zustande kann auf diesem Gebiete kaum angewendet werden. Ich werde also nur von Eisen und Beton zu sprechen haben.

Zunächst ist hier festzustellen, daß das „hochwertige" Material, im Gegensatz zu dem behördlich als „normal" bezeichneten Stoff, nicht durch ein Heraufschrauben einzelner Eigenschaften gekennzeichnet ist. Die einseitige Betonung bestimmter Festigkeiten, z. B. der Normendruckfestigkeit der Zemente oder der Zugfestigkeit der Stähle, ist noch lange kein Kriterium höheren Wertes. Leider spekuliert der Geschäftssinn häufig auf die Gedankenlosigkeit der Kunden, die sich durch reklamehafte Anpreisung von Spitzenwerten beeinflussen lassen. Fälle, in denen altbewährte, normale Stoffe in harmonischer Anpassung an die gestellte Aufgabe höher zu bewerten sind als hochwertige, lassen sich ohne Schwierigkeit konstruieren oder auffinden. Bei tieferem Nachdenken über das Problem wird erkannt, daß in der neuzeitlichen Namensgebung die Gefahr schlagwortartiger Überschätzung verborgen ist. Hochwertig im besten Sinne sind also nur solche Baustoffe von heute, die in feiner Abstimmung aller guten Eigenschaften eine durchschnittliche Steigerung der Güte der „normalen" Stoffe von gestern aufweisen.

Gleiche Schwierigkeiten bietet der Versuch der scharfen Definition der Forderung einer „wirtschaftlichen Gestaltung" von Bauwerken. Die Männer, die sich um den wissenschaftlichen Aufbau einer Wirtschaftslehre bemühen, wissen ein Lied davon zu singen. Der Grund ist unsicher und die Zahl der Komponenten, die den Verlauf einer wirtschaftlichen Gütekurve beeinflussen, ist Legion. Im allgemeinen muß wohl getrennt werden zwischen der Wirtschaftlichkeit eines Baugedankens im absoluten Sinne, d. h. in seiner Einordnung in die Wirtschaftspolitik einer großen privaten, staatlichen oder sozialen Organisation und der relativen Wirtschaftlichkeit verschiedener Methoden für die Umsetzung des Baugedankens in die Wirklichkeit. Da hier von Baustoffen die Rede sein soll, so ist der erste, weiter gespannte Rahmen einer Untersuchung der wirtschaftlichen Gestaltung unserer Bauwerke für die folgenden Ausführungen zu breit, die Einschränkung auf relative Erörterung daher geboten.

Jahrzehntelang haben wir Bauingenieure uns daran gewöhnt, in dem früher als „Handelsflußeisen", nunmehr als „Flußstahl 37" bezeichneten Eisen das Material zu sehen, das sowohl in seinen physikalischen Eigenschaften als auch in seiner wirtschaftlichen Einstellung ein Optimum darstellte. Die Begründung ist einfach. Der Flußstahl erfüllte die grundsätzliche Forderung nach dem harmonischen Ausgleich von Festigkeit und Elastizität. Die Technik in ihrer Gesamtheit stellt der Eisen erzeugenden Industrie Aufgaben von außerordentlicher Verschiedenheit. Von der härtesten aber spröden Stahlsorte herunter bis zur weichsten, aber zähen Eisenart steht daher seit Jahrzehnten eine reiche Musterkarte von geeigneter Ware zur Verfügung. Die Anforderungen der Bauingenieure als Verbraucher sind dadurch gekennzeichnet, daß Extreme nach der einen oder andern Richtung hin vermieden werden müssen. Nur eine begrenzte Kombination von Festigkeit und Elastizität ist für die Konstruktionen aus Walzeisen brauchbar. Eine Sonderstellung nimmt dabei das Material ein, das für die Herstellung von Kabeln verwendet wird, das aber der Menge nach nur eine geringe Rolle spielt. Steigerung der Festigkeit hat normalerweise Rückgang der Dehnfähigkeit zur Folge. Sollte also eine Veredlung erzielt werden, so mußten besondere Verfahren erfunden und erprobt werden, die eine Verschiebung des harmonischen Verhältnisses nach oben ohne unzulässige Beeinflussung der einen der beiden Eigenschaften ermöglichte. Der einfachste Weg, um das Stahlgefüge in diesem Sinne zu veredeln, ist der Zusatz anderer Stoffe, von denen Nickel, das die Zähigkeit, und Chrom, das die Härte steigert, an erster Stelle zu nennen und auch im populären Sinne am meisten bekannt geworden sind. Beigaben von Vanadium und Titan sind nach amerikanischen Erfahrungen in noch höherem Grade wirksam. Die Unkosten der Zusätze selbst, die durch ihren Einfluß veranlaßten Änderungen der Fertigungsmethoden und Erschwerung der Bearbeitung führen aber zu einer erheblichen Erhöhung des Einheitspreises der fertigen Konstruktion. Die Wertigkeit war zwar gesteigert, infolge der höheren zulässigen Beanspruchungen war es also möglich, das Gewicht herabzudrücken — die Erleichterungsquote schlug aber nicht immer genügend zu Buche, um die Mehrkosten pro Gewichtseinheit auszugleichen. Bei den Wettbewerben um große Brückenbauten waren die Entwürfe der bedeutenden Firmen infolge des hohen Niveaus ihrer Ingenieurstäbe und Werkstattbetriebe bei Verwendung des üblichen Materials in bezug auf die Güte der Konstruktion und des Herausrechnens eines Kostenminimums wenig von einander verschieden. Ein durchschlagender Erfolg konnte nur durch einen neuen Baugedanken, z. B. durch Abweichen vom Normalen in der Baustoffwahl erzielt werden. Dieser Weg ist vom Anfang des Jahrhunderts an bis zum Kriege in Deutschland mehrfach beschritten worden. Beeinflußt durch den Bau der amerikanischen Riesenbrücken in New York und Quebec sind eine Reihe bedeutender Brückenbauwerke in Nickelstahl ausgeführt. Einigen kleineren Versuchen in Essen und Altona folgten die Hängebrücke über den Rhein in Köln, die Hindenburg-Brücke in Berlin, die Schwebefähre in Kiel und einige Brücken über den Rhein-Herne-Kanal.

Zahlenangaben in kurzem Auszug sind immer leicht angreifbar — da nicht alle Voraussetzungen erläutert werden können. Um aber die Anschaulichkeit zu heben, will ich einige von Bohny 1916 veröffentlichte Werte nennen. Das Preisverhältnis Nickelstahl zu Flußstahl sei 450/350 M/t fertig montierte Brücke; die zulässigen Spannungen mögen sich verhalten wie 1½:1. Die Ersparnisse betragen bei 50 m Spannweite —3%, die Nickelstahlbrücke ist also teurer; bei 100 m erst + 6%, um bei 200 m Stützweite 17% zu erreichen. Dabei ist zu beachten, daß der Gewinn an Gewicht an sich kein reiner Gewinn ist, da ein Teil der Kosten eines Bauwerks stets unabhängig vom Gewicht sein muß.

Die große Beweglichkeit der deutschen Stahlindustrie im Auffinden immer neuer Wege führte zu dem Gedanken, ob nicht durch vorsichtige Veränderungen in den üblichen Fertigungsmethoden eine ähnliche Höherwertung des Baustahles erreicht werden könnte, wie durch Zusatz von kostspieligen Stoffkomponenten. Das Anreichern mit Kohle — kurz „hochkohlen" genannt — das ja die elementarste Grundlage der Umwertung der bekannten Eisensorten bildet, steht hier an erster Stelle. Sekundär wirkt die Beeinflussung des Stahls durch die Höhe des Silizium- und Mangangehaltes.

Stahlsorten dieser Art wurden von der Industrie schon lange hergestellt, z. B. in der Form des „Schiffbaustahls 3". Sie sind in den Jahren 1912/13 von Dr. Voß beim Bau der von Harkort gebauten Brücke bei Rendsburg, der von Eilers ausgeführten Brücke bei Hochdonn und bei der schon vor dem Kriege von Flender begonnenen Ausführung der Elbebrücke bei Hamburg praktisch verwendet worden. Dieses hochgekohlte Material ist billiger als die legierten Stahlsorten. Mit der gleichen soeben erwähnten Beschränkung für die Allgemeingültigkeit nenne ich zum Vergleich der Wirtschaftlichkeit folgende Zahlenwerte:

Nach Angaben von Erlinghagen betrugen die Erzeugungskosten 1924 für 1 t Blech frei Essen:

hochgekohlter Siemens-Martin-Stahl	170 M/t
Chrom(0,6%)-Nickel(1,25%)-Stahl	250 „
Nickel(2,5%)-Stahl	340 „

Der erste Wert dürfte bei dem heutigen Stande der Fabrikation etwas zu hoch gegriffen sein.

Bohny errechnete 1916, daß bei einem Verhältnis der Preise von hochgekohltem zu normalem Flußstahl von 400/350 M/t und der zulässigen Spannungen von 1,3:1 die Ersparnisse bei 50 m Spannweite +7% und staffelförmig gesteigert bei 200 m 26% betragen würden. Die inzwischen von der Reichsbahn vorgeschriebenen höheren Verkehrslasten beeinflussen die Zahlen besonders bei den kleineren Spannweiten im günstigen Sinne.

Ferner möge noch auf den Bericht des Ministerialrats Haberkalt über umfangreiche österreichische Versuche hingewiesen werden, in dem schon 1914 eine Erhöhung der zulässigen Spannungen von 40% für hochgekohlten Siemens-Martin-Stahl als unbedenklich vertreten wird.

Die Veredlung des Baustahles vom normalen Flußstahl 37 zu der heutigen Tages vorläufig scharf definierten hochwertigen Baustahlsorte St. 48 hat eine höchst interessante Geschichte, die sich zum Teil in dramatischer Form im Laufe der letzten beiden Jahre abspielte. Wollte man für die Zukunft Folgerungen ziehen, so würde eine kritische Analyse dieser Vorgänge viele Anhaltspunkte für die Beurteilung von Zukunftsmöglichkeiten bieten. Bei der Kürze der Zeit muß ich mich auf ganz wenige Striche für die Zeichnung dieses Bildes beschränken.

Der erste Anstoß geht vom Lande der unbegrenzten Möglichkeiten aus. Die deutsche Industrie greift den Gedanken sofort auf, setzt ihn in die Tat um und schreitet in der Parallelentwicklung der hochgekohlten Stahlsorten neben den legierten Stählen rüstig voran. Der Weltkrieg unterbricht den stetigen Höhenflug. Zwar zeigen sich in der Kurve noch einzelne steile Spitzen, aber die Überspannung der Kriegslieferungen und endlich die Katastrophe lähmen die Schwungkraft. Aber schon im Jahre 1921 regt sich neue Initiative. Die deutschen Firmen Gutehoffnungshütte und Eilers erhalten im Auslande den Auftrag, eine gewaltige Brücke von rd 3000 t Eisengewicht, die Liding-Oe-Brücke bei Stockholm, zu bauen. Grund des Erfolges ist die Verwendung eines hochgekohlten Stahls, dessen Material Gutehoffnungshütte, Krupp und Hahnsche Werke liefern, und das nahezu mit dem heute behördlich beglaubigten Baustahl St. 48 identisch ist. Deutschland ist noch nicht genügend erstarkt, um selbst große Aufgaben zu stellen. In aller Stille, begünstigt durch die Lage im unbesetzten Gebiet, bereiten nun die Linke-Hofmann-Lauchhammer Werke, wissenschaftlich von Professor Gehler beraten, die Herstellung eines hochwertigen Baustahles vor. Zunächst im Eigenbetriebe verwendet und erprobt, wird dies Material 1922/23 der Reichsbahnbehörde angeboten. Geheimrat Schaper erkennt die große Bedeutung und ordnet die Zulassung durch Erlaß vom 11. März 1924 an. Die westdeutsche Stahlindustrie horcht auf — sie weiß, daß sie die Methoden der Herstellung beherrscht, zwar hat sie, unter schwerstem Druck der Besatzung leidend, in ihrer Preispolitik das Herausbringen des Materials nicht beschleunigen können. Nun aber tritt sie auf den Plan und schon am 13. Mai 1924 wird ihr Anerbieten, gleichwertigen Stahl zu liefern, durch behördlichen Erlaß bekanntgegeben. Die erste große Auswertung ist der Neubau der Elbebrücke bei Stendal-Hämerten, an deren Bau die Werke Krupp und Eilers beteiligt sind.

Wohin läuft die weitere Entwicklung?

Die Angelpunkte des Strebens nach dem harmonischen Ausgleich der Güteeigenschaften sind die Bruchfestigkeit, die Bruchdehnung und die Streckgrenze.

Die Bruchfestigkeit ist bei normalem Flußstahl bei uns nach unten und oben durch die Werte 37/44 kg/mm² begrenzt. Der Verlauf des Kampfes um die Definition dieser Eigenschaft beim hochwertigen Stahl zeigte zunächst das Heraufschieben der oberen Grenze auf 58 — in einem Sonderfall sogar bis 65. Dann kam die beiderseitige Begrenzung 48/58 und schließlich wurde nur die untere Grenze mit 48 festgelegt. In unmittelbarem Zusammenhang damit steht die Bruchdehnung. Beim Flußstahl ist die untere Grenze mit 20% bestimmt — die Steigerung der Dehnung bei erhöhter Festigkeit ist besonders schwer zu erreichen. Die L.-H.-L.-Werke gewährleisteten bei ihrem ersten Angebot sogar 23% — z. Zt. ist die untere Grenze von 18% maßgeblich.

Die geschilderte eigenartige Beziehung zwischen Festigkeit und Dehnung kommt in einfacher Form in der sog. „Güte"ziffer, d. h. Summe beider Werte, zum Ausdruck. Sie ist bei Annahme der Mindestwerte 48 + 18 = 66 und der Höchstwerte 58 + 23 = 81; das Mittel also etwa 73. Wie vorzüglich die Hüttenwerke im letzten Jahr gearbeitet haben, ist aus dem Kommerellschen Bericht vom Oktober dieses Jahres „Ein Jahr hochwertiger Baustahl 48" zu entnehmen. Danach haben von 1500 Proben nur 2% die Güteziffer 73 nicht erreicht.

Auf die höchst interessanten Erörterungen über die Frage, ob die Streckgrenze bei der Prüfung als Zahlenwert zu ermitteln und die Innehaltung eines Minimums vorzuschreiben sei, kann ich nicht eingehen. Während beim Flußstahl der Eintritt des Fließens mit großer Schärfe zu erkennen ist, müssen beim Baustahl entweder sehr verfeinerte Laboratoriumsmethoden oder zeitraubende Wiederholungen der Prüfung zur Feststellung bleibender Deformation (der sog. 0,2-Grenze) zur Anwendung kommen.

Kurz sei berichtet, daß als Mindestwert eine Streckgrenze von 30 kg/mm² gilt, und daß das Verhältnis der Streckgrenze zur Festigkeit demnach zwischen $\frac{30}{48}$ oder 62,5 % und $\frac{30}{58}$ oder 52% schwanken kann. Nach dem Kommerellschen Bericht ist bei den 1500 Prüfungen nicht ein Wert unter dem Minimum geblieben, 65% haben den Höchstwert überschritten.

Ich habe den heutigen Stand der Leistungsfähigkeit des neuen hochwertigen Baustoffes skizziert und soll nun versuchen, die Auswirkung der Verfügbarkeit dieses Materials auf die wirtschaftliche Gestaltung der Bauwerke darzulegen. In Anlehnung an die eingangs gegebene Definition des Begriffes „wirtschaftliche Gestaltung" ist in absolutem Sinne zu erwarten, daß die Grenze der bauwürdigen Entwürfe weiter gesteckt werden kann. Die Spanne — Flußstahl gegen Baustahl St. 48 — ist zwar nicht weit genug, um überraschende Steigerungen zu bringen. Die legierten Stahlsorten gestatten aber gewaltige Mehrleistungen. Die bisherigen Größtwerte der Spannweiten von rd 560 m sind ja schon in dem alten Lindenthalschen Entwurf einer East-River-Brücke auf 923 m überboten. Er unterlag im wirtschaftlichen Kampf gegen die Untertunnelungen, nicht wegen der Kosten der Brücke. Die Riesensummen, die die Herstellung der Zufahrtsrampen im dichtbebauten Gelände erfordern, haben ihn damals zu Fall gebracht.

Blitzartig beleuchtet dieses Mammutbeispiel die Schwierigkeit, wirtschaftliche Fragen auf eine Formel zu bringen.

Im kleineren Rahmen interessiert uns der Einfluß, den der vorläufig maßgebliche Baustahl 48 im Wettbewerb mit dem Flußstahl 37 auf dem Baumarkt, der die große Menge der normalen Bauwerke umfaßt, auszuüben im Stande ist. Hier stehen sich Mehrkosten und Mehrleistung eher relativ erfaßbar gegenüber. Die wichtigsten Faktoren in diesem Ausgleich sind Einheitspreis und zulässige Spannung, da das spez. Gewicht praktisch identisch ist. Wenn heute mit einem Preiszuschlag von 10—15% und einem Mehr an zulässiger Spannung von 30% gerechnet werden kann, so könnte auf den ersten Blick erwartet werden, daß der Baustahl 48 auf der ganzen Linie Sieger bliebe. Die leicht beieinander wohnenden Gedanken der Idealisten werden aber so leicht durch den harten Stoß der Sachen im Raum gestört. Auf unser Problem bezogen sind folgende hemmende Tatsachen zu nennen.

1. Der schon erwähnte, vom Gewicht fast unabhängige Teil der Gesamtbaukosten.

2. Der überwiegende Einfluß der Knickspannung bei allen Druckstäben mit großem Schlankheitsgrad.

3. Das praktisch nicht mehr zu unterschreitende Minimum der Stabquerschnitte.

Die beiden letzten Tatsachen sind in erster Linie der Grund dafür, daß der Ingenieurhochbau noch wenig von dem neuen Material wirtschaftlich vorteilhaft Gebrauch machen konnte.

4. Die schwierigere und teuerere Bearbeitung des Materials und die Mehrkosten der Organisation für Lagerung und Förderung im Werk, das beide Eisensorten verfügbar halten muß. Das Ergebnis der hierzu angestellten umfangreichen Versuche faßt Schellewald-Jucho in einem Bericht vom September 1925 dahin zusammen, daß der Mehraufwand für die Bearbeitung von St. 48 schätzungsweise zwischen 10 und 15% liegen wird.

Solange die beiden Baustahlsorten nebeneinander bestehen, wird die Verwendung von St. 48 den größeren Konstruktionen vorbehalten bleiben. Diese Tatsache kann z. B. dazu führen, daß die Hauptträger weitgespannter Brücken aus St. 48, die Fahrbahnteile dagegen in Flußstahl 37 ausgeführt werden. Die Anordnung ist bei der Liding-Oe-Brücke gewählt. Die Gefahr der Materialverwechselung erfordert straffe Disziplin im Eisenbauwerk. Der hochgekohlte Stahl ist grundsätzlich der gleichen Fertigungsmethode unterworfen wie der normale Flußstahl. Daher ist es nicht unwahrscheinlich, daß die Einigung auf den Stahl 48 als Normalmaterial auch den Hütten so große Vorteile der inneren Organisation bringt, daß der Überpreis verschwindet. Damit wäre dann die „Hochwertung" nicht mehr eine verhältnismäßig kleinliche Kalkulationsgrundlage — sondern eine volkswirtschaftlich großzügige Tat geworden. Ich glaube, daß sie in absehbarer Zeit Wirklichkeit sein wird.

Die alte griechische Weisheit, daß „Alles fließt", gilt aber auch heute. Schon melden sich Anzeichen, daß das in so harter Arbeit erreichte Optimum der Stahlgüte noch überholt werden kann.

Die A.-G. Freund & Co. hat in neuester Zeit einen unlegierten Stahl, den sog. F-Stahl, herausgebracht, der in den drei wichtigsten

Gütefaktoren den St. 48 wieder erheblich überbietet. Die Durchschnittswerte von 18 Proben sind:

Bruchfestigkeit	rd 63 kg/mm²
Bruchdehnung (l = 20 cm)	„ 27%
Streckgrenze	„ 47 kg/mm²
Güteziffer	„ 80

Dabei soll das Material nicht viel teurer als Flußstahl 37 und ebenso leicht zu bearbeiten sein.

Gelingt es, die Fabrikation des F-Stahls, die zunächst in verhältnismäßig geringen Mengen erfolgt, in großem Stil mit gleicher Wirtschaftlichkeit zu erweitern, so stehen wir vor neuen Voraussetzungen — neuen Schlußfolgerungen.

Ein Bauherr, der die Ausführung eines Ingenieurbauwerks zu vergeben und der unter der Voraussetzung der Ausschaltung des Holzes zwischen der Herstellung in Eisen oder Stein zu wählen hat, wird bei gleichen wirtschaftlichen Verhältnissen das steinerne Bauwerk vorziehen. Der Stein als Baustoff trägt eben das Merkmal größter Dauerhaftigkeit. Er konnte mit dem Eisen den Wettbewerb erst aufnehmen, als es gelungen war, ein künstliches Steinmaterial durchzubilden, das die Schwächen des seit Jahrtausenden bekannten Mauerwerks, den Mangel an Zug- und Scherfestigkeit, überwunden hatte. Der Eisenbetonbau steht heute auf einer Höhe, die ihn befähigt, fast alle Bauaufgaben mit wenigen Ausnahmen zu lösen. Das Für und Wider in diesem scharfen Wettbewerbskampfe, der das moderne Bauingenieurwesen charakterisiert, ist jedem von Ihnen geläufig. Letzten Endes sind es die wirtschaftlichen Ergebnisse der Entwurfsgestaltung, die die Entscheidung herbeiführen. Auch im Beton- und Eisenbetonbau ist das Wort „hochwertig' in den letzten zwei Jahren ein Schlagwort geworden. Um den augenblicklichen Zustand und die zu erwartende Entwicklung schildern zu können, muß ich von dem Aufbau des künstlichen Konglomeratgesteins, das den Namen Beton trägt, ausgehen.

Die Praxis hat sich daran gewöhnt, unter dem traditionellen Einfluß der Entwicklungsgeschichte des Betons aus dem Mauerwerk die Analyse des Gefüges auf die beiden Komponenten Mörtel und Zuschlagstoff zu beschränken. Diese Auffassung hat für den Betrieb auf der Baustelle sehr viele Vorteile. Einer wissenschaftlich-kritischen Beurteilung kann sie aber nicht standhalten. Sie muß die Trennungslinien an anderer Stelle ziehen, indem sie zunächst unterscheidet zwischen den „toten" Bauelementen, die bei dem Vorgang der Versteinerung weder physikalisch noch chemisch verändert werden und den „lebendigen" Bauelementen, die die Träger der Erhärtung sind.

In der Betonmasse ist das tote Bauelement ein Steinkorngemenge, in dem die einzelnen Körner vom größten zugelassenen Durchmesser bis zum feinsten Staubkorn in beliebiger Zusammensetzung vorhanden sind. Die willkürliche Grenzscheide, die je nach Gewohnheit bei 7, 5, 4 oder 2 mm gezogen wird, um das unter der Grenze liegende Gemenge als Sand zu kennzeichnen, ist wohl ziemlich unbewußt aus dem alten Maurerhandwerk hergeleitet. Ein gröberes Korn eignete sich nicht für die Verarbeitung mit der Maurerkelle in den Fugen. Der völlige Mangel an Gesetzmäßigkeit in der Zusammensetzung natürlicher oder auch künstlich hergestellter Zuschlagstoffe läßt aber eine willkürliche Unterteilung nach den üblichen Bezeichnungen Sand einerseits und Kiesel oder Schotter andererseits als berechtigt und brauchbar erscheinen.

Die versteinernde Wirkung der lebendigen Bauelemente beruht auf dem Zusammentreffen der sog. Bindemittel und des Wassers. Die Aufbaukomponenten des Betons sind demnach Bindemittel-Wasser-Zuschlagstoffe. Soll gegenüber dem bisher üblichen „Normalen" etwas „Hochwertiges" geschaffen werden, so kann dies bei rein systematischer Überlegung durch die Wertsteigerung jeder einzelnen oder im besten Falle aller drei Komponenten erfolgen. Dem Grade der Beeinflussung des Endresultates nach ist dem Wasser die kleinste und dem Bindemittel die größte Stoßkraft zuzusprechen.

Die Art des Anmachewassers braucht in dem Rahmen des heutigen Vortrags nicht erörtert zu werden. Zwar steht vom theoretischen Standpunkt aus dem Gedanken nichts im Wege, daß eine hochwertige Anmacheflüssigkeit gefunden würde, die die Güteeigenschaften des Betons in überraschender Weise steigert. Eine ganze Reihe von Zusätzen zum Wasser sind ja heute schon bekannt, die nach der einen oder andern Richtung hin durchaus günstig wirken. Im Sinne einer durchgreifenden Veredlung des Betons auf diesem Wege ist aber bis heute eine praktisch brauchbare Lösung noch nicht gefunden.

(Schluß folgt.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens.

Von Direktor Meisenhelder, Regierungsbaumeister a. D., Frankfurt a. M.

(Fortsetzung von Seite 119.)

Die bestehenden Mißstände im Submissionswesen können wesentlich herabgemindert werden, wenn das Leistungsverzeichnis mit der nötigen Sachkunde, Sorgfalt und Umsicht aufgestellt wird. Da es der Auftraggeber in der Hand hat, die erwähnte Zerlegung der Gesamtleistung in einzelne Arbeitsgattungen nach den Bedürfnissen des Einzelfalles vorzunehmen, so entsteht hierdurch ebenfalls eine Art Preiszergliederung — allerdings von ganz anderer Art als die im Eingang erörterte. Es wird hierbei nicht der einzelne Einheitspreis in seine Urelemente zerlegt, sondern es wird der Gesamtpreis des ganzen Werks, das Vertragsgegenstand ist, nach den einzelnen Arbeitsgattungen und Arbeitsleistungen zerlegt. Da das Wort „Preiszergliederung" bereits ein Fachausdruck des baugewerblichen Verdingungs- und Vertragswesens geworden ist, und zwar im Sinne der obigen Begriffserklärung, so ist es natürlich nicht angängig, für die in dem Leistungsverzeichnis vorgenommene Zerlegung ganz anderer Art denselben Ausdruck zu gebrauchen. Die Kennzeichnung als eine horizontale Preiszergliederung, wie Herr Dr. Hasse (vgl. „Bauingenieur" Heft 5, S. 93 u. ff.) vorschlägt, würde nichts ändern. Wenn man für diese Zerlegung ebenfalls einen Fachausdruck wählen wollte, dann wäre der Begriff der „Arbeitszerlegung" einzuführen.

An ein sachgemäßes und zweckentsprechendes Leistungsverzeichnis muß man folgende drei Anforderungen stellen:

1. Die Zerlegung der gewünschten Gesamtleistung in verschiedene Arbeitsgattungen unter besonderen Ordnungsnummern ist derart vorzunehmen, daß unter eine Ordnungsnummer mit einem bestimmten Einheitspreis nur solche Arbeitsleistungen zusammengefaßt werden, die in sich selbst von gleichartiger Beschaffenheit sind, so daß sie auch dieselben Gestehungskosten erfordern und unter demselben Einheitspreis zusammengefaßt werden können. (Zweckmäßige Leistungszerlegung.)

2. Jede Arbeitsleistung muß so klar, eindeutig und umfassend beschrieben werden, daß ein Zweifel über Art und Umfang derselben ausgeschlossen und eine einwandfreie Preisberechnung der geforderten Leistung möglich ist. (Ausreichende Leistungsbeschreibung.)

3. Das Leistungsverzeichnis muß so vollständig sein, daß die Gesamtheit der darin aufgeführten und beschriebenen Einzelleistungen zusammengenommen auch die gewünschte Gesamtleistung — gleichsam den gewünschten Effekt — erzielt. (Vollständigkeit des Leistungsverzeichnisses.)

Gegen diese drei Punkte wird seit altersher in mehr oder weniger grober Weise verstoßen, so daß hierdurch im Baugewerbe die Voraussetzungen für eine vertrauensvolle Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber und Unternehmer unmöglich gemacht werden.

Zur 1. Forderung: Zweckmäßige Leistungszerlegung: Nur derjenige kann die zweckmäßigste Leistungszerlegung treffen, der sich den ganzen Gang der Ausführung, das Ineinandergreifen der verschiedenen Arbeitsleistungen und die Ausführung dieser Einzelleistungen selbst vergegenwärtigen kann und der selbst schon baugewerbliche Preisermittlungen vorgenommen hat. Wenn unter einer Ordnungsnummer nur vollständig homogene Arbeitsleistungen enthalten sind und auch die Massenaufstellung schon nach diesem Gesichtspunkt vorgenommen ist, dann wird nicht nur dem Unternehmer die Preisermittlung erleichtert, sondern auch dem Bauherrn die Preisprüfung ermöglicht. Jede Preisermittlung baut sich auf der Preisermittlung einer in sich unbedingt gleichartigen Arbeitsleistung auf. Die Aufstellung von Sammelpositionen, in denen der Ausschreibende all diejenigen Dinge kunterbunt zusammenwirft, die er selbst nicht beurteilen kann oder will, die in ihrem kalkulatorischen Wert ungleich und unsicher sind, kann nur als ein grober Unfug bezeichnet werden. Beliebt ist auch das Verfahren, einer größeren Arbeitsposition mit an

und für sich gleichartigen Leistungen verschiedene andere andersgeartete Leistungen geringen Umfanges hinzuzufügen, Wenn schon aus reinen Zweckmäßigkeitsgründen die Zusammenfassung einer größeren Anzahl unter sich verschiedenartiger, aber durchweg geringwertiger Einzelleistungen angezeigt erscheint, dann sollten wenigstens nur solche von geringem Wert zusammengefügt werden, und zwar auch nur dann, wenn der Gesamtwert derselben ebenfalls ein geringer ist, so daß der Gesamtwert bei der Beurteilung des Angebotes nicht ins Gewicht fällt.

Zur 2. Forderung: Ausreichende Leistungsbeschreibung: Da die Verdingungsunterlagen — also auch das Leistungsverzeichnis — mit erfolgtem Zuschlag automatisch zu Vertragsunterlagen werden, so ist eine umfassende, ausreichende und klare Leistungsbeschreibung unbedingt erforderlich. Denn nur das, was diese Leistungsbeschreibung enthält, ist Gegenstand der Verpflichtung des Unternehmers. Die Einführung des Begriffes der „Nebenleistung", wie er zum Teil bei den Beratungen des Reichsverdingungsausschusses versucht wurde und wie ihn auch der Artikel von Dr. Hasse verwendet, ist m. E. nur geeignet, das ganze Problem zu verwirren. Wir haben es bei dem Bauvertrag mit einem Werkvertrag zu tun, dessen unternehmerseitige Leistungen im Vertrag festgelegt und beschrieben sein müssen. Es gibt hierbei keine Hauptleistung und keine Nebenleistung; es sei denn, daß man mit diesen Ausdrücken die Leistungen nur nach ihrem Werte kennzeichnen wollte. Es gibt nur eine Leistung, das ist diejenige, die der Vertrag nach Art und Umfang ausdrücklich dem Unternehmer auferlegt. Soweit es sich hierbei um immer wiederkehrende, allgemein übliche Leistungen handelt, braucht natürlich nicht jedesmal ein ganzer Roman als Beschreibung der Arbeit geliefert zu werden; es genügt eine kürzere Fassung, da in diesem Falle beide vertragschließenden Teile über Art und Umfang der Leistung im klaren sind. Auch können allgemein technische Vorschriften für die betreffenden Arbeitsgattungen ein für allemal für diese eine ausreichende Leistungsbeschreibung sein, so daß nur im Einzelfalle das davon Abweichende oder eine allenfalsige Ergänzung notwendig wird.

Welche Verwirrung der Begriff der Nebenleistung anstellt, erhellt ohne weiteres daraus, daß man auch die Hilfsleistungen des Unternehmers zur Erfüllung der Werksleistung als Nebenleistung bezeichnet, wie z. B. die Stellung und Vorhaltung der Geräte, der Werkzeuge und des Inventars, die Baustelleneinrichtung, deren Montage und Demontage, die Bereitstellung der Betriebsstoffe und Bauhilfsstoffe, die Vorhaltung von Aufbewahrungsräumen für Inventar und Baustoffe, die Stellung der Bauaufsicht usw. Da dem Unternehmer die Erfüllung der Werksleistung obliegt, so sind die eben aufgeführten Leistungen nur Mittel und Werkzeuge für seinen internen Betrieb, um die Werksleistung zu erfüllen. Um sie mit einem kurzen Wort in der Debatte bezeichnen zu können, habe ich das Wort „Hilfsleistung" gewählt. Jede Erörterung über diese Hilfsleistung, insbesondere auch die Festsetzung in Verträgen und allgemeinen Bedingungen, daß diese Leistungen durch die Vertragspreise abgegolten sind, ist m. E. nur dazu geeignet, dem Bauvertrag das Wesen des klaren Werkvertrages zu nehmen und das Vertragsverhältnis zu verwirren. Daß gerade in diesem Falle dies nicht im Interesse des Bauherrn liegt, ist ohne weiteres einleuchtend. Derartige Feststellungen mit Aufzählungen selbstverständlicher Dinge, die doch niemals erschöpfend sein kann, ist nur ein Anreiz für den Unternehmer, für nicht erwähnte Hilfsleistungen besondere Bezahlung zu verlangen oder für den Auftraggeber, für andersgeartete, nur äußerlich ähnliche Leistungen Bezahlung zu verweigern. Daß der Unternehmer diese Hilfsleistungen, ohne die ihm eine Leistungserfüllung nicht möglich ist, in seine Preise einkalkulieren muß, ist so selbstverständlich, daß jedes Wort hierüber sich erübrigt.

Bei den Hilfsleistungen, ohne die eine Erfüllung der Werksleistungen nicht möglich ist, sind noch diejenigen besonders zu erwähnen, die nach allgemeiner Übung dem Bauherrn obliegen und auch nur von diesem im allgemeinen erfüllt werden können, wie z. B. die Zurverfügungstellung des Grund und Bodens, auf dem die Abwicklung der Werksleistung sich vollziehen soll: also neben dem eigentlichen Bauplatz auch noch die erforderliche Fläche für Werk- und Lagerplätze, soweit die Herstellung der Arbeiten nach baugewerblicher Übung an Ort und Stelle erfolgt, ferner die Zurverfügungstellung einer Zufahrtsstraße zu diesem Grundstück, die Klärung gewisser Rechtsverhältnisse und Erfüllung gesetzlicher Vorschriften, insbesondere baupolizeilicher Natur u. a. Diese Leistungen, obgleich Hilfsleistungen, sollten, wenn in den Ausschreibungsunterlagen nichts Gegenteiliges ausdrücklich gesagt ist, als Obliegenheit des Unternehmers angesehen werden. Eine diesbezügliche Regelung sieht auch der Entwurf der neuen Reichsverdingungsordnung vor.

Ein Herausziehen der zuletzt genannten Hilfsleistungen des Unternehmers aus den betreffenden Positionen des Leistungsverzeichnisses kann trotzdem in gewissen Fällen im Interesse des Bauherrn und der Baudurchführung, insbesondere auch der Angebotsprüfung zweckmäßig erscheinen. Bei größeren Bauausführungen ist es vielfach für den Bauherrn von Interesse zu erfahren, auf welche Weise und mit welchen Hilfsmitteln der Unternehmer die Arbeit durchzuführen gedenkt und wie sich dieser Betriebsplan für die Durchführung in den Preisen des Angebotes auswirkt. Um dies zu erreichen, wird er im Kostenanschlag zweckmäßigerweise besondere Positionen für diese Hilfsleistungen vorsehen — schon auch deshalb, weil diese Hilfsleistungen einen wesentlichen Bestandteil der Vertragspreise ausmachen. Er wird z. B. ausscheiden: die Kosten der Baustelleneinrichtung und Beseitigung derselben, Kosten der Vorhaltung und Unterhaltung der Maschinen, die Kosten der Wasserhaltung, die Kosten größerer Gerüste, von größeren Transportanlagen, Zufahrtsbahnen, von Lehrgerüsten von Brücken, von umfangreichen Spundwänden usw. Diese Hilfsleistungen stellen sich nicht als unmittelbare Teile der Werksleistung, sondern als Hilfsleistungen für dieselbe dar. Durch das Herausziehen derselben in besondere Positionen verlieren die Einheitspreise der noch verbleibenden Positionsteile ihren Charakter als eigentliche Preise einer in sich geschlossenen Arbeitsleistung. Sie sind dann nur noch kalkulatorische Hilfs- und Abrechnungsgrößen. Die unter Ziffer 1 aufgeführte Zerlegung der Werksleistung in verschiedene Teilleistungen wird hier also in einer grundsätzlich anderen Weise noch weiter durchgeführt, indem eine in sich einheitliche Teilleistung wieder weiter zerlegt wird in Hilfsleistungen — die also nur Mittel und Werkzeug bilden und den noch verbleibenden Rest der Teilleistung. In diesem Falle kann man allerdings auch von einer Preiszerlegung sprechen, nicht mehr nach Grundelementen der Kalkulation: Arbeits- und Sachaufwand, sondern nach Aufwand für Hilfsleistungen, die wieder verschwinden, und dauernder Teilleistung des Werks. Eine Arbeitsteilung in dieser Weise verschafft dem Bauherrn schon einen sehr weitgehenden Einblick in die Kalkulation des Unternehmers und erleichtert ihm in weitgehendstem Maße die Preisprüfung.

Vom Standpunkt der bestimmten und ausreichenden Leistungsbeschreibung muß es als unzulässig bezeichnet werden, wenn beispielsweise dem Unternehmer Vorschriften über die Wahl der Baustoffe gemacht werden und er trotzdem für den Effekt, der mit diesen Baustoffen erreicht werden soll, verantwortlich gemacht werden soll, oder wenn der Bauherr sich vorbehält, den oder jenen Baustoff vorzuschreiben, obgleich diese im Preise sehr verschieden sind, wenn der Unternehmer beim Aushub etwa vorhandene Baustoffe verwenden soll, ohne daß der Bauherr die Verantwortung dafür übernimmt, in welchem Umfange die Baustoffe ausfallen und ob sie sich überhaupt für die Verwendung eignen, wenn über die Bodenbeschaffenheit nichts angegeben ist oder der Ausschreibende für die Richtigkeit etwa gemachter Bodenuntersuchungen und deren Ergebnisse die Verantwortung ablehnt, — wenn die Notwendigkeit einer Wasserhaltung verschwiegen wird, — wenn ohne ausdrückliche Erwähnung außerordentliche, von

der allgemeinen Übung abweichende Anforderungen an das Aussehen oder die Beschaffenheit des Werkes gestellt werden, — wenn der Bauherr sich vorbehält, die Leistungsmengen beliebig zu reduzieren oder zu vermehren, — überhaupt wenn der Bauherr sich allgemeine Vorbehalte macht über Umfang, Art, deren Auswirkung auf die Kalkulation vom Unternehmer nicht klar zu erfassen ist. Alle derartigen Unklarheiten unbestimmter Wagnisse müssen in die Preisermittlung des Unternehmers die größte Unsicherheit hineinlegen; je nach seiner Gewissenhaftigkeit und Erfahrung wird er die Vorbehalte verschieden bewerten. Die Angebote müssen schon aus diesem Grunde stark voneinander abweichen. Ein Vergleich der Angebote ist sehr erschwert, weil die erwähnten Risiken nach der bisher üblichen Methode in die Preise einbezogen sind.

Zur 3. Forderung: Vollständigkeit des Gesamtleistungsverzeichnisses: Da dem Unternehmer nur die im Leistungsverzeichnis aufgeführten Arbeitsgattungen übertragen werden, so entsteht immer dann eine Lücke und Streit zwischen Bauherrn und Unternehmer, wenn sich, oft während der Ausführung, herausstellt, daß eben gewisse Arbeitsgattungen, die zur Herstellung des Gesamtwerkes unbedingt erforderlich sind, im Leistungsverzeichnis vergessen wurden. Während es für jeden objektivund billig denkenden Menschen selbstverständlich ist, daß die Verantwortung für eine derartige Lücke im Leistungsverzeichnis dem Bauherrn zufällt, wird im Baugewerbe sehr häufig der Versuch gemacht, von dem Unternehmer die kostenlose Leistung der betreffenden Arbeit zu verlangen, weil eben die Verträge sehr vielfach offene oder versteckte Vorbehalte allgemeiner Art enthalten, wie etwa, daß der Unternehmer alle Arbeiten übernimmt, die zur Herstellung des Werks erforderlich sind. Vielfach ist es auch die Notwendigkeit der Einhaltung von Kostenanschlagssummen oder Etatsbeträgen, die den Auftraggeber zu diesem sonderbaren Vorgehen veranlassen. Wenn jemand das Risiko dafür, daß das Leistungsverzeichnis alle Arbeiten, die zur Erzielung eines Werks erforderlich sind, enthält, auf den Unternehmer abwälzen will, dann ist der einzig richtige Weg dazu der, daß er den Unternehmer das Leistungsverzeichnis aufstellen läßt und ihm dann das Gesamtwerk gegen eine Pauschalsumme überträgt, mit dem ausdrücklichen Hinweis, daß er das ganze Werk herzustellen hat — auch dann, wenn im Leistungsverzeichnis gewisse für das Werk unentbehrliche Leistungen vergessen sind. Jedes andere Verfahren mit Vorbehalten allgemeiner Natur, unter denen sich der Unternehmer nichts Konkretes vorstellen kann, führt nur dazu, daß der Unternehmervertrag von einem redlichen Umsatzvertrag, der er sein soll, umgewandelt wird zu einem einseitigen Versicherungsvertrag für den Auftraggeber, ohne daß dem Auftragnehmer die dem Versicherungsrisiko entsprechende Prämie gewährt wird.

Auch die Garantie des Unternehmers wird vielfach in einer unzulässigen Weise nach Art und Umfang seitens der verdingenden Stelle erweitert. Die Garantie des Bauunternehmers kann sich unter Zugrundelegung des heute üblichen Bauvertrags, wie er oben geschildert wurde, nur darauf beziehen, daß er für die Güte der von ihm gewählten Baustoffe und die ordnungsmäßige, den anerkannten Regeln des Gewerbes und der technischen Wissenschaft entsprechenden Ausführung haftet. Ihn verantwortlich zu machen für Ereignisse oder Erscheinungen, die er abzuwenden gar nicht imstande ist, ist im höchsten Grade unbillig. Zur Übernahme derartiger Risiken sind nur Versicherungsgesellschaften geeignet, aber nicht der einzelne Unternehmer. Nur für solche Eigenschaften des fertigen Bauwerks, die als eine Folge der Qualität der Arbeit des Unternehmers nach allgemeiner Auffassung der technischen Wissenschaft angesehen werden, sollte der letztere haftbar gemacht werden. Soll in einem besonderen Einzelfall dem Unternehmer eine andersgeartete Garantie zugemutet werden, die Haftung für irgendeine Eigenschaft des Werkes, die nicht ohne weiteres als Funktion einer gewissenhaften Ausführung sich darstellt, so ist diese besonders klar und deutlich festzulegen und dem Unternehmer billigerweise auch eine besondere Risikoprämie zuzusichern. Es dient weder den Interessen des Bauherrn noch der allgemeinen Wirtschaft oder dem Unternehmer, wenn der letztere vom Bauunternehmer auf die Bahn des Spekulanten gedrängt wird. Auch die praktische Auswirkung der Garantiepflicht läßt viel zu wünschen übrig. Die Methode, daß der Bauherr für alle Schäden am Bauwerk, die innerhalb der Verjährungsfrist für die Mängelrüge auftreten, haftbar gemacht wird, ohne Rücksicht darauf, ob sie auf mangelhafte Arbeit des Unternehmers zurückzuführen ist oder nicht, sollte ein für allemal beseitigt werden. Die Wettbewerbsverhältnisse im Baugewerbe gestatten selbst in Zeiten normaler Wirtschaftsverhältnisse — also mehr oder weniger ausreichenden Anfall an Aufträgen — nicht die Einrechnung einer Prämie für die Risiken, die in Übereinstimmung mit dem Sinn und Zweck eines gesunden Bauvertrages ihm obliegen, noch weniger aber dafür, daß ihm der Bauherr die Verantwortung für alles das auferlegt, was er selbst nicht beurteilen kann oder will und wofür er selbst nicht eintreten will. Strenge Vertragserfüllung, die von den unzähligen scholastischen Verbesserern im Verdingungswesen zum Feldgeschrei erhoben wird, ist nur möglich, wenn die vertraglichen Pflichten scharf und klar umrissen sind und nicht über das hinausgehen, was ein gewissenhafter und ordentlicher Unternehmer an Gefahren und Wagnissen überhaupt übernehmen kann, ohne seine Existenz zu gefährden. Der Hinweis, daß die jeweiligen Wagnisse und sonstigen unbestimmten Belastungen doch vom Unternehmer übernommen werden, besagt nichts. Die machtlose Position, die der einzelne Bieter im Baugewerbe im allgemeinen bei der Verdingung dem Auftraggeber gegenüber einnimmt, zwingt ihn, wenn er den Auftrag bekommen will, alles zu unterschreiben, was ihm vorgelegt wird. Aus diesem Grunde finden die Auftraggeber vielfach gar nicht den moralischen Mut, strenge Vertragserfüllung zu fordern. Es kann nur der Wunsch ausgedrückt werden, daß die Arbeit des Reichsverdingungsausschusses, insbesondere die in Arbeit befindliche neue Reichsverdingungsordnung in Verbindung mit den Technischen Vorschriften, eine neue Plattform für eine den Interessen beider Teile dienende vertrauensvolle Zusammenarbeit zwischen Bauherrn und Unternehmer schafft.

Großhandelsindex.

30. Dez.	6. Jan.	13. Jan.	20. Jan.	27. Jan.	3. Febr.
121,2	121,6	120,6	120,1	119,7	119,2

Lebenshaltungskostenindex.

Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan.
145,0	144,9	143,5	141,4	141,2	139,8

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen 4. Februar 1926.)

Gesetz über die Feststellung des Reichshaushaltsplans für das Rechnungsjahr 1925. Vom 30. Jan. 26 (RGBl. II. S. 103).

Dritte Verordnung des Reichsministers der Finanzen zur Ausführung des Gesetzes über die Ablösung öffentlicher Anleihen. Vom 19. I. 26. (RGBl. I. S. 95). Als Altbesitzer gelten auch Besitzer von Anleihen, die diese aus der Auseinandersetzung mit einer Offenen Handels- oder Kommandit-Gesellschaft erhalten haben, wenn die Gesellschaft sie seit dem 1. Juli 20 dauernd im Besitz hatte. Hinterlegte Markanleihen können ohne Beifügung der Schuldurkunde zum Umtausch in Ablösungsschuld angemeldet werden, wenn der Anmeldung eine Bescheinigung der Kasse beigefügt wird, bei der die Anleihen hinterlegt sind, und eine Erklärung des Antragstellers, daß er mit dem Umtausch der hinterlegten Stücke durch die Kasse einverstanden ist.

Im Reichsanzeiger Nr. 27 ist darauf hingewiesen worden, daß die Reichsbehörden nicht von Amts wegen verpflichtet sind, Maßnahmen zur Erhaltung des Rechts auf Aufwertung bei hinterlegten Wertpapieren vorzunehmen. Der Berechtigte muß selbst für die Wahrung seiner Rechte Sorge tragen.

Verordnung zur Durchführung der Aufwertung von Ansprüchen gegen öffentlich-rechtliche Grundkreditanstalten. Vom 20. Jan. 26 (RGBl. I. S. 96). Betrifft den Abzug eines Beitrages zu den Verwaltungskosten und die Zulässigkeit und Anrechnung von Sachleistungen.

Erlaß des Reichsfinanzministers über vereinfachte Einreichung der Belege über den Steuerabzug vom Arbeitslohn für das Kalenderjahr 1925. (R. St. Bl. Nr. 3, R.-Min.-Bl. Nr. 4 S. 40.) Bis zum 15. Februar

müssen diejenigen Arbeitnehmer, die nicht am Orte der Baustelle wohnen, in Lohnsteuer-Überweisungslisten eingetragen werden, deren Vordruck beim Finanzamt erhältlich ist. Sind keine solche Arbeiter vorhanden, so ist auf besonderm Formular Fehlanzeige zu erstatten. (Der Termin ist bis 1. März verlängert.)

Änderung der Kostengrenzen bei Vergebung staatlicher Bauarbeiten, sowie der Dienstanweisung für die Ortsbaubeamten der Staatshochbauverwaltung in Preußen (Erl. d. Pr. Finanzministers v. 14. Dezember 1925). Die durch Erl. v. 27. Dezember 1923 festgesetzten Grenzbeträge, welche die Ermächtigung der Ortsbaubeamten usw. bei Vergebung baulicher Unterhaltungs-, Erneuerungs- und Ergänzungsarbeiten festsetzen, werden verdoppelt. Es sind künftig ermächtigt:

die die staatlichen Gebäude oder Gebäudeteile benutzenden Verwaltungen im Rahmen der überwiesenen Mittel zur Ausführung und Abrechnung von kleinen Instandsetzungsarbeiten (geringeren Ausbesserungen an den bau- und maschinentechnischen Betriebseinrichtungen) bis zum Betrage von ..... 600.— M.

die Ortsbaubeamten (Vorstand eines staatlichen Hochbauamtes oder Polizeibauamtes) zu Arbeiten für die laufende Unterhaltung der Bauwerke einschließlich ihrer Einrichtungen und zu deren Abrechnung bis zum Betrage von ..... 4000.— M.

und zu Erneuerungs- und Ergänzungsarbeiten (Erweiterungen und Ergänzungen in und an den Gebäuden oder Gebäudeteilen) bis zum Betrag von ..... 3000.— M

Der Regierungspräsident hat bei der Ausführung und Abrechnung von Unterhaltungsarbeiten, sobald sie mehr als 6000.— M und bei Erneuerungs- und Ergänzungsarbeiten, sofern sie mehr als 4000.— M. Kosten verursachen, mitzuwirken. Die Genehmigung des Fachministers und des Finanzministers (Hochbauabteilung) ist einzuholen, sobald durch die Unterhaltungsarbeiten mehr als 100000.— M. und durch die Erneuerungs- und Ergänzungsarbeiten mehr als 60000.— M. Kosten entstehen. Als größere Neubauten und Hauptinstandsetzungen, die als einmalige Ausgaben durch den Staatshaushalt anzufordern sind, werden solche Arbeiten angesehen, die Kosten von mehr als 30000 M. verursachen.

Die Baubeamten werden ferner berechtigt, Abschlagszahlungen für Leistungen auf Grund schriftlicher Verträge bis zu $^{19}/_{20}$ (bislang $^{9}/_{10}$) der Vertragssumme unmittelbar auf die zuständige Kasse anzuweisen.

Akademische Auszeichnung.

Die im Jahre 1924 anläßlich des Ausscheidens von Herrn Geheimen Rat Prof. Dr. Dr.-Ing. E. h. Hubert Engels aus seinem Lehramte zur dauernden Erinnerung an ihn von seinen ehemaligen Schülern gestiftete Engels-Denkmünze wurde in diesem Jahre auf einstimmigen Antrag der Bauingenieur-Abteilung der Dresdner Technischen Hochschule zunächst zum ersten Male in Silber dem ehemaligen Schüler der vorgenannten Abteilung, dem jetzigen Wasserbaudirektor, Ministerialrat im Finanzministerium, Arno Sorger, verliehen. Bei der akademischen, dieser Verleihung dienenden Feier am 23. d. M. konnte der derzeitige Vorstand der Bauingenieur-Abteilung, Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. E. h. Max Foerster, darauf hinweisen, daß durch diese Verleihung die hervorragenden Leistungen gebührende Anerkennung finden sollten, auf die Herr Ministerialrat Sorger „in weitschauender Bezwingung und wirtschaftlicher Nutzbarmachung der heimischen Wasserkräfte zum Wohle des sächsischen Landes und als erfolgreicher Führer des sächsischen Wasserbauwesens mit Stolz zurückblicken kann".

Weiter wurde die gleiche Denkmünze in Bronze dem Diplom-Ingenieur Wilhelm Flügge für hervorragende Leistung im Studium verliehen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 2 vom 14. Januar 1926.

Kl 5d, Gr. 9. R 63882. Heinrich Rohde, Wanne. Aus mit Gesteinsstaub gefüllten Gefäßen bestehende Sicherungsvorrichtung gegen Grubenexplosionen. 30. III. 25.

Kl. 19a, Gr. 28. C 35823. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Auslegergleisrückmaschine. 9. XII. 24.

Kl. 19a, Gr. 28. K 90599. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee, 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Str. 11. Kippgleisrückmaschine. 14. VIII. 24.

Kl. 19a, Gr. 28. K 90600. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine. 14. VIII. 24.

Kl. 19d, Gr. 7. P 47307. Fa. Polensky & Zöllner, Driesen N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken; Zus. z. Pat. 416083. 8. I. 24.

Kl. 20a, Gr. 14. Sch 72818. Schenk und Liebe-Harkort, Akt.-Ges., Düsseldorf. Schrägaufzug. 26. I. 25.

Kl. 20a, Gr. 18. P 50498. J. Pohlig A.-G., Köln-Zollstock. Kurbelklemme für Seilförderungen. 11. V. 25. Österreich 18. II. 25.

Kl. 20g, Gr. 1. M 89245. Dr. Hans Möckel, Essen-Rüttenscheid, Clementinenstr. 37. Gleisanschlußplatte. 8. IV. 25.

Kl. 20g, Gr. 1. M 90413. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen; Zus. z. Anm. M 89692. 7. VII. 25.

Kl. 20g, Gr. 4. M 89534. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Vorrichtung zur Beförderung von Straßenfahrzeugen auf Schienenwagen. 29. IV. 25.

Kl. 20i, Gr. 4. B 116890. Dipl.-Ing. Walter Brewitt, Charlottenburg, Berliner Str. 46. Auflager für die steglos gewordene Leitschiene eines teilweise geschweißten Schienenherzstücks. 3. XI. 24.

Kl. 20i, Gr. 19. O 15120. Yukimasa Ogawa, Fukuchimura, Prefecture of Fukuoka, Jap; Vertr.: Arthur Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur automatischen Betätigung der Schranken für eingleisige Eisenbahnen. 18. VIII. 25.

Kl. 37a, Gr. 7. M 88670. Ludwig Motzko, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. Brackertz, Pat.-Anw., Berlin SW 47. Einrichtung zur Trockenlegung feuchter Mauern. 25. II. 25.

Kl. 80a, Gr. 46. R 63469. Joseph Riegel, Bonn, Quirinstr. 5. Verfahren zur Herstellung von Betonplatten mit sich kreuzenden Lochungen. 18. II. 25.

Kl. 80b, Gr. 3. S 64682. Fa. Sächsisch-Thüringische Portland-Cement-Fabrik Prüssing & Co., Commandit-Gesellschaft auf Actien, Göschwitz, Saale. Verfahren zur Verbesserung von Mörtelbildnern. 3. I. 24.

Kl. 81c, Gr. 32. K 94656. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verfahren zur Verbreiterung von Halden. 19. VI. 25.

Kl. 84a, Gr. 3. L 61429. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Eisenach, Johannisplatz 18—20. Absperrvorrichtung für übereinanderliegende Becken, z. B. für die Sparbecken einer Schleuse. 15. X. 24.

Kl. 84d, Gr. 1. J 23013. Tomezo Imaoka, Osaka, Japan; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Pfahlbaggerschiff. 14. IX. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 2 vom 14. Jan. 1926.

Kl. 20i, Gr. 14. 424403. Société Alsacienne de Waggonage et de Matériel de Travaux Publics, Straßburg-Neudorf, Frankr.; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Signal für doppelte Kreuzungsweichen. 14. V. 25. S 69964. Frankreich 9. III. 25.

Kl. 20i, Gr. 14. 424403. Fa. Süddeutsche Tiefbaugesellschaft Polensky und Zöllner, München. Trägeranordnung für die Drahtzugrollenständer in Eisenbetonkanälen. 16. V. 25. S 70065.

Kl. 35b, Gr. 1. 424507. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Seilträger für Kabelkrane. 28. X. 24. B 116281.

Kl. 37d, Gr. 7. 424417. Fa. Deutsche Lederfußboden-Gesellschaft m. b. H., Charlottenburg. Verfahren zum Ausbessern von abgenutzten massiven Fußböden und Wänden. 1. I. 25. D 47164.

Kl. 65a, Gr. 58. 424626. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zum Empfang von elektrischen, insbesondere von Kabeln zur Kenntlichmachung von Schiffahrtsstraßen ausgesandten Zeichen. 19. XI. 22. A 38833.

Kl. 80b, Gr. 22. 424382. Friedrich Rousselle, Wiesbaden, Heßstr. 2. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Hochofenschlacke; Zus. z. Pat. 422386. 9. VIII. 21. R 53729.

Kl. 84a, Gr. 3. 424484. Paul Nattkämper, Pillkallen, Ostpr. Vorrichtung zum Einkeilen von Schiebetoren. 3. II. 24. N 22814.

Kl. 84a, Gr. 3. 424485. Fa. Techn. Projektierungs- u. Baubureau G. m. b. H. J. Pfletschinger & Comp. u. Dr.-Ing. A. Läufer, Wien; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Wasserkraftvernichter. 17. X. 22. T 27030.

Kl. 84a, Gr. 3. 424533. Paul Nattkämper, Pillkallen, Ostpr. Einrichtung zum Abdichten von Schütztafeln und zu ihrem Feststellen in beliebiger Höhe. 3. II. 24. N 22815.

Kl. 85c, Gr. 6. 424385. Max Prüß, Essen, Semperstr. 6. Einrichtung zum Schlammausräumen aus Flachklärbecken mittels verfahrbaren Saugbaggers. 1. III. 23. P 45810.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Moderne Türen, Tore, Glasabschlüsse und Verwandtes. Vorlagen und ausführliche Teilzeichnungen für ein- und mehrflüglige Haus- und Zimmertüren, Durchgangstüren, Schiebetüren, Pendeltüren sowie Korridorabschlüsse, Windfänge, Glas- und Erkerabschlüsse in einfachster und reicherer Ausführung von Architekt Ph. Jantscher. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt, Leipzig, 1925, in eleganter Kalikomappe, 12 RM.

Der Verfasser gibt in guten Zeichnungen und übersichtlicher Darstellung eine Reihe von eigenen Entwürfen, die trotz einer gewissen Anlehnung an die alte Zeit, in vortrefflicher Weise der modernen Gesinnung gerecht werden. Besonders wertvoll ist es, daß allen Zeichnungen auch Details beigegeben werden, aus denen eine einfache, aber doch wirksame Profilierung hervorgeht. Das Werk enthält gute Vorbilder für Architekten und Baugewerkler, und es wäre zu wünschen, daß besonders letztere sich desselben fleißig bei Neubauten bedienen möchten, wodurch die allgemeine Qualität in der Ausführung von Miethäusern sicher gehoben würde.

Professor Alphons Schneegans, Dresden.

Die Demag-Druckschrift Nr. 1084 bringt auf 8 Seiten Beschreibung, Abbildungen, Einzelteillisten und Betriebsanweisung der Demag-Hochleistungsbohrhämmer, die besonders für Arbeiten in hartem Gestein geeignet sind und sich durch hohe Bohrgeschwindigkeit und große Wirtschaftlichkeit auszeichnen. Eine wichtige Neuerung liegt bei diesem Hammer in der Anwendung von Kolbenschiebern zur Luftsteuerung, durch die einerseits ein unnützes Austreten der Druckluft ins Freie verhindert und andererseits die Druckluft in weitestgehendem Maße ausgenutzt wird, so daß seine Verwendung wesentlich zur Verringerung der Betriebskosten beiträgt. Eine weitere Verbesserung bildet die Bohrerhaltevorrichtung, da sie ein schnelles und leichtes Auswechseln des Bohrers ermöglicht. Ein kräftiger Schlag mit der Hand genügt, um die Feder, die den Bohrer hält, aus ihrer Rast bzw. in ihre Rast zu drücken, so daß das umständliche Auf- und Abschrauben der früher üblichen Federkappen vermieden bleibt. Das Umsetzen des Bohrers erfolgt selbsttätig. Der breite Griff des Hammers gestattet sicheres Halten und bequemes Drücken mit dem Oberschenkel beim Bohren wagerechter oder schräg nach oben gerichteter Löcher.

Der Hammer wird, um den verschiedenen Gesteins- und Arbeitsverhältnissen zu entsprechen, in verschiedenen Bauarten ausgeführt: als Bohrhammer für Vollbohrer, also ohne Spülung, zum Bohren von wagerecht oder wenig geneigten Löchern mit massiven Schlangenbohrern, als Bohrhammer mit Luftspülung zum Bohren von abwärts gerichteten Löchern von großer Tiefe, bei denen das Bohrklein störend wirken würde, und als Bohrhammer mit Wasserspülung, wenn die bei der Luftspülung auftretende Staubentwicklung vermieden werden soll. Im Bohrhammer mit Luftspülung lassen sich auch Vollbohrer verwenden, dagegen nicht in dem mit Wasserspülung. M. F.

Granigg: Die Wasserkraftnutzung in Österreich und deren geographische Grundlagen. 123 Seiten m. 17 Textabb. 4 z. T. farb. Tafeln, 1 Übersichtskarte. Schrifttum-Verz. Lex.-Form. Verlag von Julius Springer, Wien. 1925. Geh. 22,60 Schilling, 13,30 RM. geb. 25,50 Schilling, 15 RM.

In den Ländern der österreichischen Bundesrepublik hat, veranlaßt durch die Kohlennot der Kriegszeit und mehr noch der Nachkriegszeit, eine außerordentlich lebhafte Entwicklung der Wasserkraftwirtschaft eingesetzt, während vor 1918 auch hier trotz vielfach günstigster natürlicher Voraussetzungen für den Wasserkraftausbau der Einfluß der Kohle auf die Energiebeschaffung ausschlaggebend gewesen ist.

Für den Außenstehenden ist es in den letzten Jahren trotz zahlreicher, aber in Fachzeitschriften und Einzelarbeiten erschienener Veröffentlichungen sehr schwer gewesen, sich über die Wasserkraftwirtschaft des neuen Österreich ein zutreffendes Bild zu machen, zumal sich die Mehrzahl der Veröffentlichungen mit den Wasserkraftanlagen der österreichischen Bundesbahnen oder sonstiger Teilgebiete nur befaßte. Es fehlte an einer auf breiterer Grundlage aufgebauten zusammenfassenden Darstellung.

Diese Lücke füllt das vorliegende Werk in sehr glücklicher Weise aus, es gelingt ihm in ausgezeichneter Darstellung teils bekannte und anderweit erörterte — oft wenig zugängliche — teils aber bisher noch nicht erwähnte Zusammenhänge zwischen den geologisch-geographischen Voraussetzungen im Gebiete des heutigen Österreich und der Wasserkraftausnutzung aufzuzeigen.

Und insoweit verdient das Buch gerade die volle Aufmerksamkeit des den unmittelbaren Dingen etwas entrückten Wasserwirtschaftlers. Wir finden hier das, was wir nur in Ländern mit einer planmäßigen Wasserkraftwirtschaft erwarten können, die reifere Entwicklungsstufe der Energiewirtschaft mit dem Wasser, die in erster Linie nach der Speicherfähigkeit der Energie, nach den Speichermöglichkeiten sucht, also den hydraulischen, nicht den kalorischen Energieausgleich als Arbeitsziel ansieht. Daß dadurch wasserwirtschaftlich ungünstige, als Raubbau anzusprechende Lösungen leichter und sicherer vermieden werden, ist leicht einzusehen.

Es würde zu weit führen, wenn man an dieser Stelle auf Einzelheiten eingehen wollte, eine kurze Inhaltsübersicht mag deshalb genügen.

Nach einer lesenswerten Einleitung behandelt Verf. auf 9 Seiten die Frage der Abflußmengen österreichischer Flüsse, die er nach dem Charakter ihrer Einzugsgebiete (Hochgebirgsflüsse, Alpenrand- oder Vorlandflüsse, Mittelgebirgsflüsse, Abflüsse aus Grundwasserbecken und verkarsteten Gebieten) unterscheidet. Nachdem er sodann kurz auf die Gebietsform und die Ausbaugröße eingegangen, erörtert er in interessanten Ausführungen die Gefäll- und Speichermöglichkeiten (Nieder- und Mitteldruckanlagen auf jungen Schuttkegeln und auf Schotterfeldern — Eiszeitliche Wirkungen und Speicherräume (Karsseen oder Ursprungskare — Taltröge und Trogseen einschl. Durchgangskare — Inneralpine Moränenseen — Alpenrand-, Alpenvorlandseen — Seen in glazialen Seitenarmen) — Gefäll- und Speichermöglichkeiten in den zentralalpinen Quertälern, in den alpinen Längstälern und von Flüssen außerhalb der Alpen und von Alpenflüssen aus nicht vergletschert gewesenen Gebieten.

Diese Kapitel lesen sich wie eine Art Systematik der Wasserkraftwirtschaft und bieten manche wertvollen Aufschlüsse und Zusammenhänge.

Der folgende VI. Abschnitt gibt eine Übersicht über die Wasserkraftwerke Österreichs, getrennt nach den Anlagen der Bundesbahnen, den Großkraftwerken der einzelnen Bundesländer, der Kleinkraftnutzung in Österreich, der Wasserkraftnutzung ohne Elektrizitätserzeugung und eine Übersicht über „Großkraftzentren".

Der Schlußabschnitt beschäftigt sich in geistreichen Untersuchungen mit Entwicklungsnotwendigkeiten und Entwicklungsmöglichkeiten der Wasserkraftnutzung in Österreich.

Allgem. — Bundesbahnen — Wien und Niederösterreich — die übrigen Bundesländer — Elektrotechnische Industrie (besonders beachtlich — dort Elektroroheisen, Elektrostahl, Ferrolegierungen, Stickstoffindustrie, Karborund, Korund, Aluminium, Cereisen, Chlorate, Persalze) und Wärmeverwertung des elektrischen Stromes. Den Beschluß des Werkes macht ein sehr eingehendes Schrifttumverzeichnis.

Nicht nur jeder Wasserkraftfachmann wird das Werk mit Gewinn lesen, auch für den Volkswirt, den Wirtschaftspolitiker, den Geologen und Geographen bringt es sehr interessante Ausführungen und Zusammenhänge. Es sollte jedenfalls überall dort bekannt sein, wo zusammenhängende Wasserkraftwirtschaft geplant wird.

Heiser.

Der Messehaus-Wettbewerb in Hamburg. 29 Entwürfe mit 111 Abb. Bauwelt-Verlag, Berlin. 1925. Preis 4 RM.

Neben den Ausschreibungsbedingungen, die dem Wettbewerb zugrunde lagen, behandelt der Direktor der Messehaus-Gesellschaft C. de Boer die wirtschaftliche Bedeutung des Bauvorhabens, der hamburgische Baudirektor Dr.-Ing. Ranck die städtebaulichen Gesichtspunkte, Regierungsbaumeister Bensch die künstlerischen Gedanken der Entwürfe. Die vorliegenden Projekte lassen erkennen, mit welcher Hingabe sich die einzelnen Entwurfsverfasser in ihre Aufgabe vertieft haben und wie sie zu neueren zeitgemäßen, oft freilich zunächst noch etwas eigenartig erscheinenden künstlerischen Formen und Gesamtgruppierungen, entwickelt aus der Aufgabe heraus, gelangen. Deshalb hat die vorliegende Veröffentlichung auch Wert nicht nur für die Gegenwart, sondern auch für die Zukunft. M. F.

Wissenschaftliche Tagungen während der Kölner Messe. Baufach. Vorträge vom 28. und 29. September 1925. Im Verlag des Messeamtes Köln.

Die Vorträge wurden veranstaltet von den technisch-wissenschaftlichen Vereinen in Verbindung mit den bedeutenderen bauwissenschaftlichen Verbänden. Die Vorträge behandeln die deutschen Natursteine, hochwertige Zemente und ihre Verwendung, das Eisen als Werkstoff unter Berücksichtigung der neuesten Entwicklung, den Werdegang der Bauten in Eisen und in Eisenbeton, die Verwendung des Eisens im Tiefbau, Betonstraßen, den neuzeitlichen deutschen Hochbau, den amerikanischen Wohnungsbau und endlich Fördermittel im Baubetrieb. Von ersten Fachvertretern gehalten, geben die Vorträge — in der Regel durch Bildwerk ergänzt — eine wertvolle Übersicht über das jeweils behandelte Sondergebiet des Baufaches. Die Zusammenfassung der Vorträge in der einheitlichen Form wird deshalb allseits mit Freude begrüßt werden. M. F.

„Elektrische Lichtbogenschweißung". Von Karl Meller. Verlag von S. Hirzel, Leipzig. 1925.

Der Verfasser gibt zunächst einen Überblick über die Schweißmaschinen und Schweißanlagen. Sodann wird eingehend das Schweißen von Stahl und Gußeisen und kurz das der übrigen Metalle sowie das Schneiden mit dem Lichtbogen behandelt. Die modernen Erfahrungen, insbesondere auch über die Festigkeitseigenschaften der Schweißstellen

sind gut und übersichtlich zusammengestellt. Im Anschluß sind eine große Anzahl von Ausführungsbeispielen über die praktische Anwendung der Lichtbogenschweißung im Betriebe, die wertvolle Anregungen für die Praxis bieten, ausführlich beschrieben und erläutert.

Das Buch ist klar und verständlich, dabei unter Berücksichtigung der modernen praktischen und wissenschaftlichen Erfahrungen geschrieben. Es ist sehr zu empfehlen. Anerkennung verdient auch die gute Ausstattung von seiten des Verlages. Schwinning.

Schnellkubierungs-Tabelle für Bauholz. Von Matth. Steiner und Franz Fritz. Selbstverlag der Verfasser. Villach 1925.

Das 121 Seiten starke Buch enthält Zahlentafeln, aus denen der Rauminhalt von 1—100 Stück Hölzer rechteckiger Querschnitte von 4, 5, 6, 7 ... 15 m Länge sofort abgelesen werden kann. Man findet also beispielsweise für den Querschnitt 16 × 18 cm, Länge 10 m, Stückzahl 30 den Rauminhalt von 8,64 m³, so daß das Produkt 30.0,16.0,18.10,0 = 8,64 m³ ohne Rechnung abzulesen ist.

Auf reichsdeutsche Verhältnisse scheint das Buch weniger zugeschnitten zu sein, da die hier häufig verwendeten Querschnitte 12.12, 12.14, 12.16, 14.14, 14.16, 14.20 in den Zahlentafeln nicht enthalten sind. B. L.

Mathematische Formelsammlung. Von Gewerbestudienrat P. Gruhn. Sechste vermehrte und verbesserte Auflage. Dr. Max Jänecke, Leipzig 1925. Verlagsbuchhandlung. Preis broschiert 1,20 RM.

Die vorliegende Sammlung mathematischer Formeln ist offenbar zunächst für den Gebrauch an höheren technischen Lehranstalten bestimmt; da sie aber in ihrem Umfang wesentlich über das Ziel einer solchen Anstalt hinausgeht und dabei trotzdem auf das Wichtigste sich beschränkt, so wird sie auch in der Praxis wohl gerne zur Hand genommen werden.

Mit Rücksicht auf die Bestimmung der Sammlung würde sich bei einer späteren Auflage die Aufnahme der wichtigsten, für das Zahlenrechnen in Frage kommenden Näherungsformeln empfehlen. Auf die — sonst kaum gebräuchlichen — Bezeichnungen Kommutationsgesetz, Assoziationsgesetz und Distributionsgesetz sollte in einer Formelsammlung verzichtet werden. P. Werkmeister, Dresden.

Erich Giese, Otto Blum, Kurt Risch, Linienführung. Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil. 2. Band. Herausgegeben von R. Otzen, Verlag von Jul. Springer. Berlin 1925. (447 S.) Preis 21 RM. geb.

Das Werk besteht aus zwei Teilen

A. Eisenbahngeographie von Blum.

B. Linienführung und allgemeine Bahnanlage von Risch und Giese.

Daß dieser Band mit einem Hauptabschnitt über Eisenbahngeographie eingeleitet wird, ist ein glücklicher Griff, denn das Trassieren ist praktische Geographie. Blum war es, der als Verkehrsfachmann zum erstenmal die Verkehrsgeographie in sein Arbeits- und Lehrgebiet aufgenommen und diesem Wissenszweig neues Blut zugeführt hat.

Die landläufigen Begriffe der „Linie", auf der der Verkehr fließt und des „Punktes", von dem er ausgeht und in dem er zusammenströmt, ersetzt Blum durch die treffenderen und fruchtbareren des „Bandes" und des „Kleinen Raumes" und verwendet sie zum Vorteil der Anschaulichkeit nicht nur für die Gesamtlage der Verkehrswege, sondern auch für die Festlegung der Leitungswege in einem bestehenden Netz. Aus diesen und den geologischen Anschauungen heraus entwirft er uns ein plastisches und lebendiges Bild von den physikalischen Vorbedingungen des Verkehrs insbesondere Europas und Deutschlands und läßt in geistreicher Weise auf dieser Grundlage und unter Berücksichtigung der Energiequellen und der in Räumen sich darstellenden Erzeugungs- und Verbrauchsstätten des für Deutschland verkehrswirtschaftlich zweckmäßigste Eisenbahnnetz entstehen, das wichtige Fingerzeige gibt für die Verbesserung des vorhandenen.

Den zweiten Hauptabschnitt „Die Linienführung" leitet Risch mit einer Abhandlung über den Begriff und die Einteilung der Bahnen sowie über die Vorschriften und Vereinbarungen ein, die beim Trassieren zu beachten sind, und reiht hieran die Erwägungen über die wirtschaftlichen und Verkehrsverhältnisse sowie die Bauwürdigkeit einer beabsichtigten neuen Linie. Die folgenden Abschnitte über Eisenbahnfahrzeuge, betriebstechnische Grundlagen der Linienführung, Bahngestaltung, Schutzanlagen und Lage der Bahn zu andern Verkehrswegen entstammen der Feder von Giese. Besonders zu begrüßen ist der erste Abschnitt über Eisenbahnfahrzeuge, der einen ausgezeichneten Überblick über den Bau und die Einrichtungen der elektrischen und der Dampflokomotiven sowie über Eisenbahn- und Triebwagen gibt. Bei einer Neuauflage wäre unter Berücksichtigung des neuesten Standes der Wissenschaft die Ermittlung der Schleppleistungen, sowie die Zugbewegung über Anlaufsteigungen neu zu bearbeiten. Die Bewegungswiderstände könnten später etwas kürzer behandelt werden. Ausgezeichnet ist ferner der Abschnitt über die Grundsätze der Linienführung, der durch hervorragend gute Bilder über die Linienentwicklungen belebt wird, sowie der Teil über „Neuzeitliche Aufgaben der Linienführung".

Über Bau- und Betriebskosten gibt sodann Risch in dem folgenden Abschnitt eingehend Berechnungsunterlagen und -verfahren an. Die Betriebskosten werden aus den virtuellen Längen ermittelt. Es wäre zu begrüßen, wenn später statt diese Berechnungsweisen die in allerletzter Zeit bekanntgegebenen Methoden neu aufgenommen würden, die die Kosten einer Zugfahrt aus dem Bewegungsbild (Zeit, Weg, Lokomotiv- und Bremsarbeit, Rostbeanspruchung) in Verbindung mit den auf diese Einheiten bezogenen Verbrauchssätzen für Betriebsstoffe, Personal und Unterhaltung und Erneuerung der Fahrzeuge und des Oberbaues sowie des Kapitaldienstes unter Anwendung graphodynamischer Verfahren schnell und zuverlässig bestimmen. Ein Abschnitt über den Geschäftsgang bei der Herstellung von Eisenbahnanlagen von E. Giese beschließt das gediegene und gut ausgestattete Werk. Prof. W. Müller, Dresden.

Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispiele zu den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 von B. Löser, a. o. Prof. an der Techn. Hochschule Dresden, mit 132 Abbildungen und einer Tafel; Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1925. Preis geheftet 6 RM.

Bei Herausgabe der letzten amtlichen Bestimmungen im Jahre 1916 wurden gleichzeitig amtliche Musterbeispiele veröffentlicht, die die Anwendung der Vorschriften erleichtern sollten. Man hat es wohl inzwischen eingesehen, daß die Herausgabe von derartigen Musterbeispielen von amtlicher Stelle nicht zweckmäßig war.

Das vorstehende Buch wurde auf Anregung des Verlags von dem Verfasser an Stelle der amtlichen Musterbeispiele herausgegeben. Es ist wertvoll, daß dieses Buch von einem Fachmann veröffentlicht wurde, der nicht nur als langjähriger Praktiker in der Ausführung der statischen Berechnungen und in der Anwendung der amtlichen Bestimmungen Erfahrung hat, sondern auch Mitarbeiter an den neuen Bestimmungen war. Der Unterzeichnete möchte mit Genugtuung feststellen, schon in der Anleitung Ansichten vertreten zu sehen, die er zur Grundlage seiner „Vorlesungen über Eisenbeton" gemacht hat. Diese sind, daß es im Eisenbetonbau nicht nur erwünscht sondern auch möglich ist, die Rechenarbeit nach Möglichkeit abzukürzen und auf die konstruktive Gestaltung im Bauwerk größeren Wert zu legen als bisher. Da die Auflagerbedingungen im Bauwerk den Grundlagen der Berechnung meist wenig entsprechen, hebt der Verfasser mit Recht hervor, daß die Tüfteleien an durchlaufenden Trägern, wie diese bisher üblich waren, wenig Wert hätten.

Z. T. fasse ich die Herausgabe des Buches auch als Erläuterung zu den neuen Vorschriften auf.

Der Verfasser hat zur Erleichterung der Durchführung von statischen Berechnungen nach den amtlichen Vorschriften an verschiedenen Beispielen Bemessungsverfahren, Zahlentafeln und Zahlenbeispielen zusammengestellt, die für den in der Praxis tätigen Ingenieur von Vorteil sein werden. In dem Abschnitt über „Schubspannungen und Schubsicherungen" zeigt sich an den ausgeführten Beispielen der Mangel in den Bestimmungen, die ich in meinen kritischen Bemerkungen im „Bauingenieur" 1925 dargelegt habe. Meine damals ausgesprochenen Befürchtungen wegen des theoretisch vollkommen ungerechtfertigten Mehraufwands sowohl an Schrägeisen als auch an Bügeln sind durch die Beipsiele, die der Verfasser als Musterbeispiele angeführt hat, nur bestärkt worden. Bei einigen Beispielen wird so recht die Unwirtschaftlichkeit dieses Teiles der neuen Bestimmungen vor Augen geführt. Dagegen ist die für die Sicherheit gegen schräge Risse wesentliche Verteilung der Schrägeisen (s. Vorlesungen über Eisenbeton I. Bd. 2. Aufl. Seite 476) nicht in erwünschtem Maß berücksichtigt, wie z. B. aus Abb. 86 auf Seite 78 zu ersehen ist. Im übrigen hat der Verfasser, soweit es die Vorschriften zulassen, für die Berechnung der Schubspannungen einige Vereinfachungen eingeführt. Bei Decken mit kreuzweiser Bewehrung übernimmt der Verfasser das Näherungsverfahren von Marcus. Ein besonderer Abschnitt ist der Erläuterung der Anwendung der Vorschriften auf die Konstruktion der Pilzdecken gewidmet. Die Arbeit des Verfassers wir für die Auslegung und Anwendung der neuen Bestimmungen in der Praxis willkommen sein und kann in diesem Sinne bestens empfohlen werden. E. P.

Technische Wirtschaftslehre. Leitfaden zur Einführung des Technikers in die Wirtschaftswissenschaften. Von Theodor Janssen, Professor, Kgl. Regierungsbaumeister a. D. Berlin, 370 Seiten, Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1925, Geb. 16 RM.

Die engen Beziehungen zwischen den großen Gebieten der Technik und Wirtschaft, die durch die immer fortschreitende Entwicklung beider, der Technik als Förderin der menschlichen Freiheit einerseits und der die einzelnen Glieder der Gemeinschaft im Hinblick auf die Freiheit der Gesamtheit in notwendiger Folge organisch bindenden Wirtschaft andrerseits, haben nicht nur an Umfang gewonnen, sie sind in vielen Fällen so kompliziert geworden, daß ihr Erkennen ein tieferes Eindringen in das Gebiet der technischen Wirtschaftswissenschaften erforderlich macht. Ihr Studium muß Hand in Hand gehen mit der Fachausbildung, damit die Auffassung von technisch vollkommenem Schaffen das Streben nach Befriedigung wirtschaftlicher Forderungen einschließt. In dieser Absicht die Wege zu weisen, den innigen Zusammenhang wirtschaftlicher Probleme mit der Technik erkennen zu lassen, ist das vorliegende Lehrbuch entstanden. In ihm entwickelt der Verfasser zunächst die für das Verständnis der eigentlichen Wirtschafts-

lehre erforderlichen Grundlagen, den Begriff der Technik im engeren Sinne als materielle Technik, als Bezwingerin der Kräfte und Stoffe der äußeren Natur zum Nutzen der Menschheit, den Begriff der Wirtschaft als die Fürsorge für die Beschaffung der dem individuellen Dasein notwendigen Sachgüter, ferner den Einfluß der Technik auf die weltgeschichtliche Entwicklung, wofür viele Leser dem Verfasser in Erinnerung an den hierüber ihnen zuteilgewordenen Schulunterricht Dank wissen werden. Schließlich geht der Verfasser ein auf den Einfluß der Technik auf die Kulturentwicklung, trennt hier scharf Zivilisation und Kultur und bezeichnet letzten Endes die aus dem Handwerk hervorgegangene Arbeitsteilung und in ihrer Gefolgschaft den Handel als die treibende Kräfte wirtschaftlicher Kultur. Die Definition des technischen Denkens, das sich auf dem Erkennen und der gewollten Anwendung der Naturkräfte und -stoffe, letztere verbunden mit einem wirtschaftlichen Verhältnis von Aufwand und Wirkungsgrad, aufbaut, leitet über zu den Hauptkapiteln der Wirtschaftslehre und ihren Grundbegriffe Wert und Preis sowie der Produktionsfaktoren. Ihner folgen die Abhandlungen über die kaufmännische, die technische oder Fabrikationsbuchführung und die kameralistische Buchführung, daran anschließend die der Kalkulation. Das folgende Kapitel „Wirtschaft" enthält auch hier zunächst die Grundbegriffe, Wirtschaftsarten, -systeme und -grundsätze, die Wirtschaftsformen, im Zusammenhang mit diesen den Einfluß des modernen Kapitalismus auf die Technik. die Beziehungen zwischen Technik und Wirtschaft im modernen Kapitalismus, daran anschließend die verkehrswirtschaftliche Ordnung der Volkswirtschaft im sozialistischen Lichte, die kommunistische Wirtschaftsform, die Entwicklung der Unternehmung und die Sozialpolitik. Zum Schluß wird auf die Aufgaben des Verkehrs, die die technische Verteilung der Waren übernehmenden Verkehrsmittel und auf den Handel eingegangen.

Das weite und vielseitige Gebiet der Technischen Wirtschaftslehre ist in dem vorliegenden Werk in hervorragender Weise zusammengefaßt, dabei großzügig in der Behandlung des Stoffes und klar im Ausdruck. Es kommt hinzu, daß ein großer Teil des Inhalts die unsere Zeit beherrschenden politischen, sozialen und wirtschaftlichen Fragen behandelt und dadurch besonderes Interesse erheischt. Möge dem Werke, der Arbeit eines Bauingenieurs, weiteste Verbreitung, nicht zuletzt in unserer akademischen Jugend, beschieden sein. E.

Ein Jahr hochwertiger Baustahl St. 48. Von Dr.-Ing. Otto Kommerell. Reichsbahnoberrat im Eisenbahnzentralamt Berlin. (Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. 6. Jahrgang 1925, Heft 28 und 29.) Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. (11 S.) Geheftet 1,20 RM.

Der wertvolle und für die Entwicklung des St. 48 in Gegenwart und Zukunft gleich bedeutungsvolle Anfsatz, den Dr. Kommerell in dem für die 1925er Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes herausgegebenen Sonderheft des Bauingenieur (Heft 28/29, 1925) ver öffentlicht hat, liegt als Sonderabdruck vor. Bei der anerkannten Wichtigkeit der in ihm behandelten Fragen werden alle Fachgenossen es mit dankbarer Freude begrüßen, die Kommerellschen Beobachtungen, Versuche und Schlußfolgerungen in geschlossener Form erhalten zu können und sie leicht handlich zu stetem Gebrauche vor sich zu haben. M. F.

Berichtigung.

In dem Verzeichnis der für die Literaturschau bearbeiteten Zeitschriften, Seite 60, Heft 3, Jahrgang 1926, muß es heißen: Zentralblatt der Bauverwaltung, G. Hackebeil A.-G., Berlin S 14, Stallschreiberstr. 34/35.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Vortragsreihe über die wirtschaftliche Erschließung Transkaukasiens.

Die Arbeitsgemeinschaft für Kolonial- und Auslandstechnik, der Berliner Bezirksverein deutscher Ingenieure und die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen (Ortsgruppe Brandenburg) veranstalteten im Dezember 1925 eine Vortragsreihe über die wirtschaftliche Erschließung Transkaukasiens. In ihrem Rahmen hielt am 9. Dezember Herr Dr.-Ing. Enzweiler einen Vortrag über die im Bau befindliche Wasserkraftanlage Zemo-Awtschaly. Diese Anlage dient der Energieversorgung von Tiflis und nützt die Kura etwa 20 km oberhalb der Stadt mit einem Gefälle von 22 m und einer Wassermenge von 80 cbm pro sec im ersten und von 160 cbm/sec im 2. Ausbau aus. Die Kura, einer der Hauptflüsse im Kaukasus, hat von ihrem Ursprung im armenischen Hochgebirge bis Tiflis den Charakter eines ausgesprochenen Gebirgsflusses mit starker Geschiebe- und Sinkstoff-Führung und großer Geschwindigkeit und führt ein Mittelwasser von 100—200 cbm/sec, ein Hochwasser von über 800 cbm/ces und ein katastrophales Hochwasser bis zu 1200 cbm/sec. Die Stauanlage, die in der Nähe der Stadt Mzchet in die Kura eingebaut wird, und ein Sammelbecken von 3 Mill. cbm schafft, besteht aus 3 Stoney-Schützen von einer Höhe von 7 m und einer Breite von 13 m, einem Saugheber, Heyn'scher Bauart mit 8 m Saugegefälle, einem Eisüberlauf mit beweglicher Klappe und einem Grundablaß. Das Wasser der Kura wird in einen 3,5 km langen Obergraben geleitet und stürzt von einem offenen Wasserschloß aus, das sich am Ende des Obergrabens befindet, in vier eisernen Rohrleitungen von 3,7 m ∅ zum Krafthaus hinunter. Hier sind für den ersten Ausbau vier Franzis-Turbinen mit entsprechenden Generatoren und Schalthaus vorgesehen. Die erzeugte Energie von 18 000 PS wird mit 37 000 Volt Spannung nach Tiflis geleitet und dort in vier Haupttransformatoren auf 6600 Volt herunter transformiert und mit 49 Untertransformatoren auf die Netzspannung von 120/210 Volt gebracht. Für die Ausführung ist von der Stadt ein Komitee eingesetzt worden, das sämtliche Anlagen mit Ausnahme des Wehres in eigener Verwaltung herstellt. Die Arbeiten sind im Jahre 1922 mit dem Bau des Obergrabens begonnen worden und werden voraussichtlich im Laufe des Sommers 1926 fertiggestellt. Der technisch interessanteste Teil ist der Bau des Wehres, den auf Grund eines Selbstkostenvertrages eine deutsche Firma, die Siemens-Bauunion, in Auftrag erhalten hat. Für dieses Bauwerk ist von dem Baukomitee eine Stelle ausgesucht worden, an der die beiden Ufer der Kura sich bis auf 50 m nähern und so eine enge Schlucht bilden. Eine Unterteilung des Wehres in zwei Bauabschnite war hier unmöglich. Der Fluß mußte durch einen vom Baukomitee in die linke Felsnase eingesprengten Durchstich, der später als Grundablaß benutzt wird, umgeleitet werden.

Zur Abschließung der Wehrbaugrube dienten zwei Fangedämme. Bei ihrer Konstruktion war die Gefahr einer Überströmung zu berücksichtigen, da der Durchstich nur etwa 500 cbm/sec durchließ, während mit einem Hochwasser von 800 cbm/sec gerechnet werden mußte. So bestand denn der obere Fangedamm aus einem Betonkern von 2—3 m Stärke und im Maximum von 10 m Höhe, der bis auf den Fels heruntergeführt wurde und zu beiden Seiten eine Erd- und dann eine Steinschüttung erhielt. Letztere bekam in ihrem oberen Teil eine Böschungsneigung von 1 : 2, in ihrem unteren eine solche von 1 : 5 und wurde mit Zementmörtel vergossen. Bei dem unteren Fangedamm diente die Herdmauer des Wehrtosbeckens als Betonkern. In dieser Form haben beide Dämme die Hochwasserperiode Februar/Juni 1925, in der sie längere Zeit hindurch von einer Wassermenge von 825 cbm/sec überströmt wurden, gut überstanden, so daß sofort nach dem Rückgang des Hochwassers mit dem Aushub der Baugrube begonnen werden konnte. Der freigelegte Fels zeigte sich stark zerklüftet und wurde, um die Bildung von Wasseradern unter dem Wehre zu verhindern, durch starke Zementeinsprengungen gedichtet. Er lag an einzelnen Stellen bis über 30 m unter dem höchsten Betriebsstau Das Betonieren der immerhin erheblichen Massen (28 000 cbm) geschieht wegen der geringen Löhne, die in Georgien gezahlt werden, von Hand. Dabei werden Leistungen von im Maximum über 600 cbm/Tag erzielt.

Nach dem jetzigen Stand der Bauarbeiten zu urteilen, dürfte das Wehr im Februar 1926 fertiggestellt sein und die Anlage, wie schon erwähnt, im Laufe des nächsten Sommers in Betrieb genommen werden. Die Kosten des Kraftwerkes belaufen sich schätzungsweise auf 15 Mill. Goldrubel.

Die sozialen Einrichtungen für den Bau übertreffen bei weitem das Maß dessen, was bei uns üblich ist. Unter den 30 Gebäuden befinden sich ein massives Krankenhaus, Badehäuser, Klubhäuser, ein Theater, in dem Vorführungen in mehreren Sprachen stattfinden, ein Kino, eine Schule für Analphabeten usw.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 19. Februar 1926 | Heft 8

EINDRÜCKE AUS DER AMERIKANISCHEN EISEN- UND STAHLINDUSTRIE.

Vortrag vor dem Deutschen Eisenbau-Verband in Karlsruhe am 27. Oktober 1925[1]).

Von Direktor Koppenberg, Riesa.

Um amerikanische Leistungen richtig beurteilen zu können, hat man sich in erster Linie vor Augen zu halten, daß die Vereinigten Staaten von Nordamerika ca. 20 mal so groß sind als Deutschland, die Bevölkerungsdichte beider Länder sich jedoch wie 1:10 verhält, und daß außer ungeheurem Reichtum an Naturschätzen auch ein riesiger Absatzmarkt vorhanden ist, der ca. 85 % der gesamten Produktion aufzunehmen vermag. Auf diese außerordentlich günstigen Verhältnisse ist es auch zum großen Teil zurückzuführen, daß Amerika im Laufe der Zeit die überragende Stellung in der Weltwirtschaft, die es heute einnimmt, und die in den folgenden Zahlen zum Ausdruck kommt, erlangen konnte.

Es entfallen auf die Vereinigten Staaten 5,8% der Bevölkerung, 5,3% der Oberfläche, 56 % der Drahtleitungen, 52 % der Roheisenerzeugung, 55 % der Stahlerzeugung, 59 % der Kupfererzeugung, 60 % der Zinkerzeugung, 64 % der Petroleumgewinnung, 41 % der Getreideernten und 71 % der Baumwollernte der ganzen Welt. Was die Eisenindustrie im besonderen anbelangt, so wurden 1923 in Amerika jährlich rd 36 Mill. t Roheisen und rd 45 Mill. t Stahl — gegen in beiden Fällen rd 8 Mill. t in Deutschland — erzeugt. Schwerindustriell läßt sich eine örtliche Gliederung in verschiedene Hauptgebiete deutlich verfolgen. So findet man ein Industriegebiet an der Küste mit Philadelphia als Zentrum, das eigentliche Industriegebiet im Osten mit Pittsburg und Ausläufern, wie Youngstown usw., das Gebiet am Michigansee mit Chicago und am Superiorsee mit Duluth, schließlich das im Süden, auf örtliche Kohle- und Erzvorkommen sich gründende um Alabama, sowie einzelne Werke im mittleren und ferneren Westen bei Pueblo, Provo, mit ebenfalls örtlichen Kohle- und Erzlagern. Auffallend ist bei der Gruppierung und Entwicklung der Schwerindustrie der „Marsch der Hütte von der Kohle zum Erz"; von Pittsburgh, dem ältesten auf der Kohle aufgebauten Industriebezirk, über Youngstown nach Cleveland, Buffalo und Chicago, wo die jüngste Eisenindustrie verhältnismäßig nahe dem Haupterzgebiete Amerikas, den Minnesotagruben, in der Entwicklung begriffen ist.

Abb. 1. Erztagebau im Seengebiet.

Erz.

Aus den obengenannten Minnesotagruben werden rd 85% (= 59 Mill t im Maximum) des gesamten amerikanischen Erzbedarfs gedeckt, wobei das Erz Wege bis zu 1500 km Länge zurücklegt.

Die ausgedehntesten, mächtigsten und reichsten Erzlagerstätten finden sich hier im Mesabarücken. In einer Länge von etwa 160 km, einer Breite von 3—5 km und auf einer Fläche von ca. 600 km² liegen rd 2250 Mill.[2]) t Hämatite und Magnetite mit einem Eisengehalt von 48—65%, sowie eine nicht abzuschätzende Menge von ärmeren Erzen bis herunter zu 35 % Eisengehalt und weniger, die noch Vorräte für mehrere Hundert Jahre bilden.

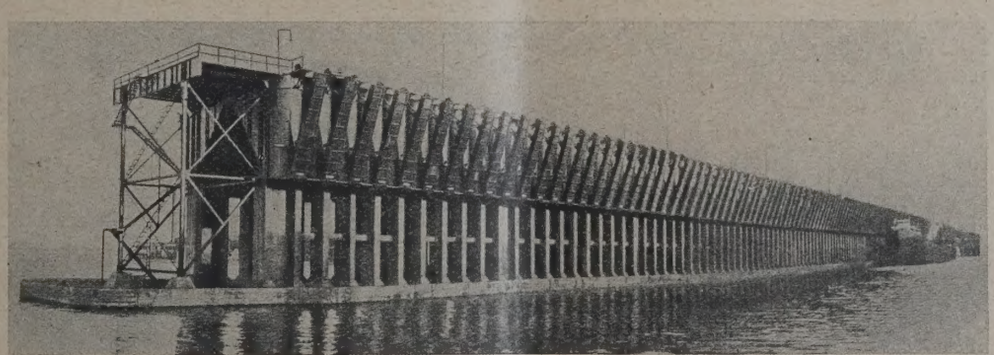


Abb. 2. Erzverladedock in Duluth am Lake Superior.

Die für den Erzbergbau wichtigsten Orte sind: Coloraine, Hibbing, Mesaba und Babbit. In Coloraine wird das ärmere Erz durch Waschen angereichert, in Babbit durch magnetische Aufbereitung und Sinterung.

Die Gewinnung der Erze erfolgt in geringerem Umfang im Tiefbau, in der Hauptsache in Tagebauten von riesigen Ausmaßen (Abb. 1). Gewaltige Dampfschaufeln greifen das Erz auf, entleeren es in Selbstentlader von 100 bis zu 140 t Fassung, die es zum Superiorsee bringen.

[1]) Es sei darauf hingewiesen, daß die nachstehenden Ausführungen in erweiterter Form im Verlag Julius Springer, Berlin, erscheinen werden.

[2]) Gesamter Vorrat des Seengebietes an Eisenerzen bis 35 % und weniger Eisengehalt nach amerikanischen Angaben ca. 70 000 Mill. Tonnen.

Hier sind in Duluth, Superior und Two Harbor gewaltige Dockanlagen (Abb. 2) mit einer Fassung von insgesamt 1 Mill. t vorgesehen, die das Erz aufnehmen. Der Transport über die Seen erfolgt in Erzdampfern, die großen schwimmenden Trögen ähneln und einen Fassungsraum von 10—12 000 t besitzen. Die Beladung eines solchen Dampfers dauert nicht

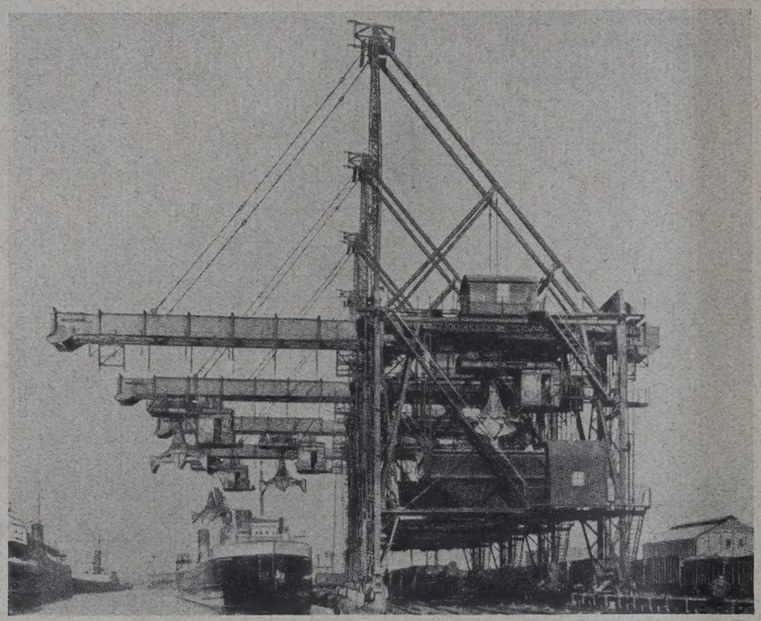


Abb. 3. Brown-Hoisting-Entlader.

länger als einige 20 Min., die Entladung am Hüttenhafen ca. 4—6 Std.

Zur Entladung bedient man sich in der Hauptsache entweder der sog. Hulletts oder der Brown-Hoisting-Verladebrücken.

Die Hullett-Entlader sind mit Greifern (5—17 t Inhalt) ausgerüstet, die das Erz aus den Schiffen heben. Der abgebildete Entlader der Ford Motor Co. faßt rd 15 t auf einmal und leistet ca. 1000 t/h.

Der zweitgenannte Typ „Brown-Hoisting" (Abb. 3) arbeitet konstruktiv in etwas anderer Weise. Die Greifer beider Entlader lassen das Material auf Transportbänder oder in Bunker bzw. unmittelbar auf den Erzlagerplatz fallen.

Der Verkehr auf den Seen ist nur während sieben Sommermonaten möglich; für die übrige Zeit wird der Bedarf aus den oft sehr groß vorgesehenen Erzlagerplätzen gedeckt. (In Gary z. B. Raum zur Stapelung von 3,5 Mill. t.)

Kohle und Koks.

Fast ebenso reichlich wie mit Erzen ist Amerika auch mit Kohle versehen. Allein die Steinkohlenvorräte werden in einzelnen Bezirken für etwa 2000 Jahre ausreichend geschätzt. Außerdem wurden aber neuerdings ausgedehnte Braunkohlenvorkommen aufgeschlossen, die die Fläche von ganzen Staaten einnehmen.

Die für die Industrie wichtigsten Steinkohlenlager befinden sich in Pennsylvania, Westvirginia, Kentucky und Illinois. Sie sind fast durchweg für die Gewinnung sehr günstig, da sie in Form 1,80—2 m starker gleichmäßiger Flöze dicht unter der Oberfläche vorkommen und so beim Abbau keinerlei Schwierigkeiten bieten. Tiefe Schächte findet man deshalb selten. Sehr häufig kann das Flöz durch horizontale Stollen angefahren werden, wodurch sich besonders die Wasserhaltung und Bewetterung sehr einfach gestaltet und auch die Förderung nur geringe maschinelle Anlagen erfordert. Man bedient sich gewöhnlich der Lokomotiv- oder einfacher Becherkettenförderung.

Eine natürliche Folge dieser günstigen Verhältnisse sind Kopfschichtleistungen, die 2—4 mal so hoch sind, wie die in Deutschland erreichten. Auch die gesamte Jahresförderung der Vereinigten Staaten beträgt ein Vielfaches der deutschen. So wurden bereits im Jahre 1924 in den USA über 500 Mill. t Stein- und Braunkohle gefördert (= ca. 50% der Welterzeugung) gegenüber ca. 260 Mill. t im Jahre 1924 in Deutschland.

Zur Verkokung (wie auch zur Vergasung) eignet sich vor allem die Kohle von Pennsylvania, Kentucky und Westvirginia mit 4—6% Asche und 29—35% flüchtigen Bestandteilen sehr gut, weniger die von Alabama und Illinois. Die vielfach verwendeten Öfen der amerikanischen Koppers Co. mit Kammerbreiten bis herab zu 400 mm sind mit Füllwagen, Ausdrückvorrichtung und Löschwagen, ebenso wie unsere deutschen Anlagen ausgerüstet und auf den meisten älteren Kokereien zu finden. Sehr beliebt sind neuerdings die schmalkammerigen Beckeröfen.

Die gesamte Kokserzeugung Amerikas betrug im Jahre 1924 rd 44 Mill. t, was etwa 50% der Welterzeugung gleichkommt. Deutschland erreichte in demselben Jahre rd 24 Mill. t.

Hochofenanlagen.

Die amerikanischen Hochofenanlagen (Abb. 4 u. 5) zeichnen sich durch möglichste Einfachheit und Übersichtlichkeit in der Anordnung, größte Betriebssicherheit, bequeme Zugänglichkeit zu allen stark beanspruchten und wichtigen Teilen aus; ihre Anlagekosten sind gering. Verteuernde Zutaten, wie umfangreiche Vorratstaschen, verwickelte Hochofengerüste o. dgl. fehlen. Man baut freistehende Öfen mit besonders abgestütztem Schräg-

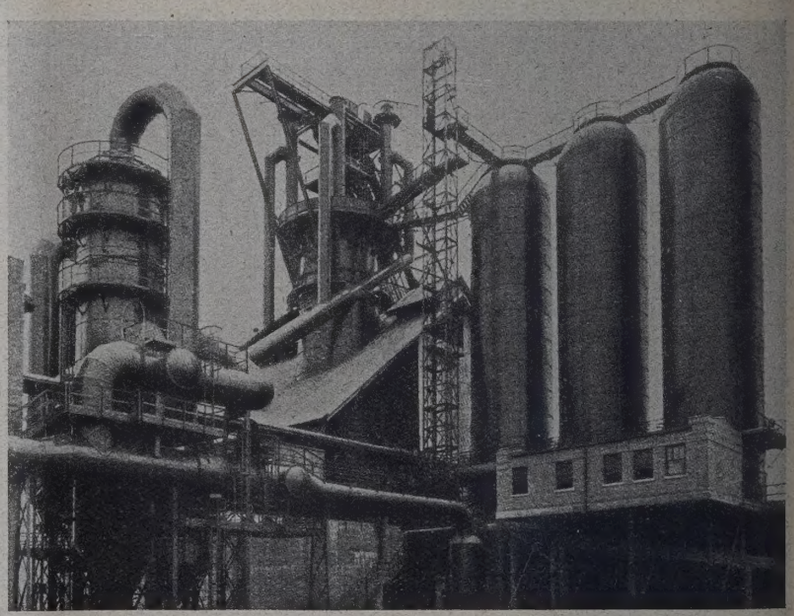


Abb. 4. Ansicht einer amerikanischen Hochofenanlage.

aufzug und 3—4 Winderhitzern, letztere oft in der Dreiwegekonstruktion mit aufgesetzter Esse ausgeführt (Abb. 6). Als Gasreinigung finden sich billige und meist einfache Grob- und Naßreinigungen (z. B. Gaswascher von Brassert), da an Stelle von Gichtgasmaschinen, die anscheinend wegen geringer Zuverlässigkeit der amerikanischen Konstruktionen nicht gern verwendet werden, gewöhnlich

Dampfturbogebläse den Wind für die Hochöfen liefern und sich deshalb die im Betrieb und Anlage teure Feinreinigung des Gases erübrigt. Betriebssicherheit spielt

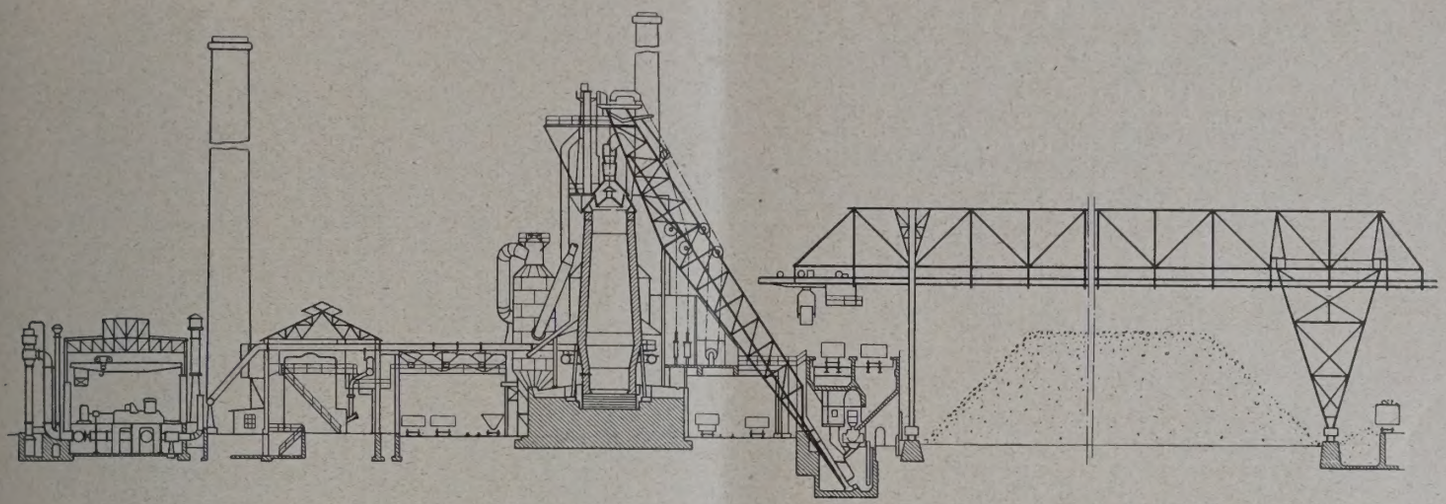


Abb. 5. Schnitt durch eine amerikanische Hochofenanlage.

überall die erste Rolle, die Gaswirtschaft kommt erst in zweiter Linie.

Die Konstruktion des Hochofens (Abb. 7) selbst weicht teilweise ziemlich erheblich von der jetzt üblichen deutschen Bauart ab. So ist der amerikanische Hochofen ganz in Blech gemantelt (jetzt noch bei uns im Siegerland und Lothringen), nur Rast und Gestell sind wassergekühlt. Als Gichtverschluß findet vielfach der Drehverschluß von McKee zusammen mit der Skip-Begichtung Verwendung. Die übliche Gesamtofenhöhe schwankt zwischen 28 und 32 m, der Gestelldurchmesser erreicht 6—7 m. Ein charakteristisches Merkmal der neuen amerikanischen Hochöfen ist außer diesem großen Gestelldurchmesser noch die steile Rast. Während in Deutschland 70—76° Neigung gebräuchlich sind, geht man in Amerika bis 80°, wodurch ein gleichmäßigeres Niedergehen der Beschickungssäule erreicht werden soll. Der Winddruck wird bis 1,3 at gesteigert (bei uns 0,4—0,8 at). Die tägliche Leistung amerikanischer Hochöfen beträgt bei einem Inhalt der Öfen von 600—800 m³ rd 700—800 t, ausnahmsweise bis 1000 t Roheisen. Leistungen in gleicher Höhe werden auf unseren westlichen großen Werken ebenfalls erreicht.

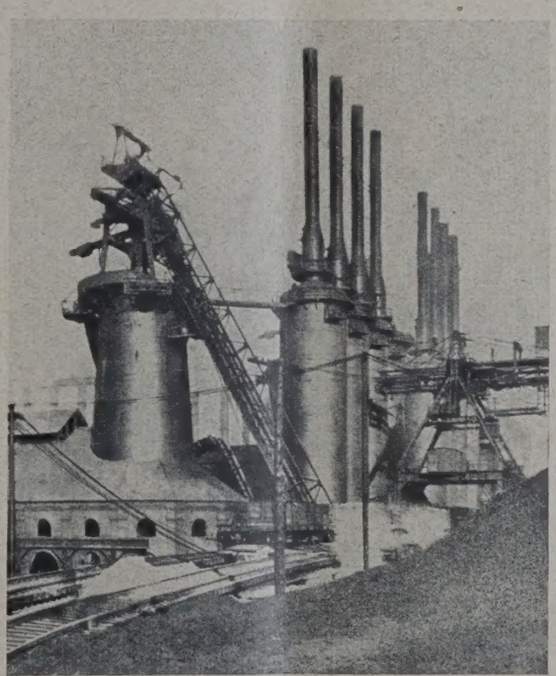


Abb. 6. Dreiwege-Cowper mit aufgesetzten Essen.

Für den Masselguß bedient man sich überall der Gießmaschinen, die oft in unmittelbarer Verbindung mit den Öfen stehen (Abb. 8). Eigentliche große Gießhallen, wie sie in Deutschland üblich sind, sind drüben nur selten vorhanden.

Stahlwerksbetrieb.

Kennzeichnend für den amerikanischen Stahlwerksbetrieb ist die zunehmende Verbreitung des Siemens-Martin-Verfahrens und die immer geringer werdende Bedeutung des Bessemerprozesses. Wenn auch das Bessemermaterial wegen seiner Gleichmäßigkeit für Rohrstreifen zu geschweißten Rohren, Schrauben, Mutterneisen usw. noch gesucht ist, so spielt es infolge allmählicher Erschöpfung der P-armen Erze und des steigenden Preises für diese heute doch nicht mehr die Rolle, wie noch früher; auch für Schienen wird es nur noch wenig verwendet.

Während des Kriéges wurde das sog. Duplexverfahren (Vorfrischen in der Birne, Fertigmachen im Martinofen) viel angewendet, da es auf geringer Grundfläche mit wenig Leuten eine große Erzeugung gestattet. Das Verfahren ist jedoch bei schlechtem Geschäftsgang anscheinend unwirtschaftlich; außerdem gab das Material, angeblich wegen Rotbrüchigkeit, Anlaß zu Anständen. Daher kommt es, daß die Duplexerzeugung, die im Jahre 1918 noch etwa 4 Mill. t betrug, heute auf die Hälfte, auf rd 2 Mill. t zurückgegangen ist und manche Duplexanlagen still liegen.

Der Talbotprozeß ist in Amerika nicht geschätzt. Man sagt sich, daß ein solcher Prozeß in metallurgischer Hinsicht nicht wirtschaftlich sein kann.

Auch das Roheisen-Erzverfahren erfreut sich wegen der langen Chargendauer und der dadurch bedingten niedrigen Produktion nur geringer Beliebtheit.

Am weitesten verbreitet ist das Schrott-Roheisenverfahren im feststehenden Martinofen mit 50 oder mehr Prozenten flüssigen Roheisens (je nach Preisverhältnis von Schrott und Roheisen), wobei ausschließlich basisch zugestellte Öfen verwendet werden.

Die neueren amerikanischen Martin-Stahlwerke, die meist 10—15 Öfen enthalten (Abb. 9), sind fast alle nach einem Schema entworfen und bestechen vor allem durch Einfachheit des Aufbaues und klare Gliederung. Es wird dies dadurch ermöglicht, daß man durchweg nur große Blöcke von 3—4 t gießt, diese außerdem stets von oben auf Wagen, und daß das Strippen der Blöcke außerhalb der Gießhalle erfolgt. Der Querschnitt zeigt eine schmale Gießhalle und eine breite Ofenhalle unter

einem Dach sowie einen Anbau für den Abhitzekessel, die Rangiergleise für den Zug mit den Schrottmulden, die Unterbringung des feuerfesten Materials usw. Alsdann folgen die Generatoren und der Schrottplatz, letzterer häufig überdacht. Die Kokillen- und Stripperhalle befinden sich seitlich. Überall tritt das Bestreben zutage, möglichst alle Komplikationen auszuschalten.

Zum Vergleich zeigt das nächste Bild dagegen den Querschnitt durch eine europäische Stahlwerksanlage mit ihren vielfältigen Einrichtungen (Abb. 10), die bei der Notwendigkeit

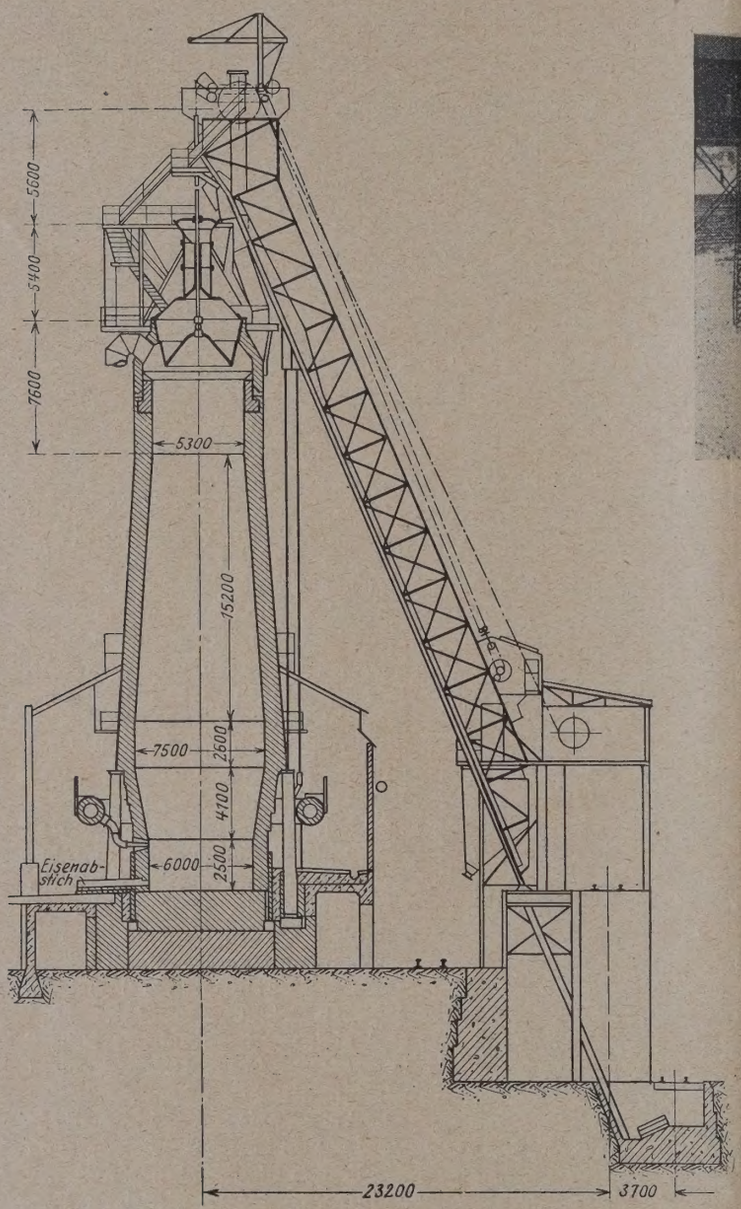


Abb. 7. Profil eines modernen amerikanischen Hochofens.

des Gießens vieler verschiedenartiger Blöcke kaum zu vermeiden sind. Der Unterschied ist deutlich erkennbar.

Was die Konstruktion des amerikanischen Martinofens anbelangt, so trifft man fast überall 80—100 t-Öfen mit einer monatlichen Leistung von 5—6000 t, max. bis 9000 t (im letzten Falle bei Ölzusatzfeuerung und Sonntagsbetrieb). (Bei guten deutschen Öfen von 50—60 t finden sich übrigens auch Leistungszahlen von 4000—5000, max. bis 6000 t.) Das Ausbringen wird mit 89—90% angegeben.

Am amerikanischen Martinofen ist weiter die besonders starke Verankerung und die überaus reichliche Wasserkühlung bemerkenswert; Rückwand, Vorderwand, Feuerbrücken, Köpfe, alles ist von Kühlrohren durchzogen. Sehr beliebt sind statt der Trommelventile gekühlte einfache Schieber (z. B. die Ausführung von Blaw-Knox).

In dem Bestreben, die Wirtschaftlichkeit der Martinöfen zu heben, gelangte man zu den verschiedensten Konstruktionen, von denen nur die wegen ihres Profiles als „Venturiofen" bezeichnete Ausführung erwähnt sei, mit der auf einigen Werken anscheinend recht gute Betriebsergebnisse erzielt wurden.

Als Brennstoff verwendet man außer Generatorgas und Koksgas häufig Öl oder Teer; Naturgas findet sich heute nur

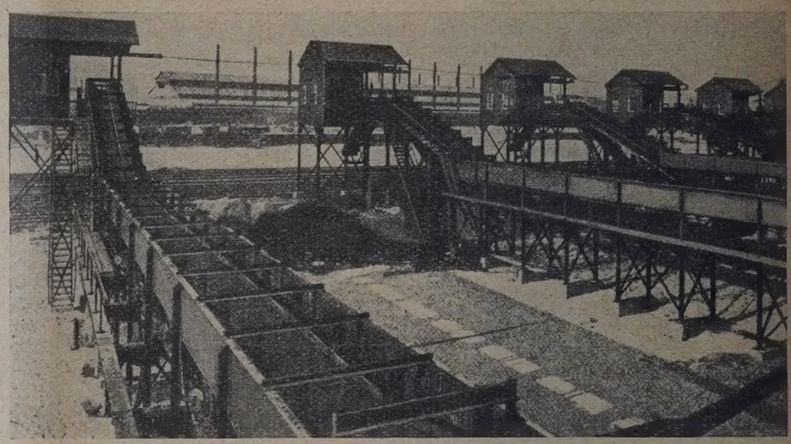


Abb. 8. Gießmaschinen auf dem Garywerk der Illinois Steel Co.[3])

noch selten in bestimmten Bezirken. Von der Kohlenstaubfeuerung ist man ganz abgekommen.

Krane und Chargiermaschinen zeichnen sich durch konstruktiv einfache, dabei aber starke Bauart aus, so daß genügende Betriebssicherheit gewährleistet erscheint.

Der Betrieb selbst gestaltet sich, entsprechend der ganzen Anordnung der Anlage und mit Hinsicht auf die gleichmäßige Rohstoffbeschaffenheit, sehr einfach: Die in dem Anbau bereitstehende Schrottcharge wird in einem Zuge vor den Ofen gebracht und eingesetzt, zur Hälfte eingeschmolzen; alsdann wird die Roheisencharge vom Roheisenkran in einer Pfanne herbeitransportiert, das Roheisen eingegossen und die Schmelzung fertiggemacht. Der Abstich erfolgt dann in die auf Wagen stehenden Kokillen, die ebenfalls mit einem Zug aus der Gießhalle heraus zum Stripperhaus gebracht werden, während gleichzeitig von der anderen Seite der neue Leerzug hereingeschoben wird. Alle Gleise sind so angeordnet, daß ein kontinuierlicher Betrieb und Verkehr möglich ist. Infolge dieser Betriebsweise sieht man in dem amerikanischen Stahlwerk auch keine überzähligen Teile, wie Kokillen und dergl.; die Gießhalle insbesondere macht stets einen sauberen Eindruck.

Walzwerksbetrieb:

Die amerikanischen Walzwerke sind im Aufbau weitgehend mechanisiert und infolge kräftiger Ausführung und guter Zugänglichkeit sehr betriebssicher und leistungsfähig. Man geht von dem Bestreben aus, größtmögliche Erzeugung bei geringstem Lohnaufwand zu erzielen und erreicht dies unter möglichster Ausschaltung aller Handarbeit durch reichlich starke Antriebsmaschinen, sowie durch ein einfaches und gleichbleibendes Walzprogramm. Das Bestreben nach Einfachheit in der Anlage ist überall erkennbar. Die Belegschaft wird in großem Maße an der Produktionshöhe interessiert, so daß in dieser Beziehung ein schnelles und reibungsloses Arbeiten gewährleistet ist. So gelingt es, Leistungen zu erzielen, die teilweise weit über den in Deutschland erreichten liegen. Bemerkenswert ist, daß trotz der Massenproduktion die Sauberkeit und Genauigkeit der Walzung nichts zu wünschen übrig läßt.

[3]) Vgl. Stahl und Eisen 1911, S. 647, nach Iron Age 1910, S. 1145, Iron Trade Rev. 1910, S. 929.

Die rein kontinuierliche Walzmethode, bei der also der Stab gleichzeitig in mehreren Gerüsten ist, findet man nur noch bei Herstellung von Sonderprodukten, wie z. B. Bandeisen und Draht. Auch Halbzeugstraßen zeigen diese Anordnung. Normales Stabeisen erzeugt man heute halbkontinuierlich auf sog. „Automatic mills", einer Kombination von hinter- und

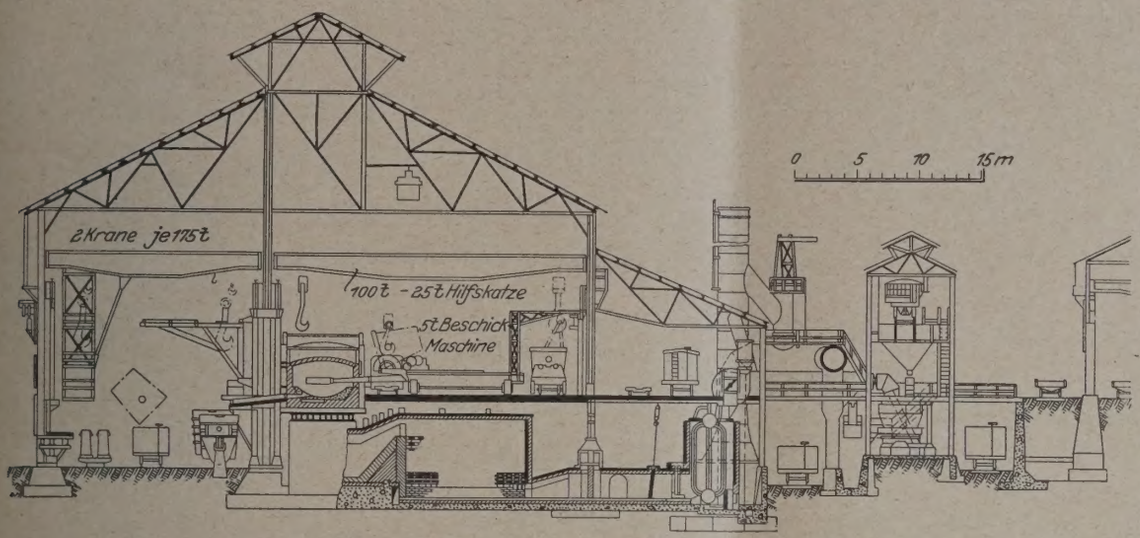


Abb. 9. Querschnitt eines amerikanischen Stahlwerkes[4]).

nebeneinander gestellten Gerüsten, dergestalt, daß wohl ein kontinuierliches Walzen ohne Aufwendung von Handarbeit stattfindet, der Stab aber nach jedem Gerüst frei ausläuft. Höchstens wird in den ersten Gerüsten kontinuierlich gewalzt. Die Antriebe der neuen Anlagen sind fast durchweg elektrisch (Motoren bis 8000 PS), meist mit Drehstrom und dann nicht selten regulierbar. Auch Gleichstrom-Dampfmaschinen finden sich neuerdings, darunter eine solche auf den Stahlwerken in Youngstown von 7500—14 000 PS.

Als Beispiel eines typischen amerikanischen Stabwalzwerkes zeigt Abb. 11 eine 254 er Straße. Diese besteht aus sechs halbkontinuierlichen Duo-Vorgerüsten in drei Gruppen zu je zweien. (Die Abstände der Gruppen voneinander betragen 12 bzw. 25 m.) Anschließend daran sind fünf Triogerüste (in einem Strang nebeneinander) angeordnet.

[4]) Vgl. Stahl und Eisen 1922, S. 1561, nach Iron Age 1921. S. 619/27, 693/702, Iron Trade Rev. 1921, S. 685/91.

Bei Blockstraßen sind Leistungen von monatlich 70 000 t normal; es kommen sogar, je nach Endquerschnitt, Erzeugungen bis zu 100 000 t vor. Hierbei beträgt die durchschnittliche Abnahme 17—18%.

Als Beispiel für eine Blockstraße: Das 1000 er Duo-Reversier-Blockwalzwerk der National Tube Co., Lorain (Abb. 12). Auf derartigen Anlagen wird z. B. ein rd. 3,5 t-Block in 45—50 sek. in 11 Stichen von einem Querschnitt von 550 × 500 mm auf 165 × 165 mm heruntergewalzt. Die maximale Stundenleistung beträgt bis 60 Block = ca. 200 t.

Von außerordentlichem Interesse ist ferner das Block- und Schienenwalzwerk der Illinois Steel Co. in Gary mit einer Tagesleistung bis 4 000 t und einer Rekordleistung im März 1924 von 92000 t. Die Straße wird durch sechs Drehstrommotore von insgesamt 24 000 PS angetrieben. In den 12 Gerüsten sind gleichzeitig etwa 10 Blöcke zu je 3,5 t im Umlauf. Sechs Warmsägen legen mit einem Schnitt fünf fertige Schienen hin.

Das z. Zt. wohl größte Blechwalzwerk der Welt besitzt

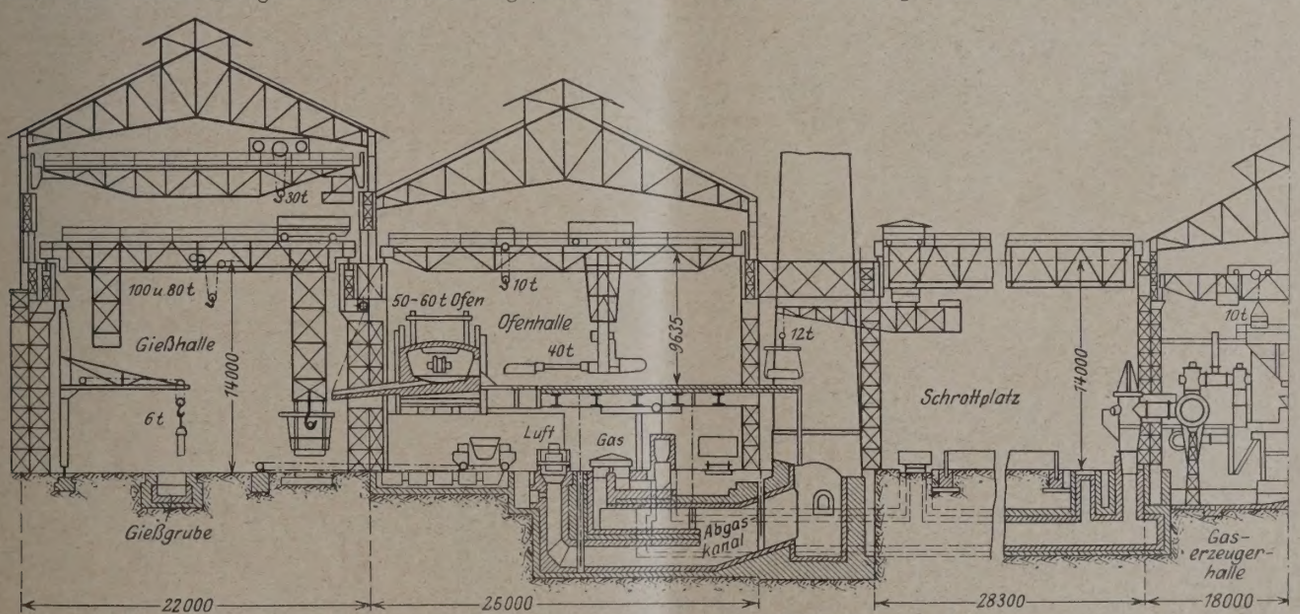


Abb. 10. Querschnitt einer europäischen Stahlwerksanlage.

die Lukens Steel Co. in Coatsville (Abb. 13). Es ist ein Duo mit 60 t schweren Stützwalzen. Die Ballenlänge der Arbeitswalzen beträgt 5,2 m, ihr Durchmesser 864 mm, die Breite der gewalzten Bleche bis 4,9 m. Verarbeitet werden Brammen bis 27 t.

Was die Herstellung von Rohren anbelangt, so liegt die Hauptstärke der Amerikaner in der Herstellung überlappt und stumpf geschweißter Röhren jeder Abmessung. Nahtlose Rohre werden z. Zt. nur bis ca. 9" Ø erzeugt. Da jedoch auch der Bedarf an nahtlosen Röhren größeren Durchmessers immer mehr zunimmt, beginnt man, sich nun auch dem Pilgerverfahren zuzuwenden. So wurden von bekannten

amerikanischen Firmen 2 solcher Pilgerwalzwerke in Deutschland bestellt.

Wenn die nahtlosen Rohre qualitativ, namentlich an der Innenfläche, durchschnittlich etwas besser sind, als bei uns, so liegt dies hauptsächlich daran, daß man drüben sauber geputztes, vorgewalztes, aus bestem Einsatz hergestelltes Material verwendet. Die Leistungen sind fast überall als sehr hoch zu bezeichnen. Bemerkenswert ist das große Rohrwalzwerk der National Tube Co, Ellwood, in dem monatlich 15000 bis 17000 t nahtlose Rohre erzeugt werden.

Das Großartigste, das sich auf dem Eisenhüttengebiet überhaupt denken läßt, ist das Riesenwerk der Illinois Steel Co. in Gary (Abb. 14). Der Umfang der Anlagen und die Leistungszahlen muten geradezu märchenhaft an. Die Weitläufigkeit der Gesamtanlage und die Großzügigkeit der Einzeleinrichtungen sind nicht gut zu übertreffen. Dabei herrscht, soweit das Auge reicht, Ordnung und geregelter Verkehr, sowie überraschend einfache Betriebshandhabung. Der Betrieb läuft, ohne daß viel Arbeiter und Vorgesetzte in die Erscheinung treten, fast geräuschlos und selbsttätig.

Dabei sind z. Zt. 12 Hochöfen für je 500—600 t vorhanden, die im März v. Js. eine Rekordleistung von 227600 t Roheisen erreichten. Auf dem Erzlagerplatz können bis 3½ Mill. t Erze gestapelt werden. Über 100000 PS, teils Gasmaschinen, teils Dampfturbinen, sind in den Maschinenhäusern installiert; 300 km Normalspurgleis durchziehen das ganze Werk. Die Kokerei umfaßt 700 Öfen mit einem normalen Tagesdurchsatz von 10000 t Kohle; im Monat März wurden 309000 t Koks erzeugt. Drei Martinwerke mit insgesamt 42 Öfen von 80—100 t Fassung und eine Duplexanlage mit drei 250 t-Öfen (Kippöfen), zwei 25 t-Birnen und einem 1200 t-Mischer erzeugen im Durchschnitt monatlich 250000 t Stahl, stellten aber im März v. Js. mit 334700 t eine Rekordleistung auf, wobei allerdings auch an den Sonntagen gearbeitet wurde. Der Gesamtversand der

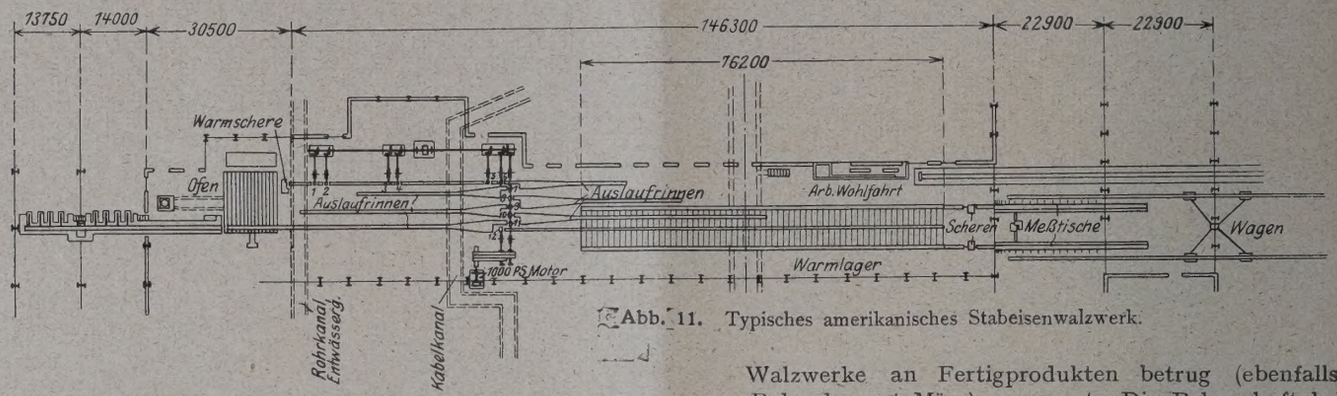


Abb. 11. Typisches amerikanisches Stabeisenwalzwerk.

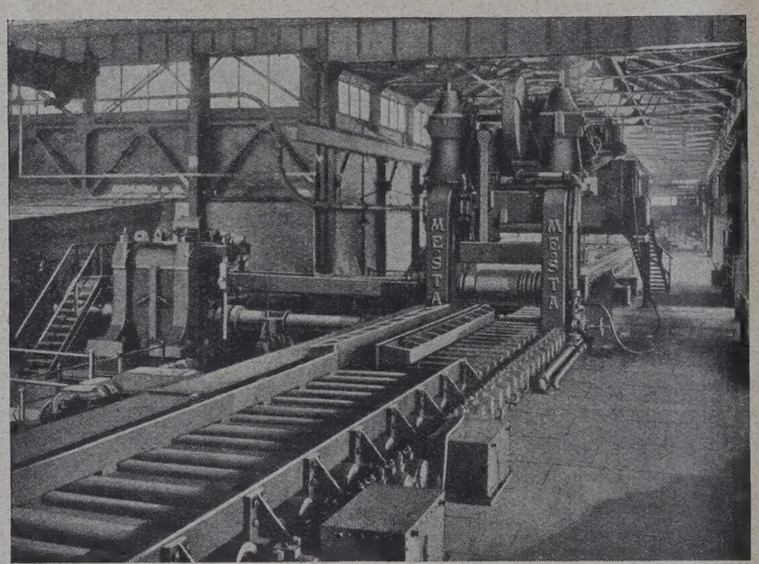


Abb. 12. Reversier-Blockwalzwerk der National Tube Co. Lorain.

Walzwerke an Fertigprodukten betrug (ebenfalls im Rekordmonat März) 257400 t. Die Belegschaft beläuft sich auf rd. 15000 Mann. Bemerkenswert ist, wie Mr. Gleason, der Generalmanager, auf einem „congratulatory dinner" ausführte (das er anläßlich der Rekordleistungen im März 260 Betriebsbeamten gab), daß die genannten Höchstleistungen ohne nennenswerte Unfälle erzielt wurden. Außer einem einzigen schweren Unfall kamen nur wenige leichte vor.

Gießereiwesen.

Den Besucher amerikanischer Gießereien überraschen drei Dinge: Die Massenherstellung schwieriger und komplizierter Gußstücke als Qualitätsware, die weitgehende Mechanisierung und Anwendung der Bandarbeit in allen Arbeitsabschnitten und die ausgedehnteste Verwendung ungelernter Arbeiter.

Am vollkommsten hat Ford in seiner großartigen Anlage in River-Rouge die Massenherstellung und die Bandarbeit durchgeführt. Hier sind zwei Hochöfen mit je 500 t Tagesleistung und zugehöriger Koksofenanlage nur für die Gießerei, die in einem 4-stöckigen Gebäude (14 Hallen mit rd. 64000 m² überdachter Fläche) untergebracht ist, in Betrieb. Aus 32 Kupolöfen mit etwa 1,7 m Durchmesser werden täglich 1500 t

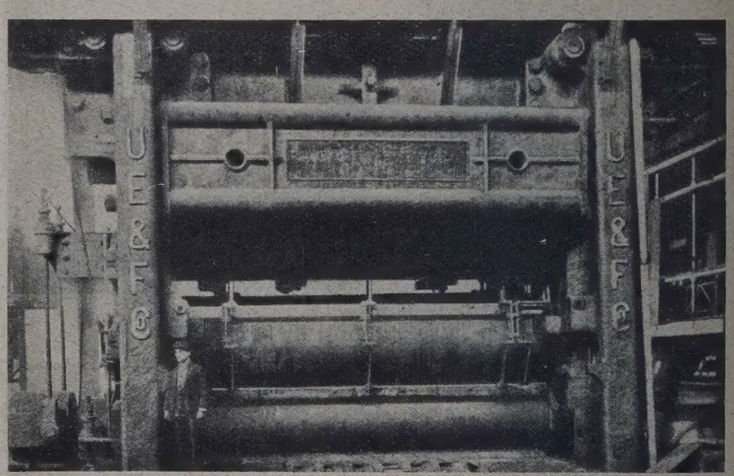
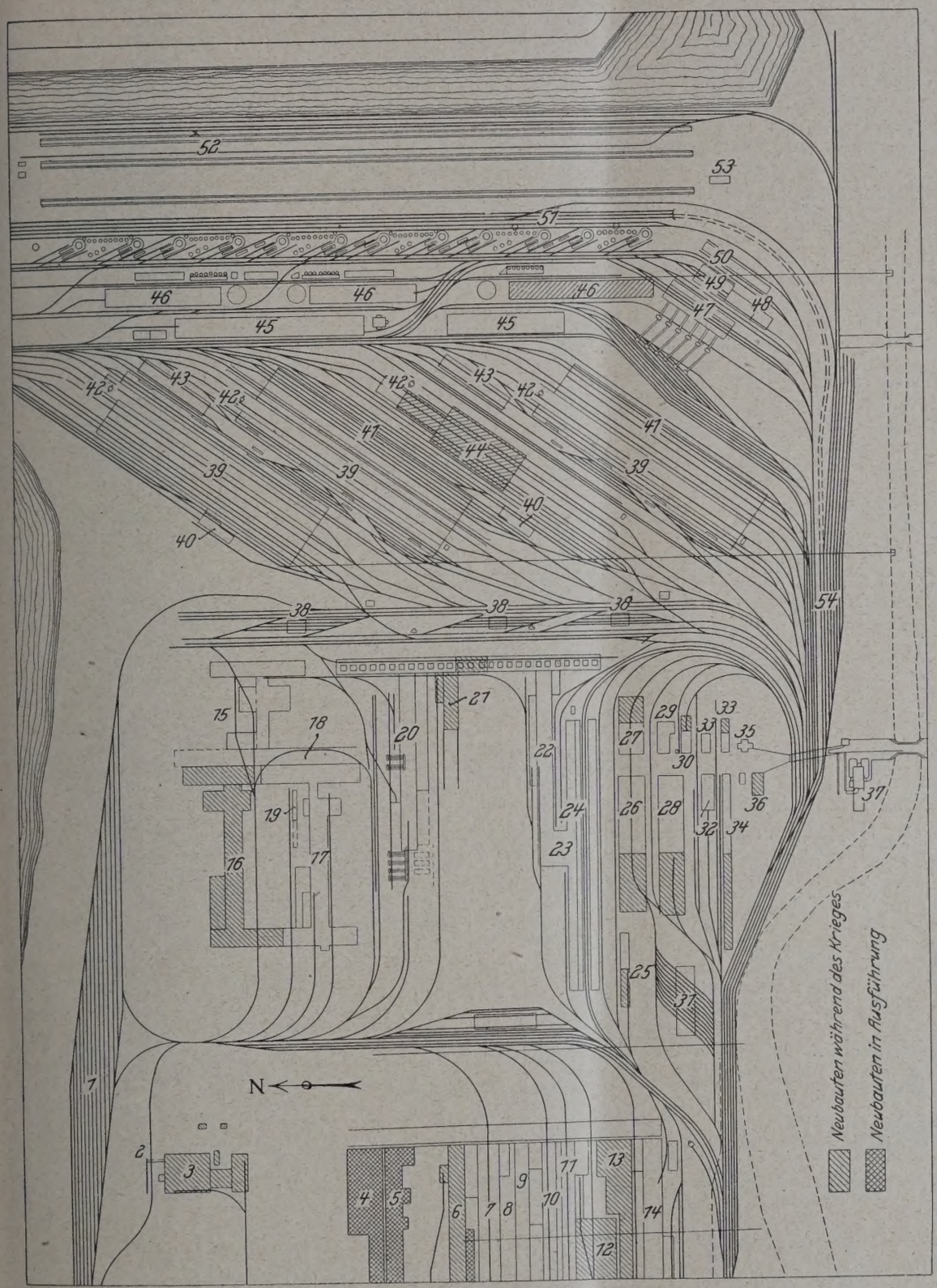


Abb. 13. Das größte Blechwalzwerk der Welt, Lukens Steel Co., Coatsville.

Eisen vergossen. Transportbänder in Arbeitshöhe, Hängebahnen an der Decke, Elektrokarren mit kippbaren Tischen und Krane verbinden die einzelnen Betriebsabteilungen, wie Kernmacherei, Formerei, Gießerei, Putzerei, die nicht, wie bei uns, scharf getrennt sind, sondern ineinander übergehen. Dem Kerntrocknen dienen kontinuierliche Kerntrockenöfen. Die



1 = Rangierbahnhof Nord
2 = Hofkran.
3 = Räderfabrik.
4 = 508er Streifenwalzwerk.
5 = 305er Streifenwalzwerk.
6 = 254er Feinstraße Nr. 2.
7 = 254er Feinstraße Nr. 1.
8 = 305er Straße Nr. 2.
9 = 305er Straße Nr. 1.
10 = 356er Straße.
11 = 457er Straße.
12 = Adjustage für Unterlagsplatten.
13 = 508er Handelseisenstraße
14 = Achsenwalzwerk.
15 = 914er Brammenstraße.
16 = 4 m breites Blechwalzwerk.
17 = Universalwalzwerk bis 1,5 m Breite.
18 = Brammenlager.
19 = Gaserzeuger.
20 = Knüppelstraße.
21 = 1016 Blockwalzwerk.
22 = Schienenstraße.
23 = Wärmbetten.
24 = Adjustagen.
25 = Walzenlager.
26 = Mechanische Werkstätten.
27 = Kesselhaus.
28 = Gießerei.
29 = Schmiede,
30 = Elektrotechnische Reparaturwerkstatt.
31 = Lokomotivschuppen.
32 = Lager.
33 = Modellager.
34 = Steinlager.
35 = Eingangsgebäude.
36 = Automobilschuppen.
37 = Verwaltungsgebäude.
38 = Stripper.
39 = Stahlwerke.
40 = Steinfabriken.
41 = Schrottlager.
42 = Mischer.
43 = Fallwerke.
44 = Duplexanlage.
45 = Kraftwerke.
46 = Gebläsehäuser.
47 = Gießmaschine.
48 = Fallwerk.
49 = Pfannenreparaturwerkstätte
50 = Steinlager.
51 = Hochöfen.
52 = Erzlager.
53 = Agglomerieranlage.
54 = Rangierbahnhof Süd.

Abb. 14.
Lageplan der Gary-Werke der Illinois Steel Co.[5])

Kerne sind hierbei in Gestellen untergebracht, die auf Rädern laufen und den Transport der Kerne vom Ofen aus zur Verbrauchsstelle, bei gleichzeitiger Schonung des Materials, vereinfachen. Jede Arbeit erfolgt hier am Bande, auch das Einformen, Gießen usw. Die zum Ausformen der großen Unterkasten dienenden Transportsysteme nehmen ungefähr die Hälfte der für die Formerei vorgesehenen Fläche ein. Auf sechs Formwegen werden die großen Gußstücke (Ford- und Fordson-Zylinder und Fordson-Getriebekasten) in fortschreitender Bewegung ausgeformt und gegossen. Jedes Transportsystem besteht aus drei Reihen von Kastenketten-Förderbänken, die etwa 4,50 m voneinander entfernt liegen. Auf den beiden äußeren werden die Form-Arbeitsgänge durchgeführt und zwar: Ober- und Unterkasten ausgeformt, Kerne eingesetzt, Formen fertiggemacht und am Umkehrwege ausgegossen. Die mittlere Bahn, die sich zweimal schneller bewegt als die beiden äußeren und in entgegengesetzter Richtung läuft, dient als Rückweg, auf dem die abgegossenen Formkästen durch einen Abkühlungstunnel

[5]) Vgl. Stahl und Eisen 1922, S. 1461 nach Iron Age 1920, S. 699/710.

laufen und zur Ausstoßstelle gelangen. An der Kupolofenseite sind die beiden äußeren Bahnen durch eine Querrollbahn verbunden.

Das Einformen erfolgt heute vielfach mittels der sog. Sandslingermaschinen, einer Konstruktion, die noch eine große Entwicklung vor sich hat, da sie das Mehrfache jeder anderen Formmaschine und das Zehnfache der Handarbeit leistet. Die Maschine wird gegenwärtig auch als Lokomotivtype ausgeführt, was u. U. besondere Vorteile bietet.

Das Schleudergußverfahren für Rohre gewinnt drüben immer mehr Bedeutung, insbesondere für Rohre unter 300 mm Durchmesser.

Die amerikanischen Stahlformgießereien unterscheiden sich nicht wesentlich von anderen gleichartigen Werken bei uns; allerdings werden auch hier in ausgiebiger Weise Formmaschinen und mechanische Transportmittel verwendet.

Eisenbahnbetrieb:

Für den Eisenbahnbetrieb werden in den Vereinigten Staaten jährlich etwa 12,6 Mill. t Eisen verbraucht.

Dem europäischen Besucher fallen vor allem die außerordentlich großen Kohle- und Erzwaggons auf, die eine

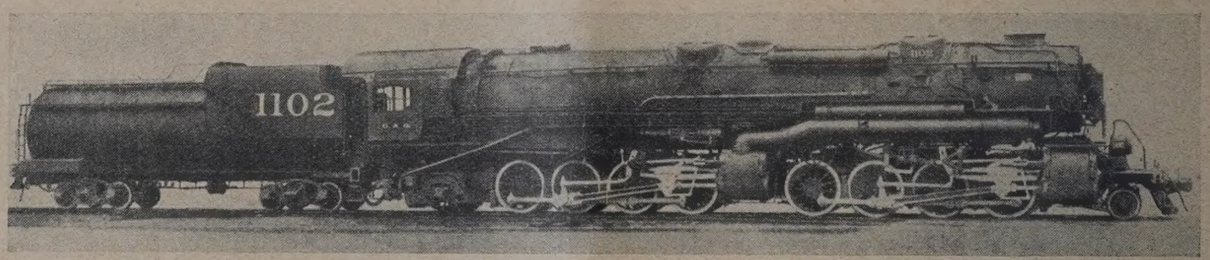


Abb. 15. Mallet-Lokomotive der Chesapeake & Ohio Railway.

Tragkraft bis zu 100—120 t haben. Dementsprechend schwer sind auch die Lokomotiven ausgeführt, so z. B. die Mallet-Lokomotive der Chesapeake & Ohio Railway für die Kohlentransporte durch die Alleghanys (Abb. 15). Diese Maschinen haben ein Dienstgewicht (ohne Tender) von 250 t, eine Leistung von ca. 4000 PS und besitzen eine Zugkraft von 47 t. Sie bewegen Züge von 4—5000 t.

Für Industriezwecke sind besondere Konstruktionen mit großer Beweglichkeit in Verwendung, die sich hauptsächlich für provisorische Strecken und starke Kurven eignen, z. B. die sog. Shay-geared-Lokomotive, in Ausführungen mit Zahnradgetriebe, 2—3 Zylindern und einem Gewicht von 13—95 t.

Für Turbinen- und Diesellokomotiven scheint in Amerika kein großes Interesse zu bestehen.

Imposant ist die Montagehalle (Abb. 16) der größten Lokomotivfabrik Amerikas, der Baldwin Locomotive Co. in Eddystone bei Philadelphia. Die Halle ist vielschiffig und nach dem Prinzip angelegt, daß die Schiffe und Laufkrane in der Querrichtung verlaufen, das Vorrücken des Arbeitsstückes jedoch automatisch in der Längsrichtung erfolgt. Man erkennt hier den Grundsatz der Fließarbeit. 150 Lokomotiven sind gleichzeitig im Bau; 10 große, normale Lokomotiven können täglich fertiggestellt werden.

Eisenbau:

Noch vor dem Kriege war ziemlich allgemein die Ansicht verbreitet, daß wir den Amerikanern auf dem Gebiete des Eisenbaues, was strenge theoretische Berechnung, gute Durchbildung der Konstruktion und geschmackvolle Formgebung anbelangt, weit überlegen wären; es gaben dies auch amerikanische Fachleute zu. Heute jedoch hat Amerika den Vorsprung nicht nur eingeholt, sondern ist uns auch in manchen Dingen, in erster Linie wohl in den Fabrikationsmethoden voraus. Allerdings hat sich der amerikanische Eisenbau[6]) unter den gegebenen Verhältnissen in vieler Hinsicht auch in anderer Richtung entwickeln müssen, als der europäische. Schon allein der riesige Bedarf an Eisenkonstruktionen, der jährlich rd. 8 Mill. t beträgt, hat naturgemäß Einfluß auf die Bau- und Arbeitsweise. Man ist sichtlich bestrebt, möglichst viele Teile eines Bauwerkes in gleicher Weise, soweit sich dies durchführen läßt, sogar austauschbar, herzustellen und hat alles auf Massenherstellung zugeschnitten.

Von den Eigenarten amerikanischer Konstruktionsweise sei z. B. erwähnt, daß man immer mehr dazu übergeht, in wichtigen Bauwerken genietete Knotenpunkte statt Augenstäben mit Gelenkbolzen anzuwenden. Augenstäbe (Eye-bars) finden sich fast stets bei reinen Zugdiagonalen und Untergurtstäben von Industriebauten und Brücken mit einer Spannweite bis etwa 75 m.

Viel Ungewöhnliches und Neues bieten dem deutschen Besucher die Brückenbauwerkstätten der American Bridge Co. in Gary (Abb. 17). Das Werkstück schreitet entsprechend dem Gang seiner Bearbeitung, d. h. der Anordnung der Bearbeitungsmaschinen, in der Längsrichtung automatisch auf Rollbahnen vorwärts; in diesen Hallen sind, in jedem Schiff am Dach aufgehängt, 5 t-Schwebekatzen vorgesehen. Am Ende dieser Längsschiffe schließt eine Querhalle mit 25 t-Kran an, von wo aus die Verteilung des Materials auf

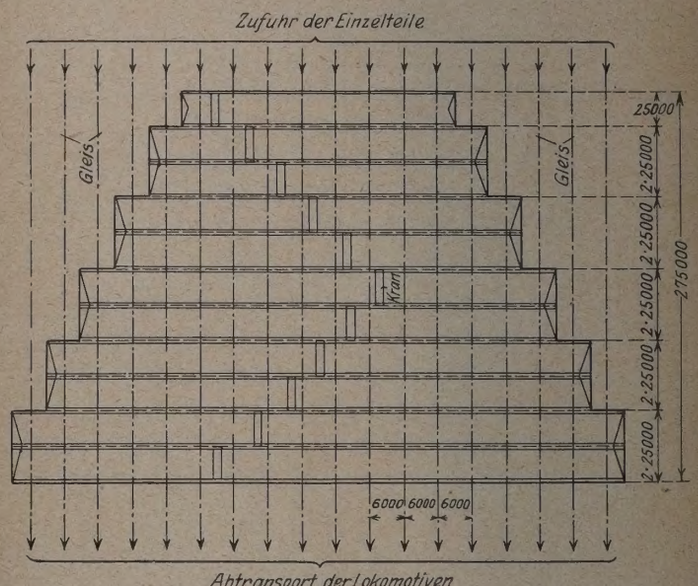


Abb. 16. (Reiseskizze.)
Montagehalle der Baldwin Locomotive Co., Eddystone.

die Zulage erfolgt. Man erkennt hier deutlich den Grundsatz der „Fließarbeit", der heute für amerikanische Werkstatttechnik typisch ist und sich schon bei dem vorbeschriebenen Werke der Baldwin Lokomotive Co. in Eddystone zeigte: „Der Werkstoff darf nicht ruhen".

[6]) Siehe Vortrag Obering. Schellewald, Bauingenieur 1925, Heft 38.

Bemerkenswert bei der Arbeitsweise in Gary ist weiter, daß das Vorzeichnen der Konstruktion nur bei schwierigen Verbindungen, Knotenpunkten usw. mittels Papp- oder Holzmodellen vorgenommen wird. Glatte Teile kommen gleich zum Ankörner, der mit Band und Winkelmaß anreißt, oder es werden einfach Pappschablonen aufgeklemmt und nach diesen die Löcher durchgestanzt. Das Bohren beschränkt man nur auf starkes Material und Nickelstahlkonstruktionen. Bis $^5/_8$" werden alle Löcher ins Volle gestanzt, bei stärkeren Blechen mit

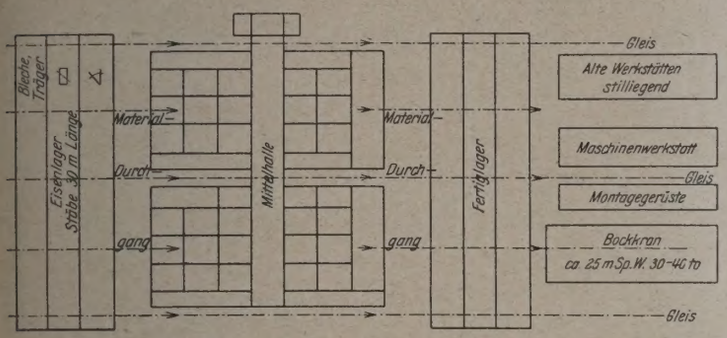


Abb. 17 a.

kleinerem Durchmesser vorgestanzt und mit besonderen Aufreibmaschinen auf Maß gebracht. Das Bohren in Paketen ist nicht üblich. Das Nieten leichter Konstruktionen geschieht mit Kniehebelmaschinen, die auf Konsolkranen montiert sind, das Nieten schwerer Konstruktionen hydraulisch. Die Niete werden im Ölfeuer erwärmt. In der Werkstatt sind für den Zusammenbau eine Reihe verschiedenartiger Spezialkrane vorgesehen .Mit 1700—1800 Mann Belegschaft werden monatlich, je nach Art der

Abb. 17 b.

Konstruktion, 10—12 000 t hergestellt, was laut Angabe einer Kopfstundenleistung von etwa 30 kg entspricht.

Konstruktionsmaterial:

Man verwendet bei weniger wichtigen Eisenbauten, z. B. Masten, Gittern u. dergl., fast ausschließlich Siemens-Martin-Stahl mit 0,15—0,25 % C, 0,60 bis 0,90% Mn, nicht über 0,06% P und unter 0,075% S.

Während des Krieges ergab sich das Bedürfnis nach einem hochwertigen Baustoff für den Torpedobootsbau, und man führte den sog. „High-Carbon-Steel" (mit einem C-Gehalt nicht unter 0,45 %) ein. Heute werden alle wichtigeren Teile großer Bauwerke oder auch ganze Brücken in Hochbaustahl (High-Silicon-Steel) ausgeführt. Dabei stellt man meist bei genieteten Trägern die Kopflamellen und Winkel aus Baustahl, Futterbleche, Schrauben und Nieten aus gewöhnlichem Materiale her. Die chemische Zusammensetzung des „High-Silicon-Steels" ist je nach Plattenstärke und Profil verschieden, z. B. 0,32—0,35 C, 0,68—0,72% Mn, 0,03% P, 0,04% S, 0,25—0,28% Si, Festigkeit bis 59 kg, Streckgrenze ca. 32—35 kg, Dehnung 18—20% (Mindestdehnung 14%). Von der Verwendung von Nickelstahl für Brückenbau ist man wegen der hohen Preise abgekommen.

Als weiterer Sonderstahl wäre noch der sog. Kupferstahl („Copper-Steel") zu erwähnen, ein Material mit 0,15—0,25% Cu, das sich besonders gegen Einwirkung von Feuchtigkeit sehr widerstandsfähig erwies und dementsprechend für Bleche der Gruben- und Förderwagen, Eisenbahnwaggons und dgl. verwendet wird. Die Eisenbahn schreibt hierfür 0,2 % Cu vor.

Merkwürdigerweise kommt auch das Puddeleisen wieder in Verwendung, allerdings nur für Spezialzwecke, wo Verrostungsgefahr vorliegt, wie z. B. bei Kesselstehbolzen, Lokomotiv-Siederohren usw. Für das Material wird ein Aufpreis bezahlt. Hergestellt wird das Puddeleisen in mechanischen Puddelanlagen, wie sich eine solche in Warren (American Puddled Iron Co.) befindet. Diese Anlage erzeugt mit einem Mischer, einem Kupolofen und vier ölgeheizten, mechanisch drehbaren Trommelöfen zu je 1 t, bei Vollbetrieb täglich bis 300 t Puddeleisen.

Ford und das Autowesen:

In den Vereinigten Staaten existiert ein Beispiel, das alle Wege zeigt, die begangen werden müssen, um im Interesse der Gestehungskosten die Produktion auf das höchste Maß zu steigern. Dieses Beispiel ist die Fordsche Fabrikation der Kraftwagen.

Das Werk River Rouge (Abb. 18) umfaßt zwei Hochöfen mit Kokerei, Elektrostahlwerk, Gießerei, ein Kraftwerk, eine Zement-, eine Glasfabrik, Traktorbau usw., ein großes Martinstahl- und Walzwerk ist in Bau. Die Belegschaft beträgt 60 000 Mann, mit Highland Park (Abb. 19), dem zweiten großen Werk zusammen, also 160 000 Mann, die sich aus 60 verschiedenen Nationen zusammensetzen.

Wenn man die Fordschen Werke, besonders das in River Rouge, betritt, so hat man zunächst auf dem Werkshof den Eindruck, als wäre alles außer Betrieb. Betriebsbeamte treten kaum in Erscheinung. Von der Sauberkeit, die in den Betrieben und auf den Plätzen herrscht, kann man sich kaum eine Vorstellung machen. So sind z. B. die Kesselwärter vom Kopf

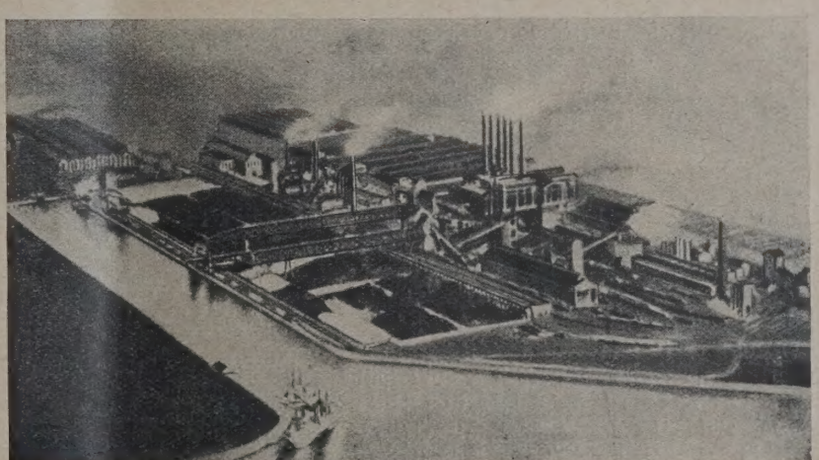


Abb. 18. Ford Motor Co., River Rouge.

bis zum Fuße weiß gekleidet, die Armaturen der Kessel blitzblank, die Hochöfen mit Zubehör sind schwarz gestrichen, die Düsenstöcke bronziert, alle Bronzeteile blank geputzt usw. Etwa 6000 Mann werden dauernd im Ordnungs- und Reinigungsdienst beschäftigt. Die Ordnung gehört einfach zur Fabrikation und macht sich anscheinend bezahlt.

Was die Fabrikation selbst anbelangt, so werden bekanntlich die einzelnen Arbeiten — von der Hochofenbegichtung, bzw. vom flüssigen Eisen angefangen bis zum betriebsfertigen Kraftwagen — in eine lange Reihe von kleinen Einzeloperationen zerlegt. Nicht ein einziger Griff geschieht zuviel, nicht einer zwecklos. Kontinuierlich erfolgt jede Handlung, unterstützt durch zweckentsprechende Transporte, Einrichtungen usw. Nur so wird es möglich, daß für den reinen Arbeitsgang (abgesehen von den Transportzeiten) vom flüssigen Eisen bis zum betriebsfertigen Wagen nicht mehr als 4½ Std. erforderlich sind. Ca. jede Minute verläßt ein fertiger Wagen das Band,

bis 8 000 Wagen im Verlaufe des Tages. Dabei werden die am Bande stehenden Leute keineswegs überanstrengt, denn die Geschwindigkeit des Conveyors ist auf Grund der durchschnittlichen und nicht nach der höchsten Leistungsfähigkeit der Arbeiter bestimmt.

Dadurch, daß Ford sich nach und nach eine vollkommene vertikale Organisation geschaffen hat, setzen sich die Gestehungskosten seines Wagens zum größeren Teil nur aus Löhnen zusammen, wodurch die Möglichkeit gegeben ist, einen Wagen mit Verdienst zu 265 $ zu verkaufen. Ohne die riesige, durch den sicheren Absatz garantierte Produktion wäre ein solcher Preis allerdings nicht denkbar. Ford geht hierbei von dem Grundsatz aus: Großer Umsatz bei geringem Gewinn! Bei kleinen Absatzstockungen senkt Ford mit einem Ruck den Preis für seinen Wagen soweit, bis die Kaufkraft des Abnehmers wieder erreicht ist. Durch „rückwärts" durchgeführte Sparmaßnahmen und Fabrikationsverbesserungen versucht er dann eine dem neuen Verkaufspreis entsprechende Verbilligung der Gestehungskosten zu erzielen, niemals aber durch Herabsetzung der Löhne. Hierdurch und durch sein weit ausgebautes Kreditsystem, das auch dem einfachen Manne den Ankauf eines Fordwagens ermöglicht, löst Ford als praktischer Soziologe zweifelsohne ein beträchtliches Stück der sozialen Frage und beweist gleichzeitig auch, daß er in erster Linie nicht auf das Geldverdienen hinarbeitet, sondern der Allgemeinheit einen Dienst leisten will. In seinem bekannten Buche sagt er: „Die einzige solide Art eines Geschäftes ist die Dienstleistung gegenüber dem Publikum." Ford ist also durchaus Idealist. Daß sich dieser Idealismus nebenbei auch noch bezahlt macht, dürfte ein Beweis für die Richtigkeit dieser Denkweise sein.

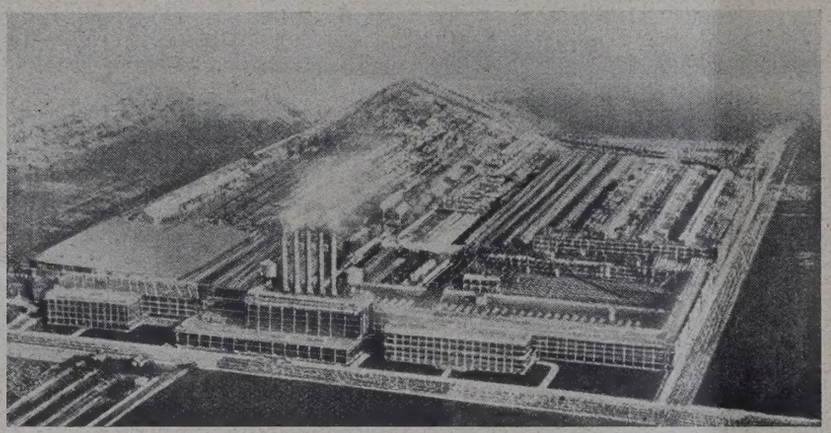


Abb. 19. Ford Motor Co., Highland Park.

Im Jahre 1893 baute Ford seinen ersten Wagen. Im Juni 1924 verließ der Zehnmillionste das Werk Highland Park.

Der Fordwagen ist wohl gut im Material — er besitzt einen 4-Zylinder-Motor von 11 PS für eine Stundengeschwindigkeit von 60—70 km —, kann aber selbstverständlich nicht den Anspruch auf erstklassigste Ausführung machen. Es gibt natürlich elegantere, allerdings entsprechend teurere Wagen in den USA.

Im allgemeinen gibt das Auto in Amerika dem Verkehr und überhaupt dem Leben das Gepräge. Welch große Bedeutung die Fabrikation für das Hüttenwesen hat, zeigt die Tatsache, daß mittelbar und unmittelbar rd. 22% der gesamten Stahlerzeugung für den Autobau verbraucht wird. 17 Mill. Kraftwagen (88% aller Motorfahrzeuge der Welt) sind in den USA. im Verkehr. Es entfällt somit im Mittel schon auf 6—7 Einwohner ein Automobil, während in Deutschland das Verhältnis ungefähr 1 : 360 beträgt. In Deutschland erzeugen 32 Fabriken 30 000 Wagen im Jahr, in Amerika hingegen 60 Fabriken fast 4 Mill. Wagen, von denen rd. 50% allein auf Ford entfallen.

Aber nicht nur der verhältnismäßig niedrige Preis des Fordwagens (1 kg eines Fordwagens kostet 2,05 M., 1 kg eines deutschen Wagens rd. 8 M.) und die günstigen Zahlungsbedingungen, sondern auch die niedrigen Betriebskosten, insbesondere auch der billige Preis des Betriebsstoffes, bringen es mit sich, daß das Auto in Amerika nicht wie bei uns etwas Besonderes darstellt, sondern geradezu zur Selbstverständlichkeit wird. Chauffeure kennt man drüben kaum. Füllstationen (Abb. 20) entheben den Autobesitzer aller Mühe; an jeder Straßenecke kann er für billiges Geld Öl, Gasolin, Wasser usw. bekommen.

Das sog. Camping-Auto erlaubt dem Besitzer, in den Ferien von einem „Campingground" zum anderen zu vagabondieren. Die tadellosen Zementstraßen, die überraschend schnell hergestellt werden, machen das Autofahren zu einem wirklichen Vergnügen. Der Beamte fährt im Wagen zum Büro und läßt ihn bis zum Abend auf der Straße. Die Arbeiterfrauen holen ihre Männer im eigenen Auto nach Schichtschluß ab. In der Großstadt ist die Kette der Wagen unabsehbar. Gebrauchte Wagen werden entweder billig für 40—50 $ weiterverkauft und gehen gewöhnlich in den Besitz eines Negers über, oder sie werden zu Traktoren für industrielle und landwirtschaftliche Zwecke umgebaut. Die letzte Station im Lebenslauf des amerikanischen Autos ist dann der „Auto-Wracker", der die Metallteile wieder an die Stahlwerke verkauft, wo der Kreislauf alsdann von neuem beginnt. Der „Autofriedhof" ist ein typisches Bild in den Vororten der Großstädte.

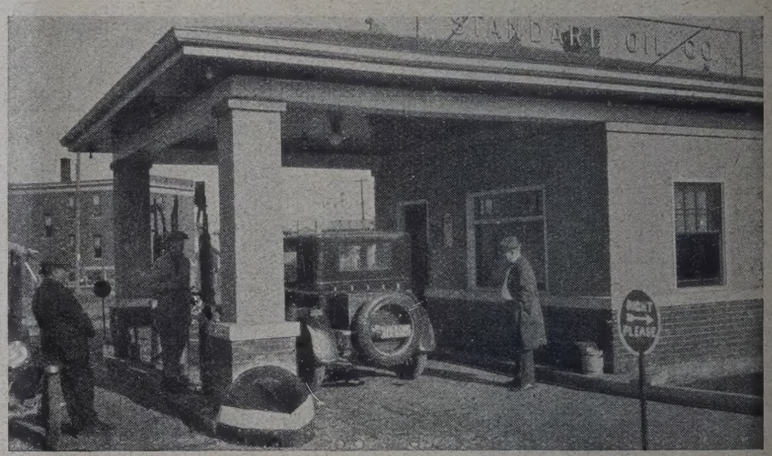


Abb. 20. Autofüllstation.

Die „amerikanische Fabrikpsyche" (Safety, Teamwork).

Ein interessantes Kapitel für nachdenkliche Amerikabesucher ist die amerikanische „Fabrikpsyche".

Amerika verfügt nicht nur über reichere Rohstoffquellen und weiteres Land mit größeren Absatz- und Fabrikationsmöglichkeiten, es ist uns nicht nur dadurch fabrikatorisch überlegen, daß es die vollendetste Mechanisierung der Produktionsprozesse, die sich denken läßt, und die heute überhaupt möglich ist, besitzt, sondern das industrielle Amerika übertrifft uns auch noch in der Handhabung der Menschenwirtschaft, indem es das soziale Moment, das bei uns leider so störend wirkt, zum großen Teil auszuschalten versteht. Allerdings muß man hierbei nicht vergessen, daß die Vorbedingungen hierzu drüben weit günstiger liegen als bei uns.

Der wohl wichtigste Faktor in diesen Bestrebungen ist die Werksgemeinschaft. Zur Pflege der Werksgemeinschaft dienen hauptsächlich zwei bewährte Mittel, die der Amerikaner kurz als: „Safety" (Sicherheit) und „Teamwork" (Zusammenarbeit) bezeichnet.

Die amerikanischen Safetybestrebungen decken sich keineswegs mit der bei uns üblichen Unfallverhütung; Schutzvorrichtungen unserer Art an Maschinen usw. sind auch drüben in weitestem Maße zu finden. Das Hauptgewicht liegt aber auf dem psychologischen Moment: überall sind Aufschriften und geschickt gewählte Schlagworte, wie z. B.: „Safety first" = Zuerst die Sicherheit!, oder „A. B. C." = always be careful"! = Sei stets vorsichtig!, angebracht. Ständig wechselnde Plakate zeigen in drastischer Weise die Folgen der Unvorsichtigkeit. Durch Aussetzung von Safetypreisen, die in Bronzestatuen oder Geldprämien bestehen, wird der in Amerika überall fühlbare Sportgeist in den Dienst der „Safety" gestellt und zeigt sich z. B. in dem Wettbewerb einzelner Werke untereinander um die geringste Unfallzahl. Es geht dies soweit, daß bei manchen Anlagen an jedem Monatsersten eine weiße Fahne aufgezogen wird, die man dann beim ersten Unfall einholt.

Große Werke haben besondere Safety-Ingenieure und Safety-Ausschüsse der Belegschaft, die in bestimmten Zeitabständen zusammentreten. Man hält Lichtbildervorträge, in denen die Belegschaft immer wieder über die drohenden Gefahren und ihre Vermeidung aufgeklärt wird. Auch die Werksleiter selbst erteilen Safety-Unterricht.

Die Erfolge der Safetybestrebungen zeigt die Statistik der Steel Corporation. Seit 1916 ist die Unfallzahl um 56% gefallen. Gegenwärtig kommen in Amerika auf 1000 Mann 10 Unfälle, in Deutschland hingegen 17. Auf einen schönen Erfolg der Safetybestrebungen weist auch ein Plakat der Illinois Steel Co. hin: „4500 Mann, 1 Monat lang keinen Unfall".

Die moralische Wirkung der Safetybestrebungen äußert sich in Ordnung, Arbeitsfreude und Sauberkeit ("keep your place clean, you cannot do good work in a dirty shop" = „Halte Deinen Platz sauber, in einer schmutzigen Werkstatt kannst Du keine gute Arbeit leisten"). Ähnliche Sicherheitsbestrebungen führen sich auch bei uns jetzt in größerem Maße ein.

Auch das „Teamwork", d. h. vorbehaltloses Zusammenarbeiten aller Werksangehörigen, wird durch die Safetybestrebungen unterstützt. In erster Linie dienen aber der Pflege des Teamwork die Werkszeitungen mit Berichten aus den Betrieben, über besondere Ereignisse bei den Werksangehörigen und dergleichen, sowie Klubs und Musikkapellen der Werke, weiterhin gemeinsame Feste und Feiern.

Immer wieder wird hierbei betont, daß alle Angehörigen eines Werkes gleichsam eine große Familie bilden. Dementsprechend findet man auch ein fast herzliches Verhältnis zwischen Arbeitern und Vorgesetzten. Es gibt wohl Klassenunterschiede, aber keine Klassengegensätze. Auch der Arbeiter ist sich bewußt, daß er vollberechtigtes Mitglied des Staatswesens ist und ihm jeder Werdegang offensteht. Zwischen Werksleitung und Belegschaft herrscht Verständnis und gutes Einvernehmen. Von beiden Seiten wird Entgegenkommen gezeigt.

Die sozialen Schwierigkeiten überbrückt man durch das sog. „Open-shop"-Prinzip, d. h. man duldet die Gewerkschaften wohl, aber man verhandelt nicht mit ihnen. Dagegen steht jedem einzelnen Arbeiter jederzeit die Tür zu seinem Werksdirektor offen.

Als der Träger und prominenteste Vertreter all dieser Ideen ist E. H. Gary, der angesehene Präsident der Steel Corporation, zu betrachten. Seine Denkweise tritt am deutlichsten in den folgenden Worten aus einer seiner Reden zutage. Mr. Gary sagt:

.... „Der Arbeitgeber soll stets in großzügiger und freigebiger Weise einen angemessenen Gehalt oder Lohn zahlen. Der Untergebene soll unter gesunden und sicheren Verhältnissen arbeiten. Seine Leistungsfähigkeit und Ausdauer soll jedoch nicht bis zu dem Punkte, wo eine Gefährdung seiner Gesundheit eintritt, in Anspruch genommen werden. Er soll auch die Zeit und die Möglichkeit haben, sich zu erholen und zu zerstreuen. Seine Familienverhältnisse einschließlich Religion und Schule sollen Bequemlichkeit, Zufriedenheit und Bildungsmöglichkeit gewährleisten und das Vertrauen auf den Arbeitgeber und das Land stärken und erhalten. All dies ist besonders dann von Wichtigkeit, wenn ein Unternehmen fremde Leute beschäftigt. Gerade bei seiner Arbeit verbringt der Arbeiter den größten Teil seiner Zeit; gerade hier lernt er die amerikanischen Gepflogenheiten am besten kennen, wenn er Landfremder ist. Sein Patriotismus nimmt im direkten Verhältnis mit dem Grade der Zufriedenheit, mit der seine Arbeit umgeben ist, zu. Aus einem Manne, der mit seiner Arbeit und seinem Heim zufrieden ist, kann man keinen Revolutionär machen, und deshalb wird jeder, dem das Wohl des Landes auch nur etwas am Herzen liegt, solche Bedingungen zu schaffen trachten. All dies erfordert wohl Geld, sogar sehr viel Geld, aber das Geld ist gewinnbringend angelegt ....."

Diese typische Großzügigkeit des Amerikaners zeigt sich auch besonders deutlich in der Fürsorge um den höheren wissenschaftlichen Unterricht. Es sei nur darauf hingewiesen, daß in den USA. 145 Universitäten und Colleges über ein Vermögen von mehr als 1 Million Dollars, und 16 von diesen sogar über ein solches von mehr als 10 Millionen Dollars, verfügen, das ausschließlich aus Stiftungen von Privatleuten oder Industrieunternehmen stammt. Diese starke wirtschaftliche Basis gestattet den Instituten die Aussetzung zahlreicher Stipendien, die natürlich großen Einfluß auf die Hörerzahl haben. Während in Deutschland, das in dieser Hinsicht gewiß in Europa an führender Stelle steht, im Sommersemester 1924 an 85 Hochschulen 105802 eingeschriebene Hörer studierten, zählten zur selben Zeit in den USA. fast 500 Universitäten und Colleges 350000 Studierende.

Ganz allgemein herrscht in Amerika Demokratie im besten Sinne des Wortes, eine Staatsraison mit größter Freiheit und größtmöglicher Wohlfahrt bei festgefügter Ordnung, die in Europa eine Parallele wohl nur in der Schweiz hat.

Der Unterschied in der wirtschaftlichen Auffassung hier und drüben wird am besten durch den Begriff des „Service" gekennzeichnet. Service bedeutet Dienst für die Allgemeinheit, nicht Erwerb um jeden Preis, sondern Gemeinsinn. So dient z. B. Ford, wie schon oben ausgeführt, mit seinem weit ausgebauten Kredit- und Zahlungssystem in erster Linie der Allgemeinheit. Auch in der Tatsache, daß nicht selten Bessergestellte oft bescheiden, mehr den Gepflogenheiten des großen Mittelstandes angepaßt leben, wohnen und sich kleiden, zeigt sich dieser Gemeinsinn.

Die meisten europäischen Besucher werden wohl auch aus dem reichsten Land der Welt im großen und ganzen den Eindruck mitnehmen, daß der Lebensumgang des Alltags, in privater und geschäftlicher Hinsicht, auf Einfachheit, Offenheit und Ehrlichkeit gegründet ist.

Zusammenfassend kann man nur zu einem Besuch des Landes der unbegrenzten Möglichkeiten raten; der Eindruck ist gerade für den Techniker in vieler Hinsicht überwältigend. Wir begrüßen es deshalb um so mehr, daß man drüben bestrebt ist, mit uns auf dem Gebiet wissenschaftlich-technischer Forschung wieder zusammenzuarbeiten, um durch Gemeinschaftsarbeit dem technischen Fortschritt zu dienen.

Literatur-Übersicht. Stahl und Eisen 1925, Nr. 27, G. Bulle, Die Hüttentechnischen Grundlagen der amerikanischen Eisenindustrie. Stahl und Eisen 1925, Nr. 27, H. Bleibtreu, Wesen und Betrieb amerikanischer Eisenhüttenwerke. Stahl und Eisen 1925, Nr. 27, H. Koppenberg, Unfallverhütung und Zusammenarbeit in der amerikanischen Hüttenindustrie. Stahl und Eisen 1924, Nr. 34 ff., O. Wehrheim, Betriebsanlage und technische Gliederung nordamerikanischer Hochofenwerke. Stahl und Eisen 1922, Nr. 38, 1912, Nr. 47/48, 1911, Nr. 31/49, 1910, Nr. 42, 1909, Nr. 32, Indiana Steel Co., Gary. Centralblatt für Hütten- und Walzwerke 1925, Nr. 6 ff. Bericht der Wärmestelle Nr. 71, G. Bulle; H. Bleibtreu. Bericht des Walzwerksausschusses Nr. 41, G. Bulle. Bericht des Stahlwerksausschusses Nr. 90, G. Bulle. Köttgen, Das wirtschaftliche Amerika. Verschiedene amerikanische und englische Zeitschriften.

VEREINFACHTE STRENGE LÖSUNG DER BIEGUNGSAUFGABE EINER RECHTECKIGEN EISENBETONPLATTE BEI GERADLINIGER FREIER STÜTZUNG ALLER RÄNDER.

Von Professor Dr. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

(Fortsetzung von Seite 127.)

§ 2 (24). Die Einzellast in beliebigem Plattenpunkte.

Wir betrachten eine Einzellast P im Plattenpunkte (x_1, y_1) als die Grenze der linienförmigen Querbelastung $q' b_1$ (Abb. 2), wenn b_1 unendlich abnimmt und dabei q' so unendlich wächst, daß

$$\lim_{(b_1 = 0,\ q' = \infty)} q' b_1 = P$$

endlich bleibt. Bei der Wahl der zwei anliegenden Plattenränder zu Koordinatenachsen und der Bezeichnung $a - x_1 = x_2$ erhalten wir folgende Gleichungen der Biegungsflächen:

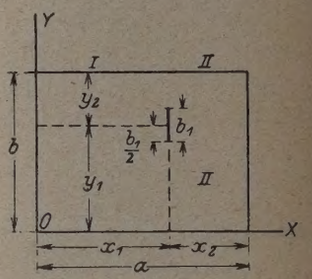


Abb. 2.

$$(218, I)\quad \begin{cases} \zeta_{I\,(\text{für } x \leq x_1)} = \dfrac{4\,q'\,b^4}{\pi^5\,B_2\,(\beta^2-\alpha^2)} \displaystyle\sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(\beta \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\beta} - \alpha \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\alpha} \right) \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ \zeta_{II\,(\text{für } x \geq x_1)} = \dfrac{4\,q'\,b^4}{\pi^5\,B_2\,(\beta^2-\alpha^2)} \displaystyle\sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left[\beta \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\beta} - \alpha \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\alpha} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

Alle statischen Größen, die sich auf die Plattengebiete I (für $x \leq x_1$) und II (für $x \geq x_1$) beziehen, werden im weiteren durch entsprechende Indices I und II gekennzeichnet. Wir bekommen aus der gefundenen Gleichung der elastischen Fläche folgende Ausdrücke für die Biegungsmomente usw.:

$$(219\ I)\quad \begin{cases} M_1^{I} = \dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3\,(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \displaystyle\sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\alpha \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\alpha^2} - \frac{1}{m_2} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\alpha} - \beta \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\beta^2} - \frac{1}{m_2} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ M_1^{II} = \dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3\,(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\alpha \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\alpha^2} - \frac{1}{m_2} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\alpha} - \beta \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\beta^2} - \frac{1}{m_2} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

$$(220, I)\quad \begin{cases} M_2^{I} = \dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3\,(\beta^2-\alpha^2)} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\alpha \left(\frac{1}{\pi^2\,m_1} \cdot \frac{b^2}{\alpha^2} - 1 \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\alpha} - \beta \left(\frac{1}{\pi^2\,m_1} \cdot \frac{b^2}{\beta^2} - 1 \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n x}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}. \\ M_2^{II} = \dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3\,(\beta^2-\alpha^2)} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\alpha \left(\frac{1}{\pi^2\,m_1} \cdot \frac{b^2}{\alpha^2} - 1 \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\alpha} - \beta \left(\frac{1}{\pi^2\,m_1} \cdot \frac{b^2}{\beta^2} - 1 \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n (a-x)}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

$$(221, I)\quad \begin{cases} D^{I} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4\,(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{2\,C}{B_2} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Ch}\frac{n x}{\alpha} - \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Ch}\frac{n x}{\beta} \right] \cos\frac{n\pi y}{b}, \\ D^{II} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4\,(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{2\,C}{B_2} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Ch}\frac{n (a-x)}{\alpha} - \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Ch}\frac{n (a-x)}{\beta} \right] \cos\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

$$(222, I)\quad \begin{cases} V_1^{I} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^3\,(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\left(\frac{b^2}{\pi^2\,\alpha^2} - \frac{1}{m_2} - \frac{2\,C}{B_1} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Ch}\frac{n x}{\alpha} - \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\beta^2} - \frac{1}{m_2} - \frac{2\,C}{B_1} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Ch}\frac{n x}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}, \\ V_1^{II} = -\dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \displaystyle\sum \frac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\left(\frac{b^2}{\pi^2\,\alpha^2} - \frac{1}{m_2} - \frac{2\,C}{B_1} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\alpha}} \operatorname{Ch}\frac{n (a-x)}{\alpha} - \left(\frac{b^2}{\pi^2\,\beta^2} - \frac{1}{m_2} - \frac{2\,C}{B_1} \right) \frac{\operatorname{Sh}\frac{n x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n a}{\beta}} \operatorname{Ch}\frac{n (a-x)}{\beta} \right] \sin\frac{n\pi y}{b}. \end{cases}$$

(223, I)

$$\begin{cases} V_2^{I} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{2\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{2\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\beta} \right] \cos\frac{n\,\pi\,y}{b}, \\ V_2^{II} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{2\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{2\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\beta} \right] \cos\frac{n\,\pi\,y}{b}. \end{cases}$$

(224, I)

$$\begin{cases} R_1^{I} = -\dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\left(\dfrac{b^2}{\pi^2\alpha^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} - \left(\dfrac{b^2}{\pi^2\beta^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right] \sin\frac{n\,\pi\,y}{b}, \\ R_1^{II} = -\dfrac{4\,q'\,b^2}{\pi^3(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\left(\dfrac{b^2}{\pi^2\alpha^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} - \left(\dfrac{b^2}{\pi^2\beta^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right] \sin\frac{n\,\pi\,y}{b}. \end{cases}$$

(225, I)

$$\begin{cases} (R_2^{I})_{y=0} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\beta} \right], \\ (R_2^{I})_{y=b} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,(-1)^{n-1}}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,x}{\beta} \right], \\ (R_2^{II})_{y=0} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\beta} \right], \\ (R_2^{II})_{y=b} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,(-1)^{n-1}}{n} \left[\dfrac{1}{\alpha}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\alpha} - \dfrac{1}{\beta}\left(\dfrac{4\,C}{B_2} + \dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \operatorname{Sh}\frac{n\,(a-x)}{\beta} \right]. \end{cases}$$

(226, I)

$$\begin{cases} \overline{R}_1^{I} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,[1+(-1)^{n-1}]}{n^2} \left[\left(\dfrac{b^2}{\pi^2\alpha^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} - \left(\dfrac{b^2}{\pi^2\beta^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right], \\ \overline{R}_1^{II} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{B_1}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,[1+(-1)^{n-1}]}{n^2} \left[\left(\dfrac{b^2}{\pi^2\alpha^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} - \left(\dfrac{b^2}{\pi^2\beta^2} - \dfrac{1}{m_2} - \dfrac{4\,C}{B_1}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right], \\ (\overline{R}_2)_{y=0} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left[\pi^2\,\dfrac{\beta^2-\alpha^2}{b^2} - \left(\dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2} + \dfrac{4\,C}{B_2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha} + \operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} + \left(\dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2} + \dfrac{4\,C}{B_2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta} + \operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right], \\ (\overline{R}_2)_{y=b} = -\dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta_2-\alpha^2)} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,(-1)^{n-1}}{n^2} \left[\pi^2\,\dfrac{\beta^2-\alpha^2}{b^2} - \left(\dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\alpha^2}{b^2} + \dfrac{4\,C}{B_2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha} + \operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} + \left(\dfrac{1}{m_1} - \dfrac{\pi^2\beta^2}{b^2} + \dfrac{4\,C}{B_2}\right) \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta} + \operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} \right]. \end{cases}$$

(227, I)

$$\begin{cases} \widehat{R}_{0,0} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{4\,C}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(\dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} - \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \right), \\ \widehat{R}_{a,0} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{4\,C}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^2} \left(\dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} - \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \right), \\ \widehat{R}_{a,b} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{4\,C}{B_2} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,(-1)^{n-1}}{n^2} \left(\dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} - \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_1}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \right), \\ \widehat{R}_{0,b} = \dfrac{4\,q'\,b^3}{\pi^4(\beta^2-\alpha^2)} \cdot \dfrac{4\,C}{B_3} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)\,(-1)^{n-1}}{n^2} \left(\dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\beta}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\beta}} - \dfrac{\operatorname{Sh}\frac{n\,x_2}{\alpha}}{\operatorname{Sh}\frac{n\,a}{\alpha}} \right). \end{cases}$$

Auch die letzten zwei Formelgruppen sind durch die Gleichgewichtsbedingung der äußeren Kräfte verifiziert worden. Alle gelten selbstverständlich für den I. Fall ($H^2 > B_1 B_2$). Im II. Falle ($H^2 = B_1 B_2$) nehmen die Gleichungen der Biegungsfläche folgende Form an:

$$(218, II)^*) \quad \begin{cases} \zeta_I = \dfrac{2\,q'\,b^4}{\pi^5 B_2 \gamma} \sum\limits_{n=1,2,3,\ldots} \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left(1 + \dfrac{n\,a}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,a}{\gamma} - \dfrac{n\,x_2}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,x_2}{\gamma} - \dfrac{n\,x}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,x}{\gamma}\right) \dfrac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_2}{\gamma} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x}{\gamma}}{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\gamma}} \sin \dfrac{n\,\pi\,y}{b}, \\ \zeta_{II} = \dfrac{2\,q'\,b^4}{\pi^5 B_2 \gamma} \sum \dfrac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \left[1 + \dfrac{n\,a}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,a}{\gamma} - \dfrac{n\,x_1}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,x_1}{\gamma} - \dfrac{n\,(a-x)}{\gamma} \operatorname{Cth} \dfrac{n\,(a-x)}{\gamma}\right] \dfrac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_1}{\gamma} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,(a-x)}{\gamma}}{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\gamma}} \sin \dfrac{n\,\pi\,y}{b}. \end{cases}$$

Im III. Falle ($H^2 < B_1 B_2$) bekommen wir schließlich nach der Einführung der früheren Größen α', β' und der abkürzenden Bezeichnung:

$$(218\,a) \quad \begin{cases} L_n = \operatorname{Ch} \dfrac{n\,a}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,a}{\beta'} \left(\dfrac{1}{\alpha'} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,x_2}{\beta'} + \dfrac{1}{\beta'} \operatorname{Ch} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,x_2}{\beta'}\right) - \operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,a}{\beta'} \left(\dfrac{1}{\alpha'} \operatorname{Ch} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,x_2}{\beta'} - \dfrac{1}{\beta'} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,x_2}{\beta'}\right), \\ M_n = \operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,a}{\beta'} \left(\dfrac{1}{\alpha'} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,x_2}{\beta'} - \dfrac{1}{\beta'} \operatorname{Ch} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,x_2}{\beta'}\right) + \operatorname{Ch} \dfrac{n\,a}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,a}{\beta'} \left(\dfrac{1}{\alpha'} \operatorname{Ch} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,x_2}{\beta'} + \dfrac{1}{\beta'} \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x_2}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,x_2}{\beta'}\right). \end{cases}$$

folgende Gleichung für das Plattengebiet I ($x \leqq x_1$):

$$(218, III) \qquad \zeta_I = \frac{2\,q'\,b^4}{\pi^5 B_2} \cdot \frac{\alpha'^2 + \beta'^2}{\alpha'\,\beta'} \sum_{n=1,2,3,\ldots} \frac{(n, b_1, y_1)}{n^4} \cdot \frac{L_n \operatorname{Sh} \dfrac{n\,x}{\alpha'} \cos \dfrac{n\,x}{\beta'} - M_n \operatorname{Ch} \dfrac{n\,x}{\alpha'} \sin \dfrac{n\,x}{\beta'}}{\operatorname{Sh}^2 \dfrac{n\,a}{\alpha'} + \sin^2 \dfrac{n\,a}{\beta'}} \sin \frac{n\,\pi\,y}{b}.$$

Entsprechende Gleichung für $x \geqq x_1$ entsteht aus der letzteren durch Vertauschung von x_2 mit x_1 und x mit $(a - x)$. Zur Kontrolle der ziemlich langwierigen Rechnung ist der Übergang zum II. Falle verwendet worden.

Von der Entwicklung der Formeln für Momente usw. an Hand der Gleichung der Biegungsfläche im II. und III. Falle wird vorläufig abgesehen, mit der Bemerkung, daß der Übergang von den entsprechenden Formeln des I. Falles sich noch mühevoller gestaltet, als die direkte Ableitung aus den Gl. (218, II) und (218, III). (Fortsetzung folgt.)

---

[1]) Wenn im besonderen Falle die Belastung in der Plattenmitte liegt $\left(\text{d. h. } x_1 = x_2 = \frac{a}{2},\ y_1 = \frac{b}{2}\right)$, so ist an dieser Stelle die größte Durchbiegung f zu erwarten. Dann liefert eine jede von beiden Gl. (218 II):

$$(228) \quad \begin{cases} f = \dfrac{2\,q'\,b^4}{\pi^5 B_2 \gamma} \sum\limits_{n=1,2,3,\ldots} \dfrac{\sin\left(\dfrac{n\,\pi}{2} \cdot \dfrac{b_1}{b}\right) \left(\sin \dfrac{n\,\pi}{2}\right)^2}{n^4} \cdot \dfrac{1}{2} \cdot \dfrac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\gamma} - \dfrac{n\,a}{\gamma}}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,a}{\gamma} + 1} \\ = \dfrac{q'\,b^4}{\pi^5 B_2 \gamma} \sum\limits_{n=1,3,5,\ldots} \dfrac{\sin\left(\dfrac{n\,\pi}{2} \cdot \dfrac{b_1}{b}\right)}{n^4} \cdot \dfrac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\gamma} - \dfrac{n\,a}{\gamma}}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,a}{\gamma} + 1} \end{cases}$$

bzw. im Falle einer Einzellast P:

$$(229) \qquad f = \frac{P\,b^3}{2\,\pi^4 B_2 \gamma} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{1}{n^3} \cdot \frac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,a}{\gamma} - \dfrac{n\,a}{\gamma}}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,a}{\gamma} + 1}$$

Insbesondere erhalten wir für eine quadratische und isotrope Platte $\left(a = b,\ B_1 = B_2 = B,\ \gamma = \frac{b}{\pi}\right)$:

$$(230) \quad f = \frac{P\,b^2}{2\,\pi^3 B} \left[\frac{\operatorname{Sh} \pi - \pi}{\operatorname{Ch} \pi + 1} + \frac{1}{3^3} \cdot \frac{\operatorname{Sh} 3\pi - 3\pi}{\operatorname{Ch} 3\pi + 1} + \frac{1}{5^3} \cdot \frac{\operatorname{Sh} 5\pi - 5\pi}{\operatorname{Ch} 5\pi + 1} + \ldots\right]$$

Diese Reihe konvergiert gut, und vier Glieder von ihr genügen bereits, um den Biegungspfeil mit der Genauigkeit von 0,1 % zu erhalten. Die Ausrechnung gibt:

$$f = \backsim \frac{1}{86{,}5} \cdot \frac{P\,a^2}{B},$$

also genau dasselbe, was früher aus der Darstellung der Lösung durch doppelt unendliche Reihe (H. 1924, H. 10, Gl. 50a) gefunden worden ist.

Falls die Belastung einer quadratischen Platte aus Einzellasten besteht, welche in den Mittelpunkten der 16 Teilquadrate angreifen (Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton), so setzt sich der Biegungspfeil in der Mitte nach folgendem Schema zusammen:

$$f = 4\,f' + 8\,f'' + 4\,f'''$$

wo f', f'' und f''' die Durchbiegungen bezeichnen, welche einer Einzellast $P_1' = 1/16$ im Plattenpunkte $x_1 = y_1 = 5/8\,a$, bzw. $x_1 = 5/8\,a$, $y_1 = 7/8\,a$ und $x_1 = y_1 = 7/8$ entsprechen. Man findet aus 218, II, bei der Annahme $a = b$, $B_1 = B_2 = B$ und $\lim\limits_{b_1 = 0} q'\,b_1 = P_1$:

$$f' = \frac{P_1\,a^2}{2\,\pi^3 B} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} \sin \dfrac{5}{8} n\,\pi}{n^3} \left(1 + n\,\pi \operatorname{Cth} n\,\pi - \frac{3}{8} n\,\pi \operatorname{Cth} \frac{3}{8} n\,\pi - \frac{n\,\pi}{2} \operatorname{Cth} \frac{n\,\pi}{2}\right) \frac{\operatorname{Sh} \dfrac{3}{8} n\,\pi}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,\pi}{2}}$$

$$f'' = \frac{P_1\,a^2}{2\,\pi^3 B} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} \sin \dfrac{7}{8} n\,\pi}{n^3} \left(1 + n\,\pi \operatorname{Cth} n\,\pi - \frac{3}{8} n\,\pi \operatorname{Cth} \frac{3}{8} n\,\pi - \frac{n\,\pi}{2} \operatorname{Cth} \frac{n\,\pi}{2}\right) \frac{\operatorname{Sh} \dfrac{3}{8} n\,\pi}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,\pi}{2}}$$

$$f''' = \frac{P_1\,a^2}{2\,\pi^3 B} \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{(-1)^{\frac{n-1}{2}} \sin \dfrac{7}{8} n\,\pi}{n^3} \left(1 + n\,\pi \operatorname{Cth} n\,\pi - \frac{n\,\pi}{8} \operatorname{Cth} \frac{n\,\pi}{8} - \frac{n\,\pi}{2} \operatorname{Cth} \frac{n\,\pi}{2}\right) \frac{\operatorname{Sh} \dfrac{n\,\pi}{8}}{\operatorname{Ch} \dfrac{n\,\pi}{2}}$$

Von obigen Reihen sind höchstens fünf Glieder nötig, um den Biegungspfeil mit der Genauigkeit von rd. 0,1 % zu berechnen. Die Auswertung gab:

$$f = 0{,}004\,65 \frac{P\,a^2}{B} = \frac{1}{215} \cdot \frac{P\,a^2}{B},$$

wenn $P = 16\,P_1$ die Gesamtbelastung bedeutet.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

DEUTSCHER BETON-VEREIN (E. V.).

Tagesordnung für die 29. Hauptversammlung.

Vorträge und Besprechungen technisch-wissenschaftlicher Art.

Am Donnerstag, den 4. März, 1^{30} nachmittags im Beethovensaal der Philharmonie.

1. 2^{00}—2^{30} nachmittags:
Ueber die Einwirkung von wiederholten Druckbelastungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton. Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

2. 2^{45}—3^{15} nachmittags:
Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite. Regierungsbaumeister a. D. Schmidt, i. Fa. Hüser & Cie., Obercassel, Siegkreis.

3. 3^{30} nachmittags:
Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig als Dreigelenkbetonbogen. Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. Max Möller, Braunschweig.

Am Freitag, den 5. März, 9^{00} vormittags im Beethovensaal der Philharmonie.

4. 9^{15}—10^{15} vormittags:
Die Bauausführungen an der Kachletstufe. Oberbaudirektor Professor Dantscher, München.

5. 10^{15}—11^{45} vormittags:
Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerks. Professor Dipl.-Ing. Georg Rüth, Biebrich a. Rh.

6. 12^{00}—12^{30} mittags:
Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit 1913; Beobachtungen auf einer Studienreise im Jahre 1925. Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B.

— Pause. —

7. 2^{00}—2^{30} nachmittags:
Die Betriebseinrichtung beim Bau der Schleuse zu Flaesheim. Dipl.-Ing. Eggers, i. Fa. Hüser & Cie., Obercassel, Siegkreis.

8. 2^{45}—3^{15} nachmittags:
Die Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten. Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, i. Fa. Beton- und Monierbau A.-G., Berlin.

Am Sonnabend, den 6. März, 9^{30} vormittags im Beethovensaal der Philharmonie.

9. 9^{30}—10^{00} vormittags:
Ueber die Kornzusammensetzung des Betons. Professor Otto Graf, Stuttgart.

10. 10^{30}—11^{15} vormittags:
Neuere Ausführungen von Fördertürmen und Fördergerüsten in Eisenbeton und ihre Berechnung. Professor Dr.-Ing. Kögler, Regierungsbaumeister a. D., Freiberg i. Sa.

11. 11^{30}—12^{00} vormittags:
Die Bauwerke der Münchener Abwasseranlagen. Dipl.-Ing. Heinrich Keppner, technischer Direktor der „Mittleren Isar A.-G.", München.

12. 12^{15}—1^{00} nachmittags:
Ueber den Bau der Talsperre Vöhrenbach i. Baden in aufgelöster Bauweise. Dipl.-Ing. Karl Bechtel, Direktor der Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe i. B.

— Pause. —

13. 2^{15}—2^{45} nachmittags:
Ueber das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

14. 3^{00}—3^{30} nachmittags:
Die Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Baurat Dr.-Ing. Agatz vom Hafenbauamt Bremen.

15. 3^{30} nachmittags:
Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

Am Schluß der Versammlung ist Gelegenheit geboten, Fragen aus dem Teilnehmerkreis zu beantworten. Schriftlich gestellte Fragen sind in einem dazu bereitgestellten Kasten niederzulegen.

Welche Aussichten bietet die Verwendung hochwertiger Baustoffe für die wirtschaftliche Gestaltung unserer Bauten?

Von Geh. Regierungsrat Professor Robert Otzen, Hannover.

(Schluß von Seite 138.)

In der Reihenfolge des Wirkungsgrades käme nun der Zuschlagstoff. Hier ist der Begriff „hochwertig" schon wesentlich greifbarer geworden. Der Durchschnittsunternehmer behandelt ihn leider in der Regel sehr stiefmütterlich. Auf allen modernen großen Baustellen macht sich aber in ertreulicher Weise die wachsende Erkenntnis bemerkbar, welchen großen Einfluß die richtige Wahl der Zusammensetzung und der physikalischen Eigenschaften auf den Wert des sich bildenden Gesteins hat. Eine weitgehende Verfeinerung in der Bestimmung der günstigsten Korngemenge ist ferner in der Zementwarenfabrikation überall durchgeführt. Infolgedessen ist es ihr auch gelungen, Kunststeine herzustellen, die in allen ihren Eigenschaften den besten natürlichen Gesteinen nicht nachstehen. Eine den Erfordernissen der Praxis vernünftig angepaßte sorgfältige Behandlung des Zuschlagstoffes als Aufbaukomponente des Betons wird in Zukunft noch große Erfolge zeitigen können. Voraussetzung hierfür ist, daß das Bauobjekt ausreichenden Umfang besitzt, um Anschaffung, Betrieb und Verschleiß der erforderlichen maschinellen Anlagen mit wirtschaftlichem Nutzen tragen zu können.

Der Charakter des Bindemittels gibt naturgemäß für die Eigenschaften des Betons den größten Ausschlag hinsichtlich ihrer Güte. Ganz ähnlich wie es im Eisenbau der Fall war, haben die Bauingenieure sich jahrzehntelang daran gewöhnt, unter dem Namen „Zement" eine Art Standardmaterial zu verstehen. Um mich ganz kurz zu fassen, werde ich mich nur mit den gewissermaßen behördlich abgestempelten, für den Betonbau allein zugelassenen Bindemittelsorten beschäftigen, die diesen Namen tragen. Sie sind ihrer Eigenart nach zu trennen in die Portlandzemente und die Hüttenzemente. Die letzteren werden bekanntlich nach den Bezeichnungen: Eisenportland- und Hochofenzement unterschieden. Die Stellung, die sich diese Zemente im Bauwesen errungen haben, ist eine Folge der vorbildlichen wissenschaftlichen und organisatorischen Arbeit der großen Zementverbände. Das Verdienst, hier die zielbewußte Führung ergriffen zu haben, gebührt dem Verein Deutscher Portlandzementfabrikanten, der das System strenger Selbstkontrolle innerhalb des Kreises der angeschlossenen Werke einführte. Die Hüttenzementverbände haben sich nach diesem Beispiel ebenfalls hervorragend betätigt. Daß die Vereinigung dieser drei Konkurrenten unter dem gemeinsamen Dache des Deutschen Zementbundes nicht ohne harte sachliche und wirtschaftliche Kämpfe erreicht wurde, kann nicht wundernehmen und hat auch nichts geschadet. Die Anspannung aller Kräfte in diesem Kampf ist im Gegenteil der Zementindustrie höchst förderlich gewesen. Andererseits darf nicht übersehen werden, daß jede Art von Monopolisierung auch ihre Gefahren und Schattenseiten hat; sie sind im letzten Jahrzehnt in verschiedener Form zutage getreten. Die Normen, die für die Lieferung und Prüfung der Zemente geschaffen wurden, bewegten sich auf einer Höhe der Anforderungen, denen auch die schwächsten Werke der Konzerne gewachsen waren. Die erstklassig eingerichteten Fabriken liefern schon seit langen Jahren Zemente, die die Vorschriften der Normen weit hinter sich lassen. Da der Verbraucher infolge der straffen Verkaufsorganisation im allgemeinen sich die Zuteilung eines garantierten Normenzements gefallen lassen mußte, so konnte er bei der Beurteilung der Güte der gelieferten Ware mit Sicherheit auch nur von dem Normenminimum ausgehen. Sonderwünsche sollten zwar nach Möglichkeit berücksichtigt werden und die sehr sachverständigen und umsichtigen Unternehmer erreichten wohl auch die Lieferung einer bestimmten gewünschten Zementmarke. Die große Masse der Abnehmer gewöhnte sich aber bald daran, den Begriff Zement als normalisiert anzusehen und sich um die sehr verschiedenen Eigenschaften der einzelnen Marken nicht mehr zu kümmern. Nach langen Jahren eifrigen und unermüdlichen Strebens nach dau-

ernder Verbesserung des Produktes setzte eine Art Ruheperiode ein, in der die Zementindustrie unter dem Schutze der wirkungsvollen Monopolstellung die Früchte des Kampfes erntete.

Diese Ruhe sollte aber nicht lange dauern. In Österreich und in der Schweiz begannen einzelne Fabriken ihr, den üblichen Normen gegenüber, hochwertiges Material auch so zu bezeichnen und seine besseren Leistungen bekanntzugeben. Der Krieg ließ aber den Einfluß dieser Anregungen noch nicht aufkommen. Die Nachkriegsjahre und die Wirren der Inflationszeit waren noch weniger geeignet, einer energischen Initiative die nötige Bewegungsfreiheit zu schaffen. Das Fehlen der ausländischen Literatur wirkte im gleichen Sinne ungünstig. Daher war in Deutschland fast unbemerkt geblieben, daß in Frankreich und auch in Belgien eine ganz neue Zementsorte geschaffen war und sich mit großen Erfolgen auf dem internationalen Baumarkt — ausschließlich Deutschlands — durchsetzte.

Anfang 1924 löste nun das weitere Bekanntwerden der tatsächlich hochwertigen Eigenschaften dieser Schmelzzemente eine fast stürmische Veredlungsbewegung in der Zementindustrie aus. Der Ruf nach den hochwertigen Zementen wurde immer lauter, und unter Führung der an der Spitze marschierenden Werke wurde alles darangesetzt, um den Vorsprung des Auslandes wieder einzuholen. Wie verwickelt die inneren Vorgänge der Zementerhärtung sind und welch unsägliche Mühe darauf verwandt worden ist, sie wissenschaftlich einwandfrei zu entwirren, brauche ich in diesem Kreise nicht zu schildern. Den erfahrenen Zementfachleuten war durchaus bewußt, daß ohne grundsätzliche Abweichung von dem synthetischen Aufbau des Zementes nach der üblichen Definition durch geeignete Abstimmung der wichtigen Elemente und durch äußerste Sorgfalt der Aufbereitung ein hochwertiges Produkt hergestellt werden konnte, das den normalen Handelszement weit überflügelte. Der neue Schmelzzement war aber seiner chemischen Zusammensetzung nach gar kein Portlandzement. Unter Verzicht auf jede Verfeinerung der Darstellung könnte die Eigentümlichkeit des Portlandzementes dadurch charakterisiert werden, daß die hauptsächlichen Träger der Versteinerung Verbindungen des Kalks mit dem Silizium sind, während der Einfluß des Aluminiums und des Eisens die Aufgabe der Abtönung nach verschiedenen Richtungen erfüllt. Beim Schmelzzement tritt nun das Aluminium und die Bildung von Kalkaluminaten in den Vordergrund, wobei der Kalkgehalt quantitativ gegenüber dem Portlandzement geringer ist.

Theoretisch war die Tatsache, daß bei dieser chemischen Zusammensetzung wertvolle Zemente hergestellt werden konnten, in Deutschland seit 1910 bekannt und von Killig auch wissenschaftlich begründet worden. Daß die vorzüglichen Erfolge seiner Laboratoriumsversuche nicht in die Praxis umgesetzt wurden, liegt daran, daß in Deutschland kein Rohmaterial mit ausreichendem Aluminiumgehalt vorhanden ist. In Frankreich dagegen steht in dem früher wenig bekannten Bauxit ein ausgezeichneter Rohstoff in beliebigen Mengen und mit wirtschaftlich günstigen Abbaumethoden zur Verfügung. Um den Vorsprung, den die ausländischen Tonerdezemente infolge ihrer günstigen Fabrikationsbedingungen vor den deutschen Portlandzementen errungen hatten, wettzumachen, hat unsere Industrie zwei Wege eingeschlagen. Der erste ist, wie schon erwähnt, gekennzeichnet durch das Festhalten an der chemischen Zusammensetzung des Portlandzementes und äußerste Steigerung der Rohstoffabstimmung und Aufbereitung. Der zweite Weg folgt bewußt dem französischen Vorgehen. Die Fabrikation eines deutschen Tonerdezementes, des Alca-Schmelzzementes, ist seit einem Jahr in Betrieb, wobei der aluminiumreiche Rohstoff allerdings aus dem Ausland bezogen werden muß. Nach behördlichen Bestimmungen gelten beide Zementsorten, d. h. der hochwertige Portlandzement und alle Tonerdezemente als sog. „hochwertige" Zemente. Besondere Normen sind für sie noch nicht geschaffen. Vorläufig werden die bestehenden Normen zugrunde gelegt, nur die Anforderungen an die Festigkeit sind bei den hochwertigen Sorten entsprechend erhöht worden.

Während es auf dem Gebiete des Eisenbaues noch verhältnismäßig einfach ist, typische Zahlenwerte als Beispiele zu nennen, ist die entsprechende Schilderungsform im Reiche des Massivbaues sehr erschwert. Zahlreiche Faktoren, von denen als die wichtigsten nur das Mischungsverhältnis, das Alter und die Menge des Wasserzusatzes genannt werden mögen, beeinflussen die Eigenschaften des Betons, so daß statt einfacher Zahlen stets ganze Zahlenbündel angegeben werden müßten. Von einem fernen Standpunkt aus lösen sich aus dem unübersichtlichen Liniengewirr aber die folgenden großen Kurven heraus, die die innere Begründung der Hochwertigkeit, bildlich gesprochen, kennzeichnen. Auch bei der Betrachtung dieses Problems ist Vorsicht bei der Einschätzung der Spitzenwerte geboten. Das reklamehafte Emportreiben der Druckfestigkeit z. B. muß vom Standpunkte des Ingenieurs aus als etwas Ungesundes empfunden werden. Denn ähnlich wie beim Eisen verbindet sich mit der extremen Steigerung der Druckfestigkeit eine nachteilige Beeinflussung der Zähigkeit, die Gefahr des Sprödewerdens liegt nahe. Unsere statischen Rechnungsmethoden verführen allzu leicht dazu, der Eigenschaft der Zugfestigkeit zu geringe Bedeutung beizumessen. In Zukunft wird mehr als bisher ein harmonisches Verhältnis zwischen Zug und Druck und auch zu der häufig wenig beachteten Scherfestigkeit angestrebt werden müssen. Die Normen erwähnen die Zugfestigkeit überhaupt nicht, und auch in den neuesten, in diesem Jahre herausgekommenen Vorschriften für Beton- und Eisenbetonbauten sind nur ganz wenige Forderungen nach dieser Richtung hin gestellt. Immerhin aber steht die Druckfestigkeit in vorderster Reihe.

Das Kriterium der hochwertigen Zemente liegt in erster Linie darin, daß der Erhärtungsvorgang sich sehr rasch abspielt. Der Kurvenanfang ist also viel steiler als bei den Normalzementen. Die Tonerdezemente übertreffen in dieser Hinsicht noch die hochwertigen Portlandzemente. Festigkeiten, die normale Zemente nach 28 Tagen zeigen, werden von den Tonerdezementen schon nach 1 bis 2 Tagen, ja 6 Stunden, von den hochwertigen Sorten nach 1 bis 3 Tagen mit Sicherheit erreicht. Dieser steile Anstieg hört ungefähr beim siebenten Tage auf, die Festigkeitsvermehrung ist im höheren Alter dann bei den hochwertigen Zementen relativ gering. Im Anfang liegen also die Kurvenscharen der drei Zementsorten übereinander, später erreicht ein Teil der besten hochwertigen Zemente die Werte der Tonerdezemente. Die normalen Handelszemente liegen natürlich auf der ganzen Länge der Kurve tiefer. Daß das schnelle Tempo der Erhärtung nicht mit einem „Schnellbinden" verwechselt werden darf, liegt auf der Hand.

Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit ergeben sich die Folgerungen zwanglos. Die höhere Festigkeit gestattet das Heraufsetzen der zulässigen Spannungsgrenze, also ein Herabmindern von Querschnitt und Eigengewicht. Wenn sich die hierdurch erreichten Ersparnisse im Sinne der Verringerung des Einheitsgewichts als größer erweisen als die Mehrkosten, die durch den Überpreis des Edelmaterials bedingt sind, so ist die Anwendung des hochwertigen Materials geboten. Im reinen Betonbau werden allzu überraschende Erfolge kaum zu erwarten sein. Die Notwendigkeit der sorgfältigsten Aufbereitung wird immer Veranlassung zu einem Überpreis gegenüber dem normalen Material bieten, der z. Zt. etwa zwischen 1,2 und 1,3 schwankt. Die Tonerdezemente, die vorläufig noch das 2—2,5 fache kosten, scheiden für die Verwendung bei reinen Betonbauwerken unter dem Gesichtspunkt der Auswertung ihrer Endfestigkeit aus.

Ganz neue Grundlagen schafft der Vorteil der schnellen Erhärtung. Bei einer Reihe von Bauaufgaben ist diese Tatsache von solcher Wichtigkeit, daß die hohen Preise nicht in Frage kommen, da die Lösung mit normalem Material überhaupt nicht zu erreichen ist. Liegen aber solche Sonderfälle nicht vor, so kommt in der wirtschaftlichen Kalkulation die Möglichkeit der frühen Entschalung und der Wiederverwendung des dabei erforderlichen Holzes rein zahlenmäßig mehr oder weniger eindrucksvoll zur Geltung. Noch bedeutender kann sich die Aussicht auf schnellste Herstellung des ganzen Bauwerks auswirken. Dieser Rechnungsfaktor fällt aber z. T. aus dem bautechnischen Gebiet heraus und wird im wesentlichen immer eine Frage der Betriebsorganisation bleiben. Für die Zukunft wird die Tatsache, daß die Bedingungen für eine äußerst schnelle Fertigstellung massiver Bauten nunmehr gegeben sind, die Lösung von vielen Bauaufgaben noch ermöglichen. Im wesentlichen sind hiermit für die hochwertigen Portlandzemente die Voraussetzungen begrenzt, unter denen ihre Verwendung auch in Zukunft neue Baumethoden erschließen kann. Die Tonerdezemente zeigen aber noch weitere zu beachtende Eigenschaften, die ihren Wirkungsgrad trotz ihrer Kostspieligkeit erweitern werden. In ihrer chemischen Zusammensetzung ist es begründet, daß sie gegen den Angriff der im allgemeinen zementfeindlichen Flüssigkeiten zwar nicht immun, aber doch viel widerstandsfähiger sind als alle Portlandzemente, seien sie normal oder hochwertig. Wie sich der wirtschaftliche Kampf hier in Zukunft entwickeln wird, entzieht sich jeder Voraussage. Um ein Beispiel zu nennen, möge die Ausführung von großen Betonrohren herausgegriffen werden. Ein naheliegender wirtschaftlicher Gedanke ist, das teure hochwertige Material nur auf der angegriffenen Fläche in Form einer Deckschicht aufzubringen. Dieser einfachen Lösung stellen sich aber bis jetzt noch nicht unerhebliche Schwierigkeiten gegenüber. Daß sie zu überwinden sind und überwunden werden, ist nicht zweifelhaft. Die technischen Maßnahmen und die daraus erwachsenden Unkosten sind aber nicht zu übersehen. Auch hier ist also eine Zukunftsschilderung ohne allzu phantastischen Einschlag nicht denkbar. Schließlich möge noch erwähnt werden, daß die Tonerdezemente im Erhärtungsstadium eine starke Wärmeentwicklung zeigen, was bei der Intensität der chemischen Vorgänge nicht überraschen kann. Die Ausnutzung dieser Wärmemengen, deren Gewinn keinerlei Kosten verursacht, für die Möglichkeit des Arbeitens bei Frostwetter, kann selbstverständlich ebenfalls zu erheblichen wirtschaftlichen Vorteilen führen.

Mit diesen groben Umrissen möchte ich mich bei der Behandlung des hochwertigen Betons begnügen. Die beiden Gegner im Wettbewerbe der hochwertigen Zemente untereinander — nicht im gemeinsamen wirtschaftlichen Kampf gegen den normalen Handelszement — zeigen einen außerordentlich verschiedenen Charakter. Bildlich gesprochen stammt der hochwertige Portlandzement aus edler Rasse und stellt ein zielbewußt hochgetriebenes Züchtungsprodukt dar. Die Wahrscheinlichkeit, daß auf diesem Wege die Veredlung noch erheblich weiter getrieben werden kann, erscheint nicht allzu groß. Die Tonerdezemente sind in diesem Sinne von urwüchsigem Stamm. Ihre Überlegenheit wurzelt in ihrer Eigenart; Hochzüchtungsversuche konnten wegen Mangel an Zeit und Gelegenheit noch gar nicht einsetzen. Ob die Zukunft nicht noch manche unerwartete Leistung zeitigen wird, steht dahin.

Die veredelten Eigenschaften des hochwertigen Betons sind für die Eisenbetonkonstruktionen noch wichtiger, handelt es sich doch bei diesen Bauwerken darum, die Kraftströme in möglichst

schlanken Gliedern zu konzentrieren. Wir haben uns heutzutage vollkommen an den Anblick biegungsfester, steinerner Balken gewöhnt, wenn wir aber den Blick etwa 30 Jahre zurücklenken, so steigt die Erinnerung an das Erstaunen auf, das das reibungslose Zusammenarbeiten zweier so verschiedener Baustoffe wie Beton und Eisen hervorrief. Der Sinn der sogenannten „Eisenbetontheorie" beruht ja allein darauf, daß die beiden heterogenen Stoffe sich fest genug aneinander klammern, um alle Formänderungen gemeinsam auszuführen. In den breit gelagerten Betonquerschnitt müssen also die stark konzentrierten Kräfte aus dem engen Eisenquerschnitt ausstrahlen. Konstruktiv setzt sich diese plastische Vorstellung um in das gewohnte Bild der Bewehrung mit Bügeln und Schrägeisen. Mit logischer Folgerichtigkeit muß ein hochwertiger, also in sich höher als normal gespannter Betonquerschnitt sich besser und zuverlässiger mit den ausstrahlenden Kraftströmen erfüllen lassen. Die Erwartung, daß unter diesen Umständen die Verwendung hochwertiger Baustoffe für Eisenbetonbauten stets wirtschaftlich günstig ist, kann auf den ersten Blick begreiflich erscheinen. In Wirklichkeit liegen die Dinge nicht so einfach. Die Zuverlässigkeit des Umklammerns und Haftens ist eine Funktion der Dehnfähigkeit des Betons. Zwar haben zahlreiche Versuche und praktische Ausführungen eine einwandfreie Verbundwirkung dargetan. Andererseits sind aber nicht ganz aus der Luft gegriffene Bedenken geäußert worden, die immerhin ernsthafter Nachprüfung bedürfen. Ich zweifle nicht, daß sie zerstreut werden können.

Dem wirtschaftlichen Erfolge steht aber noch eine andere Erfahrung gegenüber. Die überwiegende Mehrzahl der Eisenbetonkonstruktionen zeigt Querschnittsformen, die dem Festigkeitsverhältnis der beiden Baustoffe folgend dem Beton eine breite, plattenförmige Druckzone zuweisen, während die Eisen eng zusammengedrängt werden. Diese eigentümliche T-Form hat der neuen Baumethode überhaupt erst die Gleichberechtigung neben dem Eisenbau erkämpft. Sie bietet den bedeutenden technischen Vorteil, die Aufgabe der Raumabschließung mit der der Tragfähigkeit zu kombinieren. Dabei hat sich die jedem Praktiker bekannte Erscheinung gezeigt, daß bei solchen Bauformen sehr häufig schon die Leistungsfähigkeit des normalen Betons nicht mehr wirtschaftlich auszunutzen ist. Die Wahl des hochwertigen Baustoffes wäre also geradezu eine Verschwendung. Umfangreiche Versuche haben gezeigt, daß die zulässige Eisenspannung erheblich, bis zu 1,8—2 t/cm², heraufgesetzt werden müßte, um unter diesen Bedingungen eine wirtschaftliche Ausnutzung des hochwertigen Betons zu gewährleisten. Dabei sind selbstverständlich die nicht ohne weiteres greifbaren wirtschaftlichen Einflüsse frühen Entschalens oder schnellen Bauens nicht berücksichtigt. Da nicht zu erwarten steht, daß die genannten Spannungswerte in absehbarer Zeit behördliche Genehmigung finden werden, so müssen andere Wege eingeschlagen werden, wenn eine restlose Ausnutzung des massiven Materials erzielt werden soll. Zwangläufig schiebt sich hier der Gedanke ein, nun auch nicht mehr den handelsüblichen Flußstahl 37 zur Mitarbeit heranzuziehen, sondern den bei der Besprechung des Eisens genannten veredelten Baustahl 48 zu Hilfe zu nehmen. In Zukunft wird man zweifellos zu diesem Verfahren greifen. Aber auch bei der Verwendung dieses veredelten Stahls ist kaum anzunehmen, daß der Beton des Plattenbalkens hinreichend ausgewertet werden kann. Je mehr sich diese Form dem Hochkant-Rechteck-Querschnitt nähert, um so mehr wird eine volle Harmonie zwischen Beton und Eisen im wirtschaftlichen Sinne erreicht werden können. Hieraus könnte die Voraussage abgeleitet werden, daß Eisenbetonkonstruktionen in Zukunft sich wieder der geschlossenen Balkenanordnung zuwenden werden. Die Raumabschließung müßte dann einer nicht mehr monolithisch verbundenen Zwischenkonstruktion zugewiesen werden. Ein sinnfälliges Beispiel für diese Bauart würden Dachkonstruktionen bilden, die mit Leichtbetonplatten abgedeckt sind.

War der Versuch, einigermaßen begründete Prophezeiungen auszusprechen, schon beim Eisen überaus schwierig, so eignet sich der Beton noch weniger hierfür. Der Grund liegt letzten Endes darin, daß der Eisenbau ein Material völlig homogenen Gefüges zur Verfügung hat, daß er es als Halbfertigfabrikat werkstattmäßig verarbeitet und auf der Baustelle nur große Bauteile zusammensetzt. Im Eisenbetonbau fallen alle Zwischenglieder fort und das Materialgefüge entsteht erst auf der Baustelle, wobei die unendlich zahlreichen Beeinflussungsfaktoren des Versteinerungsvorganges beachtet werden müssen.

Der Grund und Boden, von dem aus die Zukunft erforscht werden soll, ist also hier unsicherer, was aber keinerlei Einfluß auf die Reichweite der Entwicklungsmöglichkeiten hat.

Ich bin am Ende dessen, was ich unter Ausschaltung allen kleinlichen Beiwerkes über mein Thema zu sagen habe. Bei der Durchsicht der Literatur zur Vorbereitung meines Vortrages fand ich aber zufällig eine Zukunftsprophezeiung, die von einem Manne stammt, dessen Name im Bauingenieurwesen einen sehr guten Klang hat. Der berühmte amerikanische Brückenbau-Ingenieur Lindenthal antwortete auf die Frage:

Was können wir von dem nächsten halben Jahrhundert und der Zukunft erwarten?

„Wahrscheinlich wird der Gipfelpunkt des Baues großer Brücken wegen der Steigerung der Eisen- und Kohlenpreise, die sich in den letzten 10 Jahren mehr als verdoppelt haben, innerhalb der nächsten 50 oder 100 Jahre erreicht sein. Die Eisenerzlager sind lange vor den Kohlenlagern erschöpft. Die Ausdehnung beider in allen Ländern ist jetzt ziemlich gut bestimmt. Die Gewinnung von Eisen in großen Massen wird sich vermindern und in steigendem Maße kostspielig werden. Es gibt aber kein anderes Metall von derselben Ausnutzbarkeit und Widerstandsfähigkeit für weitgespannte Brücken. Mit der Erschöpfung der Kohlenlager wird auch die Erzeugung von Portlandzement, die ebenfalls Kohlen erfordert, aufhören. Steinbrücken werden dann wieder die einzige, praktisch verbleibende Bauart sein, wie in den Tagen vor der Anwendung von Eisen und Beton."

Man staunt, wenn man diese Nachricht aus dem Lande der unbegrenzten Möglichkeiten hört, denn hier scheint eine sehr enge Begrenzung in der Beurteilung der Zukunftsaussichten des Bauingenieurwesens vorzuliegen. Ehe die Kohle erschöpft ist, wird ihr Ersatz durch Wasserkräfte, Ausnutzung von Flut und Ebbe, Auswertung der Ölvorräte, von Sonnenwärme oder Strahlungsenergien längst erreicht sein. Bei der Beurteilung des Versagens der Eisenerzquellen dürfte die Behauptung, daß alle Fundorte bekannt sind, auf sehr schwachen Füßen stehen. Ferner ist dabei die Entwicklung des Verkehrs völlig außer acht gelassen.

Leicht ist es, an einer Prophezeiung Kritik zu üben. Wie ich anfangs sagte, konnte meine Aufgabe nicht darin liegen, Richtlinien für die Zukunft zu geben. Sinn meines Vortrages war: prägnante Zusammenfassung des augenblicklichen Zustandes und Schilderung seiner Ausstrahlungen in die Zukunft.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Finanzierung des Wegebaues.

Mit der Entstehung starker Zentralgewalten und der Steigerung der militärischen und wirtschaftlichen Bedürfnisse in bezug auf den Verkehr gewann der Ausbau guter durchlaufender Straßen und namentlich eines zusammenhängenden Wegenetzes erheblich an Bedeutung. Der Staat betrachtete es als seine eigene Aufgabe, für den Ausbau und die Instandhaltung derjenigen Straßen zu sorgen, die dem Durchgangsverkehr dienen sollten. So stellte das im Jahre 1794 in Kraft getretene „Allgemeine Preußische Landrecht" folgenden Begriff der Landstraßen, deren Bau dem Staate obliegen sollte, auf:

„Wege, die von einer Grenze des Landes zu einer anderen oder von einer Stadt, von einem Post- oder Zollamt entweder zu einem anderen oder zu mehreren und Hauptströmen führen, werden Land- und Heerstraßen genannt."

Es kam also darauf an, daß die betreffende Landesstraße dem durchgehenden Verkehr diente und nicht etwa bloß dem Lokalverkehr von Dorf zu Dorf. Auch durch Napoleon I. wurden erhebliche Mittel für den Ausbau des Straßennetzes, dessen er für seine Truppenbewegungen bedurfte, bereitgestellt.

Durch die Eisenbahn steigerte sich zwar weiterhin der Verkehr auch auf Wegen über kürzere Strecken in erheblichem Umfange, doch verlor der Durchgangsverkehr auf den Landstraßen für den Staat an Interesse. In Preußen wurde daher durch das Gesetz betreffend die Dotation der Provinzen und Kreisverbände im Jahre 1875 der Ausbau, die Unterhaltungspflicht und das Eigentum an den Landstraßen den Provinzialverbänden überlassen, denen es im übrigen freigestellt wurde, die Verwaltung und Unterhaltung der ihnen überwiesenen Landstraßen auf engere Kommunalverbände, insbesondere auf die Kreise zu übertragen. Diese Regelung gilt im wesentlichen noch heute, und zwar ist der Neubau und die Unterhaltung der bisherigen „Staatsstraßen" den Provinzen übertragen, während die Wegebaulast für die den öffentlichen Verkehr innerhalb der Gemeinden dienenden sogenannten „Gemeindewege" dem betreffenden Kommunalverband übertragen ist.

Mit dem Aufblühen des Kraftwagenverkehrs hat nun aber der Durchgangsverkehr auch auf große Strecken hin ähnlich wie im 18. und 19. Jahrhundert erheblich an Bedeutung gewonnen. Damit erscheint es notwendig, daß sich auch der

Staat, wenn nicht gar das Reich, wieder mit der Planfeststellung und Finanzierung der Straßenbauten befassen. In Frankreich, Belgien und Italien, die wegen ihrer guten Automobilstraßen bekannt sind, ist das Wegewesen von jeher in der Hand des Staates vereinigt gewesen.

Es ist ganz unverkennbar, daß die Anlage und die Finanzierung neuer für den Schnellverkehr geeigneter Straßen auch in Deutschland nur nach einheitlicher Leitung im ganzen Reichsgebiet vorgenommen werden sollte, da sonst eine zweckmäßige Linienführung durch örtliche Interessen auf das Ungünstigste beeinflußt werden würde. Der erste Schritt zu einer zentralen Lösung des Problems ist schon durch § 1 des Kraftfahrzeugsteuergesetzes getan, nach welchem für die Benutzung von Kraftfahrzeugen, die zur Beförderung von Personen oder Gütern zu Lande dienen, eine Steuer erhoben wird, die ausschließlich zur Finanzierung des Wegebaues Verwendung finden soll, deren Aufkommen — im Jahr 1924 insgesamt 51,6 Millionen Mark — allerdings nicht ausreicht, um die während der Kriegs- und Inflationszeit völlig heruntergewirtschafteten deutschen Landstraßen (insgesamt etwa 180000 km) auch nur allmählich wieder herzustellen. Der Bedarf hierfür ist vom finanzpolitischen Ausschuß des Reichswirtschaftsrates mit jährlich 120 Millionen errechnet. Nun ist zwar in § 12 des Finanzausgleichgesetzes vom 23. Juni 1923 bestimmt, daß die Länder zu Zwecken der öffentlich-rechtlichen Wegeunterhaltung eine Steuer für die Benutzung der Wege durch Fahrzeuge erheben können (Zugtiersteuer), wobei allerdings die Kraftfahrzeuge zur Vermeidung einer Doppelbesteuerung nicht heranzuziehen sind. Hiervon hat bislang aber nur Mecklenburg-Schwerin Gebrauch gemacht.

Durch das Finanzausgleichgesetz wurde den Ländern ferner gestattet, zur Deckung der Kosten für eine außergewöhnliche Abnutzung der Wege Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung zu erheben. Auf diese Ermächtigung hat Preußen die Vorausleistungspflicht für die Wegeunterhaltung durch eine Verordnung vom 25. November 1923 begründet, die bei dem Versuch, sie durchzuführen, zu mannigfachen Streitigkeiten der Stadt- und Landkreise mit den beitragspflichtigen Wegebenutzern geführt hat. Während nämlich nach dem Finanzausgleichgesetz die Erhebung der Beiträge als Vorausleistungen zur Deckung der Kosten für eine „außergewöhnliche Abnutzung" der Wege als zulässig bezeichnet wurde, hat die Preußische Verordnung die Steuerpflicht an „eine über das gemeinübliche Maß hinausgehende Benutzung" geknüpft und den Kreis der Beitragspflichtigen durch Richtlinien, die den wegebaupflichtigen Kommunalverbänden gegeben wurden, sehr weit gezogen. Die Vorausleistungspflicht wurde nämlich dahin begrenzt, daß innerhalb einer 50-Kilometer-Grenze der Sitzkreis und dessen erste Anliegerkreise eines Fuhrwerk- bzw. Kraftfahrzeughalters zur Erhebung von Vorausleistungen berechtigt sein sollen. Als außergewöhnliche Abnutzung wurde schon in manchen Landkreisen die Überschreitung einer Benutzung in der Höhe von 1000 Tonnenkilometern im Laufe eines Jahres angesehen. Die Tonnenkilometer werden hierbei so errechnet, daß das Eigengewicht des Kraftwagens laut Steuerkarte zuzüglich der beförderten Last mit den im Kreisgebiet gefahrenen Kilometern multipliziert wird. Bei einem 2-Tonnen-Lastwagen mit einem angenommenen Eigengewicht von 1½ t würde also schon eine Fahrstrecke von rund 300 km bei voller Beladung des Wagens genügen, um die Vorausleistungspflicht des Besitzers dieses Lastkraftwagens zu begründen. Da in der Mehrzahl der Kreise ein Steuersatz von 10 Pf. pro tkm, der über die Freigrenze hinaus festgestellten tkm erhoben wird, ergibt sich eine sehr starke Belastung der Kraftfahrzeughalter. Der Zentralverband des Deutschen Großhandels hat errechnet, daß derartige Beiträge einen Aufschlag von durchschnittlich 3 % auf die zu befördernden Güter bedingen würden. Die Preußische Verordnung, die die Erhebung der Vorausleistungsbeiträge den Kreisen auferlegt, setzt weiterhin eine örtliche Kontrolle des Verkehrs durch die einzelnen Kreise voraus. Es wird damit also eine Art „mittelalterliches Schlagbaumsystem" errichtet. Das alles hat dazu geführt, daß die Rechtsgültigkeit der Preußischen Verordnung vom 25. November 1925 im Verwaltungsstreitverfahren angegriffen und zunächst geltend gemacht wurde, daß der bei ihrem Erlaß beschrittene legislatorische Weg mit den Vorschriften der Verfassung nicht im Einklang sei. Ferner wurde darauf hingewiesen, daß das Finanzausgleichgesetz für die Einführung einer Steuer eine „Abnutzung der Wege" zwingend voraussetzt und daß erst nach Erfüllung dieser Voraussetzung, nämlich der tatsächlichen Abnutzung, die Erhebung einer Wegebauvorausleistungsabgabe zulässig sei. Die daraufhin angestrengten Klagen sind indessen von dem höchsten Preußischen Verwaltungsgericht, dem Oberverwaltungsgericht, abgewiesen worden. Hinsichtlich des letztgenannten Grundes hat das Gericht erklärt, es vermöge einen wesentlichen Unterschied zwischen einer „außergewöhnlichen Abnutzung" und einer „Benutzung über das gemeinübliche Maß hinaus" nicht zu erkennen. Es bestand nunmehr keinerlei Aussicht, die Rechtskraft der einzelnen von den Kreisen erlassenen Abgabenordnungen mit Erfolg anzufechten. Von einer Anzahl wirtschaftlicher Verbände und Handelskammern sind deshalb, zum Teil schon während die gerichtlichen Auseinandersetzungen schwebten, Verhandlungen mit den zuständigen Stadt- und Landkreisen angeknüpft worden, um eine erträglichere und zweckmäßigere Art der Vorausleistungsabgabe zu erreichen. So sind z. B. im Ruhrgebiet, in der Provinz Sachsen und in Groß-Berlin Vereinbarungen zustande gekommen, nach welchen die Beitragspflicht der Kraftfahrzeughalter durch regelmäßige Pauschalzahlungen abgegolten wird.

Die Aufhebung der Preußischen Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung vom 25. November 1923 erscheint aber dringend notwendig, um zu einer einfacheren und gerechteren Art der Aufbringung der Mittel für den Wegebau und die Wegeunterhaltung zu gelangen. In Verhandlungen, welche der Reichsverband der Deutschen Industrie kürzlich mit Vertretern des Preußischen Ministeriums des Innern führte, erklärten sich letztere bereit, der Frage der Aufhebung der Wegevorausleistungen näherzutreten, sobald eine Regelung getroffen sei, durch die der bei Wegfall der Vorausleistungsbeiträge für die Wegeunterhaltungspflichtigen entstehende finanzielle Ausfall gedeckt wird.

Es muß von der Industrie, und namentlich von der Bauindustrie, anerkannt werden, daß der Ausbau des Straßennetzes und eine gute Wegeunterhaltung im Interesse der Allgemeinheit und in ihrem eigenen Interesse liegt. In den Verhandlungen, welche innerhalb des Reichsverbandes der Deutschen Industrie und im finanzpolitischen Ausschuß des Reichswirtschaftsrates kürzlich stattgefunden haben, ist jedoch übereinstimmend zum Ausdruck gekommen, daß zunächst der Fortfall jeglicher Wegevorausleistungen gefordert werden müsse. Die Kraftfahrzeugsteuer muß vielmehr künftig die einzige steuerliche Belastung der Kraftfahrzeuge darstellen.

Die künftige Regelung muß auch dem Gesichtspunkt Rechnung tragen, daß die Straßen nicht nur vom Automobilverkehr benutzt werden, sondern gleichzeitig vom Gespannverkehr und von jedem einzelnen Staatsbürger. In Sachsen verteilte sich z. B. auf Grund eingehender Feststellungen der Verkehr auf der Landstraße zu etwa 56 % auf Kraftfahrzeuge und zu etwa 44 % auf Pferdefahrzeuge. Die erforderlichen Mittel für den Wegebau und die Wegeunterhaltung müssen daher durch allgemeine Fahrzeugverkehrssteuern, d. h. durch die Kraftfahrzeug- und die Zugtiersteuern aufgebracht werden, die nicht etwa nur diejenigen Automobil- und Pferdefuhrwerksbesitzer erfassen sollen, welche die Landstraßen außergewöhnlich abnutzen. Und auch die Fahrzeuge der Post, der Eisenbahn und sonstiger öffentlich-rechtlicher Einrichtungen müssen mit Beitragsleistungen in gleichem Umfange herangezogen werden wie die privaten Fahrzeughalter. Da aber letzten Endes der Verkehr im wesentlichen der Gesamtwirtschaft und damit jedem einzelnen Staatsangehörigen zugute kommt, erscheint es schließlich notwendig, daß auch das Reich aus allgemeinen

Mitteln angemessene Zuschüsse für die Wiederherstellung des deutschen Straßennetzes zur Verfügung stellt. Nach den Vorschlägen des Reichswirtschaftsrates sollen die Kraftfahrzeugsteuern und die Zugtiersteuern als Landessteuern in halbjährigen Raten aufgebracht werden, zu deren Erhebung die Länder durch Reichsgesetz verpflichtet werden sollen.

Es erscheint im übrigen dringend erwünscht, der Wirtschaft ein Mitwirkungsrecht bei der Feststellung der Steuersätze, bei der Verteilung des Aufkommens aus den Steuern auf die Wegebaupflichtigen und bei der Gestaltung des Wegenetzes zu gewähren. Zu diesem Zwecke wären Landstraßenbeiräte und ein Zentrallandstraßenbeirat zu schaffen. Die Wiederherstellung des deutschen Straßennetzes und der großzügige Ausbau durchgehender Straßen für den Schnellverkehr würde im Interesse der gesamten deutschen Wirtschaft liegen und der Bauindustrie erwünschte Betätigung bringen.

Dr. Roos.

Amerikanisches Straßenwesen und seine Finanzierung. Im Hinblick auf den vorstehenden Artikel über die Finanzierung des deutschen Wegebaues ist ein Bericht des „Engineering News-Record" über die Tagung des Amerikanischen Wegebau-Unternehmerverbandes interessant, die Mitte Januar in Chicago stattfand.

Auf der Tagung wurde ausgeführt, daß die Ausgaben für die öffentlichen Straßen in den Vereinigten Staaten sich auf 1181 Millionen Dollar im Jahre 1924 beliefen. Von diesen wurden 42 % durch Belastung des Automobilverkehrs mit Steuern und Abgaben aufgebracht. Diese Summe bedeutete aber 92 % der Ausgaben für das staatliche und interstaatliche Straßennetz, auf dem sich allein 80 % des gesamten Straßenverkehrs bewegten. Demnach wird also der wichtigste Teil des amerikanischen Straßenbaues durchweg mit Autosteuern und Abgaben finanziert. Das Straßenbaugewerbe und auch das „Bureau of Public Roads" setzen sich dafür ein, daß der öffentliche Kredit mehr zur Finanzierung herangezogen wird. Man glaubt feststellen zu können, daß der Wegebau nach Quantität und Qualität, wie die Praxis der Staaten erwiesen habe, im großen Maße von der Ausgabe von Anleihen abhängt. Man tritt ferner dafür ein, daß die Finanzierung mehr bei der Bundes- und Einzelstaatenverwaltung zentralisiert und den Gemeinden und ländlichen Bezirken genommen wird. Gegenwärtig gliedert sich der Anteil der öffentlichen Körperschaften an den Kosten des Straßenbaues nach folgendem Verhältnis: Städtische und ländliche Lokalverwaltung 6,1 : Bundesverwaltung 3,5 : Staatenverwaltung 1,5. Im Budget der Bundesverwaltung machen die Ausgaben für Wegebau durchschnittlich 2,5 % aller Ausgaben aus.

Auf die Mängel des bisherigen Systems der Finanzierung (Dezentralisierung, wenig Anleihen) wird zurückgeführt, daß von den 467000 Meilen gebauten Straßen, die Ende 1924 in der Union vorhanden waren, nur 10,2 % gute und dauerhafte Pflasterdecken hatten, während 24 % nur mittelmäßige und 65,8 % eine noch geringere Verkehrsdecke trugen.

Über den volkswirtschaftlichen Nutzen einer guten Pflasterung wurden folgende bemerkenswerte Angaben gemacht: Seit 1904 sind in den Vereinigten Staaten 133000 Meilen Wege mit harter Pflasterung und 153000 Meilen mit Kiesdecken gebaut worden, die jährlich etwa 751 Millionen Dollars an Kosten verursachen. Nun wird der Verkehr für den Durchschnitt der Union auf etwa 700 Automobile pro Tag geschätzt, von denen 90 % Personen- und 10 % Lastkraftwagen sind. (In Pennsylvania 1000 pro Tag.) Die Unkosten betragen aber pro Meile auf:

	gepflasterten Wegen	Kieswegen
für Personenautos ...	42 Pf.	48 Pf.
für Lastautos	151,2 Pf.	169,7 Pf.

Dies bedeutet gegenüber dem Verkehr auf Sandwegen eine Ersparnis bei gepflasterten Straßen von 25 %, bei Kieswegen von 10 %.

Auf Grund dieser Tatsachen wurde die durch den besseren Zustand der Wege erzielte Ersparnis an Unkosten des Automobilverkehrs auf 1630 Millionen Dollars für die Union geschätzt, so daß sich also durch die Straßenverbesserung eine bedeutende volkswirtschaftliche Ersparnis ergibt.

Interessant war die Stellungnahme der Vertreter von Eisenbahngesellschaften zu dem Punkte der Konkurrenz von Eisenbahn und Auto. Es wurde von ihnen betont, daß es sich hier nicht um eine Konkurrenzfrage, sondern um ein Problem der Organisation des Zusammenarbeitens handele. Der Verkehr, den die Eisenbahnen an das Auto verloren hätten, bezöge sich nur auf die kurzen Strecken, auf denen kein Verkehrsmittel mit dem Automobil konkurrieren könne. Diese Verluste aber würden überwogen durch eine Verkehrssteigerung bei den Eisenbahnen auf langen Strecken und im Umschlagverkehr, die auf das Aufblühen des Kraftverkehrs zurückgehe. Sie sei vor allem auf den erweiterten Zubringerverkehr zurückzuführen, auch ergäbe sich eine Frachtensteigerung aus dem verstärkten Verkehr mit Wegebaumaterialien und Wegebaumaschinen und mit Gütern der Automobilindustrie. Für die Illinois-Central-Eisenbahngesellschaft betrugen die Einnahmen aus dem Wegebaugewerbe und der Automobilbranche mehr als $^1/_8$ der gesamten Frachteinnahmen.

Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin. Grundstücke. Im Handel mit Grundstücken wird durch die Klausel „Das Grundstück wird mit allem Zubehör, wie es steht und liegt, verkauft", nicht jede Gewährleistung ausgeschlossen. Vielmehr wird dadurch der Verkäufer nur von der Haftung für solche Mängel befreit, die bei der Besichtigung des Grundstückes erkennbar sind. Er haftet danach weder für unrichtige Angaben in der Kataster- oder grundbuchmäßigen Bezeichnung, noch für das Vorhandensein allen Zubehörs, noch für Mängel, die bei der Besichtigung des Hauses oder Zubehörs erkennbar sind, dagegen ist er für Schwamm und Schwammverdacht in der Regel verantwortlich.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 11. Februar.)

Zweites Gesetz zur Änderung und Ergänzung des Hypothekenbankgesetzes. Vom 26. Januar 1926. (RGBl. I, S. 97.) Enthält die Regelung des neuen Geschäftszweiges der Hypothekenbanken: Aufnahme von Darlehen bei der deutschen Rentenbank — Kreditanstalt und ihre Weitergabe als Hypothekarkredit, bzw. die Grenzen für den Umfang dieses Geschäftes bei den einzelnen Banken.

Preuß. zweite Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Verzinsung gestundeter Abgaben. Vom 27. Januar 1926. (Pr. Ges.-Samml. S. 42.) Die Stundungszinsen für Abgaben werden entsprechend der Zinshöhe für die Reichssteuern rückwirkend vom 1. Januar 1926 an auf 8 % herabgesetzt.

Rechtsprechung

1. Bürgerliches Recht. Haftung für Angestellte. Nach § 831 BGB. ist der Arbeitgeber oder sein Vertreter für den Schaden ersatzpflichtig, den sein Arbeitnehmer verursacht, wenn er bei der Auswahl dieses Arbeitnehmers oder bei seiner Anleitung oder bei der Beschaffung von Vorrichtungen und Gerätschaften nicht die im Verkehr erforderliche Sorgfalt beobachtet hat. — Durch den Funkenflug der Dampfstraßenwalze eines preußischen Kreises geriet ein im Vorgarten eines Grundstückes stehender Kinderwagen in Brand. Der Kreis wurde von den Eltern des darin liegenden Kindes auf Schadenersatz für die Entstellung des Kindes durch Brandwunden verklagt. Das Reichsgericht hat der Klage Platz gegeben, weil der mit der Führung der Dampfwalze beauftragte Arbeiter, der zum erstenmal mit der Straßenwalze fuhr, kein geeigneter Führer gewesen sei. Er habe den Funkenflug durch ungeschicktes Fahren veranlaßt. Der Arbeitgeber machte sich dadurch schuldig, daß er den unerprobten Führer mit der Leitung der nicht ungefährlichen Walze beauftragt hat, ohne ihn in der Führung zu unterweisen oder zum mindesten eine Probefahrt machen zu lassen. (RG. IV, 17. 12. 25.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 21. Jan. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 114 404. Dipl.-Ing. Paul Braun, Berlin-Schöneberg, Erdmannstr. 5. Verfahren zum Auskleiden von Druckstollen. 6. VI. 24.

Kl. 5 c, Gr. 4. G 60 173. Fa. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 15. XI. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. 71 641. Hermann Schwarz, Kray bei Essen. Nachgiebiger Grubenstempel. 27. IX. 24.

Kl. 19 c, Gr. 5. C 32 887. Jack Sheridan Cowper, London; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW. 11. Pflasterblock oder Mauerstein aus zwei Teilen. 30. XI. 22. England 30. IX. 22.

Kl. 20 i, Gr. 19. L 61 677. Fa. Leipziger & Co. Feld- und Industriebahnwerke Akt.-Ges., Köln. Verschluß für Tore mit Gleisdurchführung. 30. X. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 44 397. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrleitung für Einfachgleis elektrischer Bahnen. 5. III. 25.

Kl. 20 k, Gr. 14. A 45 476. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Einbauverfahren für neben dem Gleis verlegte, von unten vom Stromabnehmer bestrichene Stromschienen. 13. VII. 25.

Kl. 37 f, Gr. 7. B 102 447. Josef Bock, Dortmund, Jägerstr. 27. Eiserne Erzbunkeranordnung für die Beschickung von Kübelwagen. 22. XI. 21.

Kl. 37 f, Gr. 7. S 64 966. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Kesselhaus. 6. II. 24.

Kl. 80 a, Gr. 33. M 75 437. Thomas Edward Murray, New York; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW. 11. Formvorrichtung für Röhren und Leitungen aus Zement u. dergl. 17. X. 21. V. St. Amerika 6. I. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. L 61 622. Dr. Heinrich Luftschitz, Dresden, Nürnbergerstr. 35. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement, hydraulischen Zuschlägen u. dgl. 8. XI. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. R 57 397. Thomas Rigby, London; Vertr.: Meffert u. Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Herstellung von Zement nach dem Naßverfahren. 7. XII. 22. Großbritannien 19. XII. 21, bezw. 3. V. 22, bezw. 16. IX. 22.

Kl. 80 b, Gr. 25. C 36 020. Continentale Prodorit A.-G., Mannheim-Rheinau. Pechbetonmasse. 14. I. 25.

Kl. 81 e, Gr. 136. C 37 269. Fa. Christoph & Unmack, A.-G., Niesky O.-L. Großraumbunker. 6. X. 25.

Kl. 84 a, Gr. 4. O 14 894. Alexis Oukhtomsky, Basel, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Alfthan u. H. Heuschmann, Lonza-Werke, Waldshut. Verfahren und Einrichtung zur Gewinnung von Stauraum für die Wasseraufspeicherung in einem mit Schwemmstoffen angefüllten Becken. 25. III. 25. Schweiz 18. IX. 24.

Kl. 84 c, Gr. 4. M 82 114. Dr.-Ing. Friedrich Merkl u. Josef Wohlmeier, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schlauchhalter für Rammen. 23. VII. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 3 vom 21. Januar 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 424 787. Peter Thielmann, Silschede i. Westf. Quetschstück am hinteren Ende eines Kappschuhs aus Flacheisen. 31. X. 23. T 28 190.

Kl. 19 c, Gr. 1. 424 836. Dr.-Ing. August Deidesheimer, Neustadt a. d. Haardt. Verfahren zum Herstellen von Schotterstraßen mit Steinsplitt. 27. VII. 24. D 45 897.

Kl. 20 i, Gr. 39. 424 668. Jakob Bouillon, Köln, Unter-Kahlenhausen 33/31. Warnsignaleinrichtung für den Eisenbahnbetrieb. 3. II. 25. B 117 938.

Kl. 20 k, Gr. 9. 424 837. Fa. Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, Berlin. Tragseilaufhängung in Nachspannfeldern von Kettenfahrleitungen. 18. VI. 25. A 45 264.

Kl. 35 b, Gr. 4. 424 936. Paul Kühne, Bremerhaven, Am Hafen 65. Kran mit einziehbarem Ausleger. 8. IV. 24. E 30 582.

Kl. 35 b, Gr. 7. 424 808. Fa. Fried. Krupp, Grusonwerk, Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Stützvorrichtung für über einem Bunker entleerende Mehrseilgreifer. 30. I. 25. K 92 663.

Kl. 37 b, Gr. 4. Eugène Ligonnet, Paris; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing. W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Bewehrung für Gegenstände aus Zement oder anderem Baustoff. 7. III. 24. L 59 698. Frankreich 12. XII. 23.

Kl. 37 f, Gr. 8. 424 849. Leopold Schmalhorst, Helmholtzstr. 1 u. Bruno Petersen, Münsterstr. 15, Düsseldorf. Feststehende freitragende Luftschiffhalle in Kreis- oder Vieleckform. 27. XI. 24. Sch 73 203.

Kl. 65 b, Gr. 4. 424 909. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga, Lettland; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zum Bergen gesunkener Schiffe durch Gefrierverfahren. 23. V. 25. K 94 307.

Kl. 81 e, Gr. 126. 424 924. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-Akt.-Ges., Halle a. d. Saale, u. Max Jaschke, Neuzetzsch, Post Hohenmölsen. Anlage zum Aufschütten von Dämmen. 5. III. 24. W 68 710.

Kl. 81 e, Gr. 127. 424 925. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderanlage. 21. XI. 23. A 41 028.

Kl. 81 e, Gr. 127. 424 926. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Verfahren zur Abräumung des Deckgebirges bei Braunkohlentagebauen. 15. IV. 25. B 119 340.

Kl. 81 e, Gr. 127. 424 943. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Ablagern der Abraummassen mittels Abraumförderbrücke. 8. X. 22. A 38 594.

Kl. 84 a, Gr. 3. 424 D928. Fa. eutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund, u. Dipl.-Ing. J. H. Flach, Frankfurt a. M., Offenbacher Landstraße 45. Verfahren und Vorrichtung zum Öffnen und Schließen einer zweiflügeligen, gegen eine Anschlagleiste abgestützten Drehklappe. 21. IV. 21. D 39 541.

Kl. 84 a, Gr. 3. 424 929. Fa. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Dreh- und hebbares Wehr. 18. V. 22. D 42 683.

Kl. 84 c, Gr. 2. 424 930. Société Industrielle de Matériel, d'Entreprise et de Construction, Paris; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Vortreibrohr. 1. III. 22. S 59 065. Frankreich 10. III. 21.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Geologische Voraussetzungen für Wasserkraftanlagen. Von Dr. J. L. Wilser, Geologe, a. o. Professor a. d. Universität Freiburg i. Br. (58 S.), Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis RM. 3,60.

Es sind nur die Wasserkraftanlagen in Verbindung mit Stauweihern (Talsperren) behandelt. Nach einer Besprechung des Untergrundes und seiner allgemeinen Eigenschaften wird der Baugrund für die Einzelteile, aus denen sich solche Kraftanlagen zusammensetzen (Becken, Staukörper, Hangleitung, Hangkanal, Stollen, Wasserschloß, Falleitung und Krafthaus) erörtert. Es folgt noch ein kurzer Abriß über die Gesteinsbaustoffe und ein solcher über die geologische Beratung. Ein Literaturverzeichnis beschließt die Abhandlung.

Der Ingenieur wird manche Belehrung und Anregung gewinnen, soweit Geologie als solche in Frage kommt. Die bautechnische Belehrung, die dem Geologen zuteil wird, ist weniger einwandfrei. Zu einer solchen Belehrung ist aber auch der Geologe weder befugt noch berufen. Der Verfasser sagt zwar: „Der Geologe muß etwas von der Ingenieurkunst und der Ingenieur etwas von der Geologie verstehen", setzt aber gleich darauf hinzu: „Keiner aber von beiden soll sich im Gebiete des anderen für maßgeblich halten". Und doch verlangt er, daß „das Anbinden der Kern- oder Hauptmauer ohne Zuziehung eines Geologen ebensowenig begonnen werden darf wie die Verkleidung eines Stollens". Diese Forderung ist doch wohl, wenigstens bezüglich des ersteren Punktes, zu weitgehend. Weshalb die Belastungen des Baugrundes nach amerikanischen und nicht deutschen Quellen tabellarisch zusammengestellt sind, ist nicht einzusehen. Daß vor der Verwendung der Wünschelrute gewarnt wird, ist bei dem heutigen Stand unserer Erkenntnis auf diesem vielumstrittenen Gebiete durchaus berechtigt.

H. Engels.

Die Statik der Brückenkrane. Von J. M. Bernhard, München, Verlag R. Oldenbourg, München 1925, Preis geh. RM. 3,80.

Das 51 Druckseiten und 19 Tafeln umfassende Heftchen bedeutet keine wesentliche Bereicherung des einschlägigen Schrifttums und ist in einem großen Teil seines Inhalts durch die in dem gleichen Verlag erschienenen vorzüglichen Werke Andrée's und andere Veröffentlichungen dieses Verfassers überholt. Bei Andrée sind denn auch kräftige Anleihen gemacht und in noch stärkerem Maße bei der Doktorarbeit von Magistratsbaurat Dr. Luz. David: „Über die wirtschaftliche Bewertung einiger Antriebsanordnungen bei Brückenkranen". Es berührt eigentümlich, daß wohl unter der summarischen Quellenangabe beide Verfasser erwähnt sind, daß aber im Text — von unbedeutenden Einzelheiten abgesehen — auf jede Quellenangabe verzichtet wird. Dies fällt um so mehr auf, als eine ganze Reihe wichtiger Teile des Inhalts figürlich und fast wörtlich mit der Davidschen Dissertation übereinstimmt. Manches andere, wie die Seite 50 und 51 einer veralteten Auflage der „Hütte" entlehnten Angaben über Winkeleisenanschlüsse, ist — wie bekannte Versuchsergebnisse beweisen — nicht mehr zutreffend.

Der Verrfasser glaubt, sein Buch sei geeignet, dem Konstrukteur Arbeit zu ersparen. Dafür ist aber dessen Inhalt zu knapp und zu sehr auf Sonderfälle zugeschnitten. Wenn zudem das Bedürfnis besteht, die mit der Konstruktion solcher Kranbrücken betrauten Ingenieure in die Ermittlung von Querkräften, Momenten und Einflußlinien einzuführen, so hat Andrée diese Aufgabe bereits in grundlegender und viel verständlicherer Form erfüllt.

Abgesehen davon, daß in den Tafeln eine Reihe von Abbildungen auf dem Kopfe steht, ist das Heftchen sonst gut ausgestattet. Es fällt aber immerhin aus dem Rahmen der sonstigen Werke des altangesehenen Verlages. R.

Berichtigung.

Im Aufsatz Streck, Heft 2, Jahrgang 1926, Seite 35, oben rechts muß es im Zähler der Hauptformel heißen:

μ anstatt μ^2.

Anschließend muß es heißen: $h_1 = n\,h$ (nicht $\mu\,h$) und $a = (n + n^2)$ tg $(45° + \frac{\varphi}{2}$ nicht $a = (\mu + n^2)$ tg (.....).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 26. Februar 1926 Heft 9

DER WETTBEWERB FÜR DIE GESTALTUNG DER STAUSTUFE HEIDELBERG.

Von Oberbaurat Dr. Ludwig Schmieder, Heidelberg.

In Heft 14 des Jahrganges 1925 des Bauingenieurs habe ich die bis zum Frühjahr 1925 ausgearbeiteten Lösungen für die Gestaltung der Staustufe bei Heidelberg besprochen. Die Neckarbaudirektion hatte nunmehr, um diese Frage einer endgültigen Lösung nahezubringen, unter den bekanntesten Eisenwasserbaufirmen: M A N - Werk Gustavsburg, Eilers Hannover, Krupp-Grusonwerke, Magdeburg, Eisenbau Wyhlen A.-G., Lauchhammer Rheinmetall A.-G. Berlin, Stauwerke Zürich A.-G. und Maschinenfabrik Eßlingen einen engeren Wettbewerb ausgeschrieben, der mit 16 Entwürfen beschickt wurde. Das Preisgericht hat die Preissummen unter zwei Bewerber gleichmäßig verteilt.

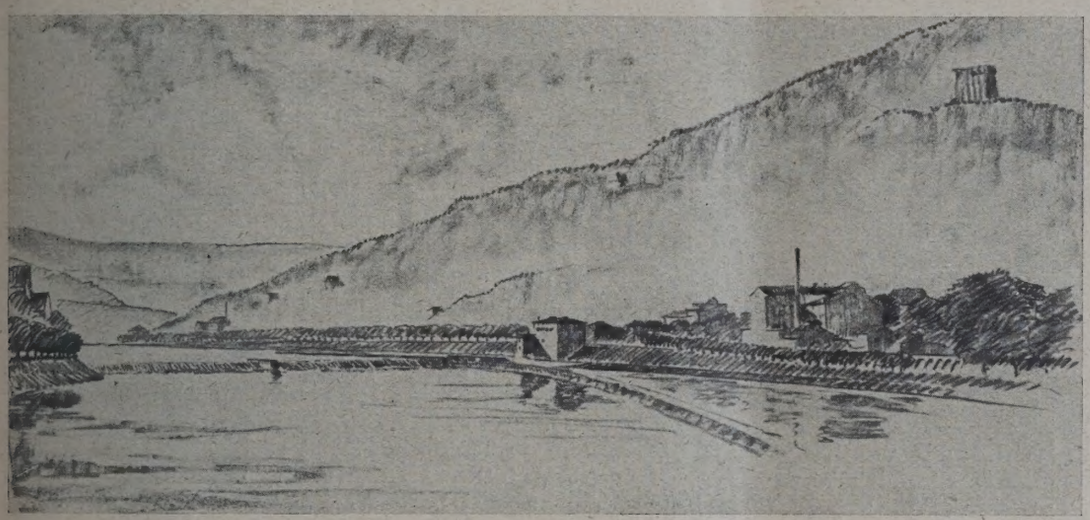


Abb. 1. Prämiierter Entwurf der M A N für die Staustufe an der Fischergasse bei Heidelberg von Unterwasser gesehen.

Der eine prämiierte Entwurf der M A N-Werke Gustavsburg (mit Grün & Bilfinger, Mannheim und Stadtbaudirektor Abel in Köln) sieht ein Versenkwehr vor, das in zwei Öffnungen auf die volle Flußbreite eingebaut werden soll. Als Verschlußkörper sind Sektoren gewählt. Die Firma geht damit wie die meisten Bewerber mit der in obengenanntem Artikel gegebenen Anregung einig. Der eine Pfeiler in der Flußmitte ist eine monumentale, auch vom Ingenieurstandpunkt großzügige Lösung, die sich durch ihre Einfachheit und Klarheit sehr gut in die Umgebung einfügt. Gegenüber den bis jetzt ausgeführten Sektorwehren in großen Abmessungen würde der Vorschlag insofern eine Neuerung bedeuten, als die Drehlager des Sektors ständig unter Wasser liegen. Das erschwert natürlich die Nachschau oder das Eingreifen bei Hemmungen des Betriebes sehr, so daß sich die Neckarbaudirektion nicht ohne weiteres wird entschließen können, den Entwurf auszuführen. In Heidelberger Kreisen wurde der Entwurf namentlich von allen am Heimatschutz beteiligten Kreisen mit Befriedigung aufgenommen. Die Landschaft würde kaum verändert werden. Der 2,60 m hohe Wasserfall, der das Wehr bilden würde, wäre eine reizvolle Zutat zu der bestehenden Umgebung.

Der zweite prämiierte Entwurf der Firma Krupp (mit Regierungsbaurat Dr. Burkhardt und Architekt Schumacher in Stuttgart) verwendet ebenfalls Sektorverschlüsse, aber in 4 Öffnungen und will diese mit Öldruck betreiben. Diese sinnige Konstruktion erscheint im Betriebe sicher. Im übrigen sind die Grundgedanken die gleichen.

Von den zahlreichen Entwürfen für Hubwehre konnte keinem ein Preis zuerkannt werden, weil keiner in ästhetischer Hinsicht voll befriedigte. Die Stege lagen alle so hoch, daß das Stadtbild zu sehr durchschnitten wurde für den, der sich vom Neckartale her der Stadt nähert. Ein Steg wird in dem Augenblicke zulässig sein, in dem es gelingt, ihn nicht wesentlich höher als die umschließenden Ufer über den Fluß zu spannen.

Die Versenkwehre erfordern alle erhebliche Einbauten unter Wasser für die Kammern der Verschlußkörper, für Kontrollschächte und dergl., die bei dem vorhandenen Untergrund, Granit, sehr kostspielig sein werden. Für die Hubwehre waren überwiegend eiserne Stege vorgeschlagen, obschon das Eisen in der Umgebung des alten Schlosses fremd wirken dürfte. Die M A N hatte einen vom Preisgericht gelobten und allgemein als sehr gefällig und schön, aber eben auch zu hoch sitzenden Steg in einer Variante vorgeschlagen gehabt.

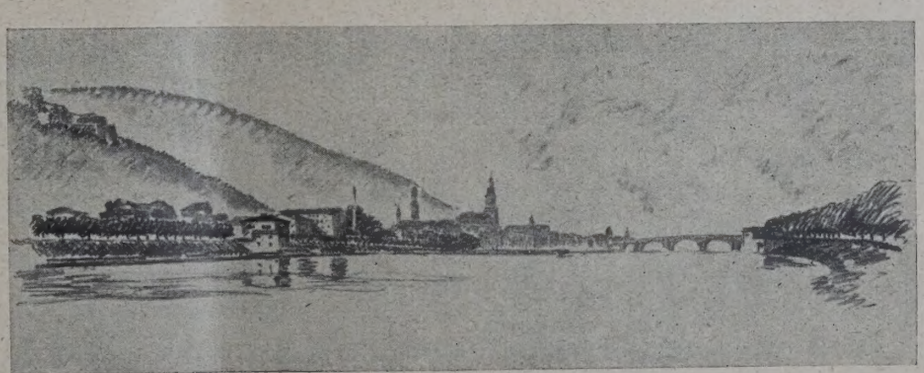


Abb. 2. Dasselbe von Oberwasser gesehen.

Der einzige Entwurf, der einen Eisenbetonsteg vorsah, krankte auch an dem Mißstande, daß der Steg zu hoch saß. Es wird so viel in unseren Tagen mit Schlagworten gearbeitet. „Glas und Eisen" sind sehr beliebt und werden oft nur aus Mode gewählt. In diesen an Sandstein reichen Umgebung wäre aber eine massive Brücke m. E. eher am Platze als eine eiserne.

Die Neckarbaudirektion wird nun prüfen, ob sie die Verantwortung für die Ausführung eines Versenkwehres übernehmen kann. Der Neckar führt aber oft gewaltige Hochwassermengen und Eisgänge. Während solcher Zeiten steht das Versenkwehr unter dem Wasser im Flußbett und kann nicht oder nur sehr schwer nachgesehen werden. Es wäre aber vom Standpunkt des Heimatschutzes zu begrüßen, wenn es, was zu erwarten steht, gelänge, die Bedenken zu zerstreuen.

Bei den am Neckar in Ausführung begriffenen oder ausgeführten Wehren hat man gerne verschiedene Verschlußkörper gewählt. Wenn Umstände eintreten, die eine Wehrart gefährden, ist die andere vielleicht noch voll betriebsfähig. Damit würde allerdings der Steg wieder auftauchen.

Dann wäre aber Eisenbeton der gegebene Baustoff. An eine Nachahmung der alten Brücken darf man dabei nicht denken. Gerade die Verschiedenartigkeit beider Bauarten in ihrem Zwecke und ihrem Aussehen könnte dazu führen, die Schönheit der alten Brücke in ein noch günstigeres Licht zu rücken, als es heute der Fall ist.

Zunächst hat der Reichstag die Entscheidung darüber zu fällen, ob die Neckarkanalisierung überhaupt weitergeführt wird oder nicht. Bekanntlich haben sich die Gegner der Kanalisierung ganz entschieden zur Wehr gesetzt. Der anfänglich im Interesse des Heimatschutzes begonnene Kampf hat sich mehr in eine Frage der Wirtschaftlichkeit gewandelt. Man spricht dem Unternehmen unter den derzeitigen schwierigen finanziellen Verhältnissen bei den Gegnern die Berechtigung glatt ab.

Viele der Gegner haben inzwischen eingesehen, daß die schönheitlichen Bedenken belanglos oder nicht so ernster Natur sind, als sie angenommen haben. Andere behaupten allerdings erst recht heute die Gefährdung der Schönheit des Neckartales. Schriftsteller und Poeten haben sich in den Streit gemischt, ohne eine Ahnung zu haben, was eine Kanalisierung überhaupt ist, oder welche Veränderungen bevorstehen. Es ist zum Teil ein großer Unsinn geschrieben worden.

Als Ergebnis des Wettbewerbes wird der Unvoreingenommene zugeben müssen, daß Mittel und Wege gefunden sind, die in der Nähe des Heidelberger Schlosses gelegene Staustufe vom Standpunkte des Heimatschutzes aus auf verschiedene Weise einwandfrei zu gestalten.

BEMERKUNGEN ZUR BEZEICHNUNG, ZUR ZEICHNERISCHEN AUSGESTALTUNG UND ZUM GEBRAUCH VON GRAPHISCHEN RECHENTAFELN.

Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden.

In bezug auf die Bezeichnung der verschiedenen Formen von graphischen Tafeln herrscht wenig Einheitlichkeit; mit Rücksicht auf die fortwährende Vermehrung der Schriften über die Herstellung von graphischen Rechentafeln wäre es erwünscht, wenn wenigstens bei den wichtigsten Formen eine Einigung erzielt werden könnte. Im folgenden sollen deshalb einige Vorschläge zur Einführung von einheitlichen Bezeichnungen gemacht werden[1]). Da jetzt graphische Rechentafeln in immer größerer Zahl hergestellt und von verschiedenen Seiten auch in den Handel gebracht werden, so sollen im nachstehenden auch einige Bemerkungen über die zeichnerische Ausgestaltung der graphischen Rechentafeln gemacht werden. Nachdem aber damit zu rechnen ist, daß die graphische Rechentafel mehr als seither bei uns Verwendung finden wird, sind einige Bemerkungen über den Gebrauch der graphischen Rechentafeln nicht unberechtigt.

1. Bezeichnungen für graphische Rechentafeln.

Hat man bei einer gegebenen Gleichung mit zwei oder mehr Veränderlichen den Wert einer Veränderlichen für gegebene Zahlenwerte der anderen Veränderlichen zu ermitteln, so kann man dies im allgemeinen entweder durch Rechnung (numerisch) oder durch Zeichnung (graphisch) tun; man spricht deshalb von einer numerischen Lösung und von einer graphischen Lösung. Die Ausführung von graphischen Lösungen ist die Aufgabe des graphischen Rechnens. Zum graphischen Rechnen zählt man alle Verfahren, bei denen aus gegebenen Zahlengrößen die Zahlenwerte anderer, mit den gegebenen Größen in bekanntem Zusammenhang stehender Größen auf dem Wege der Zeichnung, d. h. mit Lineal, Maßstab und Zirkel, ermittelt werden.

Muß man bei einer bestimmten Gleichung mit zwei oder mehr Veränderlichen des öfteren den Wert einer Veränderlichen zu gegebenen Zahlenwerten der übrigen Veränderlichen ermitteln, so empfiehlt sich die Herstellung einer Rechentafel. Man kann zwei Arten von Rechentafeln unterscheiden, numerische Tafeln oder Zahlentafeln und graphische Tafeln oder Skalentafeln[2]).

An Stelle der Bezeichnung „graphische Rechentafel" oder „graphische Tafel" werden auch noch andere Bezeichnungen benutzt, wie Nomogramm, Rechenblatt, Rechenbild, graphische Darstellung, Diagramm, Abakus, Graphikon, Rechenzeichnung, Isoplethentafel usw. Eine zur Ermittlung der Werte einer Veränderlichen eingerichtete, gewisse Rechnungen für immer erübrigende Zeichnung ist keine graphische Darstellung, sondern eine Rechentafel. Eine graphische Darstellung oder ein Diagramm oder ein Schaubild ist eine Zeichnung, welche die gegenseitige Abhängigkeit von z. B. zwei Veränderlichen nur veranschaulichen soll, mit der man also keine Rechnungen ausführen will.

Die Lehre von den graphischen Rechentafeln bildet heute einen besonderen Zweig der angewandten Mathematik, der vielfach als Nomographie bezeichnet wird. Ein Bedürfnis für die entsprechende Bezeichnung „Nomogramm" liegt nicht vor; man verwendet an ihrer Stelle besser die allgemeinverständliche Bezeichnung „graphische Rechentafel" oder auch nur „graphische Tafel" und spricht dann vom „Entwerfen von graphischen Tafeln" oder auch von der „Lehre von den graphischen Tafeln".

Die graphische Tafel beruht auf dem Begriff der Skala; sie kann deshalb auch als Skalentafel bezeichnet werden. Eine Skala besteht aus einer Anzahl geometrischer Elemente, die nach einer gewissen Größe „beziffert" sind; da hierbei Punkte und Kurven Verwendung finden können, so kann man von Punktskalen und von Kurvenskalen sprechen. Man kann daher — abgesehen von der Anzahl der auftretenden

[1]) Die vorgeschlagenen Bezeichnungen fanden u. a. Verwendung in dem Buche: Das Entwerfen von graphischen Rechentafeln (Nomographie) von Prof. Dr.-Ing. P. Werkmeister. Verlag von Julius Springer, Berlin 1923.

[2]) Der Unterschied zwischen dem „graphischen Rechnen" und dem „Rechnen mit einer graphischen Tafel" besteht darin, daß man bei den Verfahren des ersteren bei jedem Zahlenbeispiel die gesamte Zeichnung auf Grund der gegebenen Werte neu auszuführen hat; bei Verwendung einer Rechentafel dagegen liegt die Zeichnung fertig vor. Hält man diesen Unterschied fest, so empfiehlt es sich nicht, das Rechnen mit einer graphischen Tafel als das „Rechnen mit Hilfe der Zeichnung" zu bezeichnen.

Veränderlichen — die graphischen Tafeln einteilen in die drei Gruppen: Tafeln mit Punktskalen oder Tafeln mit bezifferten Punkten, Tafeln mit Kurvenskalen oder Tafeln mit bezifferten Kurven, und Tafeln mit Punkt- und Kurvenskalen[3]).

Bei einer Kurvenskala ist die jeweilige Ablesung durch einen Punkt bestimmt; bei einer Punktskala durch eine Kurve, die als „Ablesekurve" bezeichnet werden kann. Als Ablesekurve kommen in Betracht die Gerade und der Kreis; an die Stelle von nur einer Ablesekurve tritt bei gewissen Tafelformen ein System von Ablesekurven in Gestalt von zwei parallelen Geraden, von zwei zueinander senkrechten Geraden oder in Gestalt eines bestimmten Dreistrahls.

Statt der kurzen Bezeichnung „Skala" wird vielfach — ohne zwingenden Grund — die Bezeichnung „Funktionsskala" benutzt; die neuerdings vorgeschlagene Bezeichnung „Leiter" für „Skala" ist mit Rücksicht auf die aus ihr sich ergebenden Bezeichnungen „Punktleiter" und „Kurvenleiter" nicht zu empfehlen.

An Stelle der oben vorgeschlagenen Bezeichnung „Tafel mit Kurvenskalen" wird eine ganze Reihe anderer Bezeichnungen verwendet; die bekanntesten sind: Kurventafel, Linientafel, Schichtentafel, Schichtennetz, Tafel mit Linienkreuzung, Isoplethentafel, Isoplethendiagramm, Tafel mit Kurvenisoplethen, Netztafel, Schartafel, Cartesische Tafel, Flächennomogramm, gekoppelte Egge und wohl noch andere. Die vorgeschlagene Bezeichnung „Tafel mit Punktskalen" ersetzt die sonst üblichen Bezeichnungen wie Punkttafel, Skalennomogramm, kollineare Tafel, Tafel mit Punktisoplethen, Leitertafel und andere.

Eine „Tafel mit fluchtrechten Punkten" oder eine „Fluchttafel" (auch „Fluchten- oder Fluchtlinientafel") ist nach dem Vorstehenden eine „Tafel mit Punktskalen und einer Geraden als Ablesekurve". Eine „Tafel mit Punkten gleichen Abstandes" oder ein „Stechzirkelnomogramm" ist eine „Tafel mit Punktskalen und einem Kreis als Ablesekurve". Die als „Hexagonaltafel" oder „Dreieckrechentafel" bezeichnete Tafelform ist eine „Tafel mit Punktskalen und einem System von Ablesegeraden in Gestalt eines Dreistrahls". Eine „Verhältnistafel" ist eine „Tafel mit Punktskalen und zwei parallelen Ablesegeraden".

Mit den oben vorgeschlagenen Bezeichnungen kann man unter Beifügung von entsprechenden Zusätzen alle Tafelformen in einheitlicher und allgemein verständlicher Weise bezeichnen. Eine „logarithmische Linientafel" ist eine „Tafel mit Kurvenskalen und logarithmischen Maßstäben". Eine „Parallelentafel" ist eine „Tafel mit Kurvenskalen, bestehend aus drei Parallelenscharen". Eine „Radiantentafel" oder eine „Strahlentafel" ist eine „Tafel mit Kurvenskalen, unter denen ein Strahlenbüschel". Eine „N-Tafel" oder eine „Z-Tafel" ist eine „Punktskalentafel mit drei geradlinigen, darunter zwei parallelen Skalenträgern". Eine „Menelaustafel" ist eine „Punktskalentafel mit drei geradlinigen, aber sonst beliebigen Skalenträgern und einer Geraden als Ablesekurve". Eine „Dreileitertafel" ist eine „Tafel mit drei Punktskalen und einer Geraden oder einem Kreis als Ablesekurve".

Das seither Gesagte bezieht sich in der Hauptsache auf Tafeln für Gleichungen mit drei Veränderlichen. Zu Gleichungen mit mehr als drei Veränderlichen kann man nur bei bestimmten Formen der Gleichung eine aus nur einem Teil bestehende Tafel herstellen; vielfach ist man gezwungen, die Tafel durch Einführung von einer oder mehreren neuen Veränderlichen in mehrere Teile zu zerlegen, von denen jeder eine selbständige Tafel vorstellt und von denen je zwei eine Skala gemeinsam haben. Eine zwei Tafelteilen gemeinsame oder zwei Tafelteile verbindende Skala kann man als „Verbindungsskala" bezeichnen; da eine solche Skala den Übergang von einem Tafelteil zum anderen vermittelt, so kann man sie auch „Übergangsskala" heißen.

Tafeln für Gleichungen mit vier und mehr Veränderlichen kann man je nach der Zahl der selbständigen Tafelteile als „einteilige Tafel", „zweiteilige Tafel" usw. bezeichnen; dabei kann man unter Umständen bei einer mehrteiligen Tafel eine „Haupttafel" und „Nebentafeln" unterscheiden. Bei Anwendung dieser Bezeichnungen werden dann solche wie „Tafel mit binären Skalen", „Tafel mit verdichteten Skalen", „Tafel mit Hilfsteilungen", „Mäandertafel", „Fluchtenrechteck" und andere überflüssig.

Tafeln, bei denen eine Skala oder zwei Skalen verschiebbar angeordnet sind, bezeichnet man am einfachsten als „Tafeln mit beweglichen Skalen".

2. Die zeichnerische Ausgestaltung von graphischen Rechentafeln.

Bis zu einem gewissen Grade ist die zeichnerische Ausgestaltung einer graphischen Rechentafel Geschmackssache, gewisse allgemeine Gesichtspunkte sollten aber dabei doch berücksichtigt werden; daß es notwendig ist, von solchen zu reden, beweisen die in den Handel gebrachten graphischen Rechentafeln, die in bezug auf ihre zeichnerische Ausgestaltung nicht alle als vorbildlich bezeichnet werden können.

Eine graphische Rechentafel soll übersichtlich sein, so daß man bequem mit ihr „rechnen" kann. Übersichtlichkeit ist erforderlich sowohl für das Eingehen in die Tafel auf Grund der gegebenen Größen als auch für das Ablesen der gesuchten Größe; beides muß einfach, rasch und sicher ausgeführt werden können.

Wenn man von der zeichnerischen Ausgestaltung der graphischen Rechentafeln spricht, so hat man zu unterscheiden, ob es sich um Tafeln mit Kurvenskalen oder solche mit Punktskalen handelt; dabei hat man bei beiden Tafelarten einzuteilen in einteilige und mehrteilige Tafeln. Außerdem hat man zu berücksichtigen, ob die Tafel vervielfältigt werden soll oder nicht.

Bei jeder Tafel sollte an passender Stelle der Zweck, für den sie bestimmt ist, angegeben sein; auch darf die Gleichung nicht fehlen, auf die die Tafel sich bezieht.

a) Tafeln mit Kurvenskalen.

Wenn die ganze Tafel übersichtlich sein soll, so muß zuvor jede einzelne Skala übersichtlich sein; man hat sich also zuerst zu überlegen, was bei der Zeichnung einer Kurvenskala hinsichtlich ihrer Übersichtlichkeit zu beachten ist.

Bei einer Kurvenskala darf der Abstand zwischen je zwei aufeinanderfolgenden Kurven nicht zu groß und nicht zu klein sein; er muß nach beiden Richtungen so sein, daß man zwischen den Kurven noch ablesen kann. Ein etwas zu großer Abstand schadet im allgemeinen weniger als ein zu kleiner; man kann sagen, daß der Abstand zwischen zwei Kurven nicht kleiner sein sollte als ungefähr zwei Millimeter. Mit Rücksicht auf die Bequemlichkeit bei der Durchführung der Zeichnung empfiehlt es sich, eine Tafel größer aufzuzeichnen als man sie tatsächlich braucht; die eigentliche, für den Gebrauch bestimmte Tafel erhält man dann durch eine photographische Verkleinerung; bei diesem sonst sehr empfehlenswerten Verfahren hat man aber besonders darauf zu achten, daß bei der fertigen Tafel die einzelnen Kurvenabstände nicht zu klein sind.

Liegt einer Kurvenskala ein ungleichmäßiger Maßstab — z. B. ein logarithmischer — zugrunde, so kann man nicht für die ganze Skala Kurven mit denselben Wertabständen der betreffenden Veränderlichen zeichnen; am besten zeichnet man dann Kurven in den Abständen eins zu eins und fünf zu fünf, und nur ausnahmsweise zwei zu zwei. Auf jeden Fall muß die Skala eben übersichtlich sein, sowohl für das Eingehen als für das Ablesen.

[3]) Neuerdings wird die Bezeichnung „Nomogramm" auch nur für Tafeln mit Punktskalen verwendet. Es empfiehlt sich dies nicht; ein Nomogramm ist ganz allgemein eine graphische Tafel und kann demnach eine Tafel mit Punktskalen oder eine Tafel mit Kurvenskalen oder eine Tafel mit Punkt- und Kurvenskalen sein.

Die Übersichtlichkeit einer Kurvenskala erfordert das Hervorheben einzelner Kurven — z. B. der mit fünf, zehn usw. bezifferten — durch Verwendung von verschiedenen Farben oder — mit Rücksicht auf die Vervielfältigung — durch Anwendung von verschiedenen Stricharten; in beiden Fällen hat man aber darauf zu achten, daß das Tafelbild nicht unruhig wird.

In bezug auf das Anschreiben von Zahlenwerten oder das Beziffern hat man zu beachten, daß man zu wenig oder zu viel Kurven beziffern kann; es sollten eben gerade so viel Ziffern angeschrieben werden als für den bequemen Gebrauch der Skala notwendig sind. Wichtig ist die Frage, wie man die einzelnen Ziffern anschreiben soll, unter, durch oder auf die betreffende Kurve; es ist dies natürlich abhängig vom Geschmack und von der Übung, in jedem Fall muß jede Ziffer so angeschrieben werden, daß es keinen Zweifel darüber gibt, auf welche Kurve sie sich bezieht und umgekehrt. Um Verwechslungen vorzubeugen, ist es wohl am sichersten, die Ziffern so anzuschreiben, daß sie von den Kurven durchschnitten werden; ein Aussparen der Kurven ist dabei nicht zu empfehlen und auch nicht erforderlich. Die Bezifferung einer ganzen Skala schreibt man entweder — wenn die Ausdehnung der Skala es erfordert, wiederholt — entlang einer ungefähr senkrecht zu den einzelnen Kurven der Skala verlaufenden Linie an, oder man schreibt sie zickzackförmig an, wobei man z. B. die auf o endigenden und die auf 5 endigenden Zahlen je übereinander setzt. Die Stellung der Ziffern ist bestimmt durch die Zunahme der Bezifferung.

Von Wichtigkeit ist auch die Form der Ziffern; am besten verwendet man Blockziffern, deren Größe und Stärke dem Abstand der Kurven anzupassen sind. Zeichnet man bei genügend großen Blockziffern nur die Randlinie in schwarzer Farbe, so kann man mit Rücksicht auf die Übersicht den Kern der Ziffer mit einer passenden Farbe ausfüllen.

Die Übersichtlichkeit einer Kurvenskala kann man vielfach dadurch erhöhen, daß man einzelne Flächenstreifen der Skala — z. B. die zwischen den mit o und 5, 10 und 15, 20 und 25 usw. bezifferten Kurven — durch Bemalen mit einem leichten Farbton versieht.

Bei einer einteiligen, im einfachsten Fall aus zwei zueinander senkrechten Parallelenscharen und einer Kurvenschar bestehenden Tafel hat man zu unterscheiden, ob die Tafel vervielfältigt werden soll oder nicht. Bei einer durch Vervielfältigung entstandenen, also ganz in schwarzer Farbe erscheinenden Tafel kann man die drei Skalen dadurch gegenseitig unterscheiden, daß man bei jeder mit einer anderen Farbe gewisse Flächenstreifen durch Bemalen hervorhebt; daß dabei ein gewisses System bei der Auswahl der zu bemalenden Streifen eingehalten werden sollte, ist selbstverständlich. Bei einer nicht für die Vervielfältigung bestimmten Tafel kann man jede der drei Skalen in einer anderen Farbe zeichnen; vielfach empfiehlt es sich, die beiden Parallelenscharen in schwarzer Farbe und nur die dritte Kurvenschar in einer anderen Farbe zu zeichnen.

Notwendig ist ein Wort über die Bezifferung einer aus zwei senkrechten Parallelenscharen und einer Kurvenschar bestehenden Tafel. Wenn möglich, legt man die Tafel so, daß die Bezifferung der Parallelen zur Ordinatenachse von links nach rechts und die der Parallelen zur Abszissenachse vom Beschauer aus weg, oder von unten nach oben zunimmt. Am besten bringt man die Bezifferung der Parallelen je doppelt, also unten und oben bzw. links und rechts, an; dabei schreibt man die Zahlen zweckmäßigerweise parallel zum unteren Papierrand; ist das letztere bei der Bezifferung der Parallelen zur Ordinatenachse bei mehrzifferigen Zahlen nicht möglich, so schreibt man die Ziffern parallel zur Ordinatenachse, aber so, daß sie der oben gemachten Annahme entsprechend von links her gesehen aufrecht stehen. Führt man die Bezifferung der beiden Parallelenscharen wie angedeutet, je an den beiden Rändern durch, so ergibt es sich von selbst, daß man die Bezifferung der Kurvenschar dort anbringt, wo sie hingehört, nämlich im Inneren der Tafel und nicht an dem Rand.

Bei einer aus mehreren Teilen bestehenden Tafel kann man bei z. B. zwei Teilen diese übereinander oder nebeneinander zeichnen. Ein Übereinanderzeichnen von zwei Tafelteilen bedeutet natürlich eine unter Umständen nicht unwesentliche Verringerung des Tafelumfangs; mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit zeichnet man die Tafelteile am besten nebeneinander. Ein Übereinanderzeichnen von zwei Tafelteilen ist nur dann zu empfehlen, wenn die beiden übereinanderfallenden Parallelenscharen vollständig, d. h. mit Ausnahme der Bezeichnung der Bezifferung, die man dann an verschiedenen Rändern anbringen kann, übereinstimmen.

Die Verbindungs- oder Übergangsskalen von zwei über- oder nebeneinander gezeichneten Tafelteilen zeichnet man — für den Fall, daß man sie überhaupt zeichnet (vgl. weiter unten) — am besten in Gestalt einer Schar von Parallelen mit überall gleichem Abstand; hebt man dabei z. B. je die fünfte und zehnte Parallele durch eine besondere Farbe oder eine andere Strichart hervor, so ist eine Bezifferung der Parallelen nicht erforderlich.

b) Tafeln mit Punktskalen.

Auch hier hat man zu beachten, daß die Übersichtlichkeit der ganzen Tafel eine entsprechende Behandlung der einzelnen Skala erfordert.

Wie bei der Kurvenskala müssen auch bei der Punktskala die zu zeichnenden Elemente so gewählt werden, daß man bequem zwischen ihnen eingehen oder ablesen kann. Der Abstand zwischen je zwei aufeinander folgenden Punkten darf nicht zu groß und nicht zu klein sein; als untere Grenze kann man auch hier ungefähr zwei Millimeter festhalten. Die Länge der die einzelnen Punkte bezeichnenden Striche richtet sich nach dem Abstand zwischen den einzelnen Punkten; je größer dieser Abstand ist, desto länger kann man die Striche machen; je kleiner der Abstand ist, desto kürzer sollte man die Striche machen. Je nach der Lage einer Skala zu den übrigen Skalen einer Tafel kann man die Striche auf beiden Seiten oder nur auf einer Seite des Trägers angeben. Mit Rücksicht auf die Übersichtlichkeit wird man einzelne Striche besonders hervorheben, z. B. kann man dies in der Weise tun, daß man gewisse Striche — von zehn zu zehn — länger zeichnet und andere — von fünf zu fünf — mit einem Punkt oder einem Kreuz versieht; ein Hervorheben einzelner Striche kann auch durch entsprechende Anordnung der Bezifferung erfolgen.

Auch bei der Bezifferung einer Punktskala darf man nicht übersehen, daß man zu viel und zu wenig Zahlenwerte anschreiben kann; beides ist für die Übersichtlichkeit schädlich. Die Zahlen schreibt man — je nach der Lage der Skala zum Tafelrand und der Zahl der Ziffern — entweder senkrecht oder parallel zum Skalenträger; in beiden Fällen setzt man jede Zahl am besten so, daß sie von ihrem zugehörigen Strich in der Mitte getroffen wird. In bezug auf die Form der Ziffern gilt das oben Gesagte.

Bei einer einteiligen Tafel kann man die einzelnen Skalen durch Verwendung von verschiedenen Farben unterscheiden; bei einer durch Vervielfältigung entstandenen Tafel erreicht man dies durch Bemalen.

Besteht eine Tafel aus mehreren Teilen, so kann man diese nebeneinander oder übereinander zeichnen; in beiden Fällen wird man die Übersichtlichkeit dadurch erhöhen, daß man die Skalen eines jeden Tafelteils mit einer anderen Farbe bemalt; die Verbindungsskalen bzw. deren Träger erhalten dann auf jeder Seite eine andere Farbe. Da man eine mehrteilige Tafel so benutzen kann, daß man bei den Verbindungsskalen die Skalen selber gar nicht braucht (vgl. unten), so zeichnet man von den Verbindungsskalen nur die Träger; will man den Übergang von einem Tafelteil zum andern durch Ablesen an der betreffenden Skala bewerkstelligen, so zeichnet man diese in jedem Fall als gleichmäßige Skala, bei der also die aufeinanderfolgenden Striche überall denselben Abstand haben.

3. Der Gebrauch von graphischen Rechentafeln.

Man hat hier ebenfalls zu unterscheiden zwischen Tafeln mit Kurvenskalen und solchen mit Punktskalen.

a) Tafeln mit Kurvenskalen.

Bei einer Tafel mit Kurvenskalen ist jede Ablesung bestimmt durch einen Punkt; man bezeichnet diesen entweder durch ein auf der Unterseite eines durchsichtigen Stoffes angegebenes Kreuz oder mit der Spitze eines Bleistiftes oder am besten mit Hilfe einer Nadel, die man an der betreffenden Stelle der Tafel feststeckt[4]). Besitzt eine Tafel zwei zueinander senkrechte Parallelenscharen, so kann man bei ihr in einfacher Weise mit dem Stechzirkel „rechnen"; dies bietet dann den Vorteil, daß man nur einige Hauptlinien der beiden Parallelenscharen zeichnen muß, die Zwischenlinien braucht man nur am Rand anzudeuten.

Eine Tafel mit drei Kurvenskalen wird wesentlich übersichtlicher, wenn man eine der drei Skalen gar nicht zeichnen muß; dies ist möglich für den Fall, daß eine Skala eine Parallelenschar oder ein Strahlenbüschel oder eine Kreisschar ist. Ist die nicht gezeichnete Skala eine Parallelenschar, so braucht man an deren Stelle eine auf einem reißschienenartig geführten Lineal aus durchsichtigem Stoff angegebene Punktskala. An Stelle eines nicht gezeichneten Strahlenbüschels kann man ein um einen Punkt drehbares Lineal aus durchsichtigem Stoff benutzen[5]), das mit Hilfe einer am Tafelrand angegebenen Punktskala eingestellt wird. Ist bei einer Tafel mit einem Strahlenbüschel die zweite Skala eine Kreisschar mit dem Mittelpunkt im Schnittpunkt des Strahlenbüschels, so kann man auch die Kreisschar in der Tafel weglassen, wenn man ihre Halbmesserskala auf dem drehbaren Lineal angibt; eine solche Tafel enthält also dann nur eine Kurvenschar. Besonders bequem und scharf gestalten sich die Ablesungen für den Fall, daß die nichtgezeichnete Skala eine Kreisschar ist; gibt man von dieser je nach Bedarf eine Halbmesserskala — bei mittelpunktgleichen Kreisen — oder eine Mittelpunktskala — bei Kreisen durch denselben Punkt — an, so „rechnet" man mit Hilfe des Stechzirkels.

Ist die Verbindungsskala bei einer zweiteiligen Tafel eine Parallelenschar, so ist es nicht nötig, daß man diese zeichnet; läßt man sie weg, so „rechnet" man mit dem Stechzirkel. Ein derartiger Übergang von einem Tafelteil zum anderen ist bequemer und genauer als wenn man mit Hilfe von gezeichneten Parallelen übergeht; er geschieht in der Weise, daß man nach Aufsuchung des betreffenden Punktes in dem einen Tafelteil den Abstand dieses Punktes von dem in Frage kommenden — z. B. unteren — Tafelrande mit dem Stechzirkel abgreift und auf Grund dieses Abstandes mittels des Stechzirkels in den anderen Tafelteil eingeht.

b) Tafeln mit Punktskalen.

In bezug auf die Bequemlichkeit und die Schärfe ist der Kreis die beste Ablesekurve; Voraussetzung ist aber, daß der Wert der auf die Mittelpunktskala sich beziehenden Veränderlichen gegeben ist. Hat man einen Kreis als Ablesekurve, so „rechnet" man mit Hilfe des Stechzirkels. Ist die Ablesekurve eine Gerade, so benutzt man als solche entweder einen Faden oder eine auf der Unterseite eines durchsichtigen Stoffes angegebene Gerade[6]). Man kann die jeweilige Lage der Ablesegeraden auch mit der Kante eines gewöhnlichen Lineals herstellen, dann muß man aber die durch die gegebenen Werte bestimmten Skalenpunkte durch eingesteckte Nadeln bezeichnen, an denen man die Linealkante anschlagen kann; auch der gesuchte Punkt der dritten Skala wird dann mit einer an die Linealkante gesteckten Nadel bezeichnet.

Es wurden auch schon besondere mechanische Vorrichtungen für die Ablesegerade angegeben; es sind aber solche kaum erforderlich.

Es wurde oben darauf hingewiesen, daß man bei einer zweiteiligen Tafel von der Verbindungsskala die Skala selbst nicht, sondern nur ihren Träger braucht; der Gebrauch einer solchen Tafel geschieht dann für den Fall, daß die Ablesekurve eine Gerade und daß z. B. die Werte von x_1, x_2 und x_3 gegeben sind und der Wert von x_4 gesucht ist, folgendermaßen: Man steckt in den durch die gegebenen Werte von x_1, x_2 und x_3 bestimmten Punkten P_1, P_2 und P_3 je eine Nadel und schlägt die Linealkante an die in P_1 und P_2 steckenden Nadeln an; steckt man nun im Schnittpunkt P der Linealkante mit dem Träger der Verbindungsskala eine Nadel, so kann man die Linealkante an die Nadeln in P und P_3 anschlagen, und kann sodann eine Nadel in den gesuchten Punkt P_4 der x_4-Skala stecken und den entsprechenden Wert von x_4 ablesen.

[4]) Eine derartige Verwendung einer Nadel erfordert allerdings, daß man die Tafel von Zeit zu Zeit durch eine neue ersetzt; dies spielt aber mit Rücksicht darauf keine große Rolle, daß die meisten der für den Gebrauch bestimmten Tafeln durch Vervielfältigen entstehen.

[5]) An Stelle dieses drehbaren Lineals kann man auch einen Faden verwenden, doch ist dies weniger bequem.

[6]) Die Kante eines Lineals aus durchsichtigem Stoff empfiehlt sich mit Rücksicht auf den Schlagschatten nicht.

KONSTRUKTION UND BERECHNUNG EINES GRÖSSEREN STAUDAMMES.

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Für eine Großwasserkraftanlage im südlichen Schwarzwald entwarf ich einen 33 m hohen Staudamm, dessen Querschnitt in Abb. 1 wiedergegeben ist. Eine Besonderheit dieses Dammes bildet der doppelwandige Kern, der aber nicht nach dem Amburgenschen Vorschlag aus bewehrten Platten, sondern aus aneinandergereihten Zellengewölben besteht (siehe Abb. 1 a). Der große Vorteil dieser hohlen Kernmauer liegt auf der Hand. Durch sie wird der luftseitige Teil des Dammes dauernd jeder Wassereinwirkung entzogen und trocken gehalten. Außerdem ist eine wertvolle jederzeitige Kontrolle über den Dichtigkeitszustand des wasserseitigen Teiles ermöglicht. Diesem Betonhohlkern ist noch eine Tonschicht vorgesetzt, die in der Hauptsache die Abdichtung zu übernehmen hat. Die Gewölbeausbildung des Kernes wurde gewählt, weil hierdurch eine Bewehrung entbehrlich ist, deren Sicherheit in dem durchfeuchteten

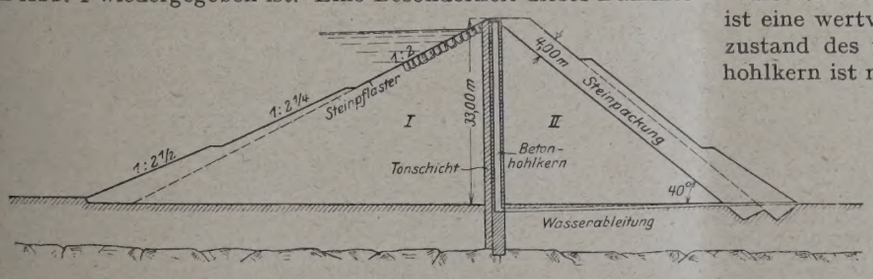


Abb. 1. Dammquerschnitt (gestrichelt: der Berechnung zugrunde gelegt).

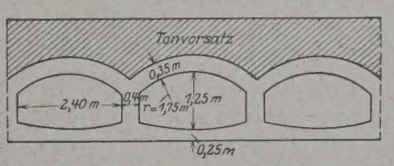


Abb. 1a. Querschnitt durch den Betonhohlkern.

Damm auf die Dauer doch recht zweifelhaft erscheint, und weil die durch das unvermeidliche Arbeiten des Dammes zu befürchtenden vertikalen Risse sich durch die Gewölbewirkung automatisch schließen. Ihre vollständige Dichtung sowie auch die der horizontalen Risse übernimmt die Tonschicht. Der wasserseitige Teil des Dammes ist eigentlich mehr eine Art von Ballast; er braucht weder dicht zu sein, für die Dichtigkeit kommt der Kern voll und ganz auf, noch braucht er Wasserdruck aufzunehmen, hierfür ist der trocken gehaltene luftseitige Teil da; er soll lediglich nach der Wasserseite zu einen Schutz für den Kern darstellen. Kleinere Absackungen oder Bewegungen in ihm sind weiter nicht schädlich. Es ist sogar vorteilhaft, ihn nicht noch besonders zu dichten, weil er dann bei absinkendem Wasserspiegel seinen Wasserinhalt leicht wieder abgibt. Wäre er besonders gedichtet, wie es gewöhnlich geschieht, so würde er seinen Wasserinhalt lange festhalten, und bei abgesenktem Wasserspiegel würden die unteren wasserseitigen Schichten unter einem viel höheren, von innen heraus wirkenden Wasserdruck stehen, der zu Auswaschungen und Zerstörungen Anlaß geben könnte.

Die Funktionen der einzelnen Teile des Dammes sind also klar voneinander geschieden. Teil I dient zum Schutz von der Wasserseite her, der Kern kommt ganz für die Dichtung auf, Teil II hat den gesamten Druck aufzunehmen.

Während man bei den gewöhnlichen wasserdurchsetzten Dämmen wenig Aussicht hat, eine vertrauenerweckende statische Berechnung aufstellen zu können, und die Standsicherheit fast nur nach dem Gefühl und nach ausgeführten Beispielen beurteilt werden kann — die Mehrzahl der Dämme scheint mir reichlich überdimensioniert —, kann hier auf den vor Durchfeuchtung geschützten, den Druck aufnehmenden Teil II die Erddrucktheorie mit voller Berechtigung Anwendung finden und die Standsicherheit rechnerisch nachgewiesen werden.

Zur Untersuchung benutzte ich die geometrische Erddrucktheorie von Engesser (Zeitschrift für Bauwesen 1880), die vor den andern eine außerordentliche Anschaulichkeit voraus hat, leider jedoch noch viel zu wenig bekannt und gewürdigt ist, Sie sei hier in ihren Grundgedanken an Hand der Abb. 2 u. 3 kurz erläutert. Durch einen Punkt O (Abb. 2) des unbegrenzten Erdkörpers denkt man sich senkrecht zur Bildebene eine Reihe von Ebenen gelegt, durch die der Erdkörper in ebenso viele

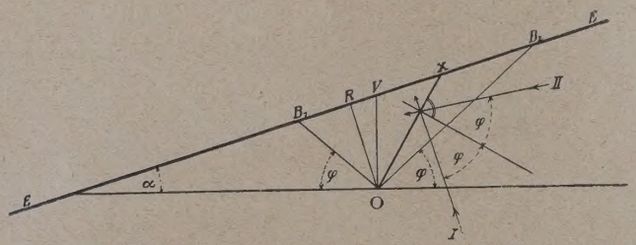


Abb. 2. Prinzip der Engesserschen Erddrucktheorie.

nebeneinanderliegende Keile unterteilt wird. Diese Keile kann man sich starr vorstellen. Sie üben in den Fugen aufeinander Druckkräfte aus, und jeder von den unendlich vielen im Gleichgewicht möglichen Spannungszuständen des Systems ist dadurch charakterisiert, daß die Druckkraft an jeder Fuge innerhalb des „Reibungskegels" bleibt, d. h. sie darf von der Normalen zur Fuge höchstens um einen Winkel nach rechts oder links abweichen, der gleich dem Reibungs- bzw. Böschungswinkel des Materials ist. Klappt man nun die Figur EOE um und legt sie so, daß die Linie EE in die Vertikale kommt (Abb. 3), so können die auf EE liegenden Abschnitte in anderem Maßstabe als Gewichte der Keile angesehen werden. Graphisch läßt sich nun ein Spannungszustand durch die von einem Pole nach diesen Gewichten gezogenen Strahlen aufzeichnen, die Strahlen stellen dabei die zwischen den Fugen wirkenden Druckkräfte dar. Zeichnet man nun die Grenzlagen der Druckkraft für jede Fuge ein (die Konstruktion nach Engesser ist bei Abb. 3 angegeben), so umhüllen sie zwei Parabeln I u. II. Liegt der Pol innerhalb des von diesen beiden Parabeln eingeschlossenen Gebietes SS_1, so tritt die Druckkraft an keiner Fuge aus dem Reibungskegel heraus. Alle möglichen Gleichgewichtszustände des

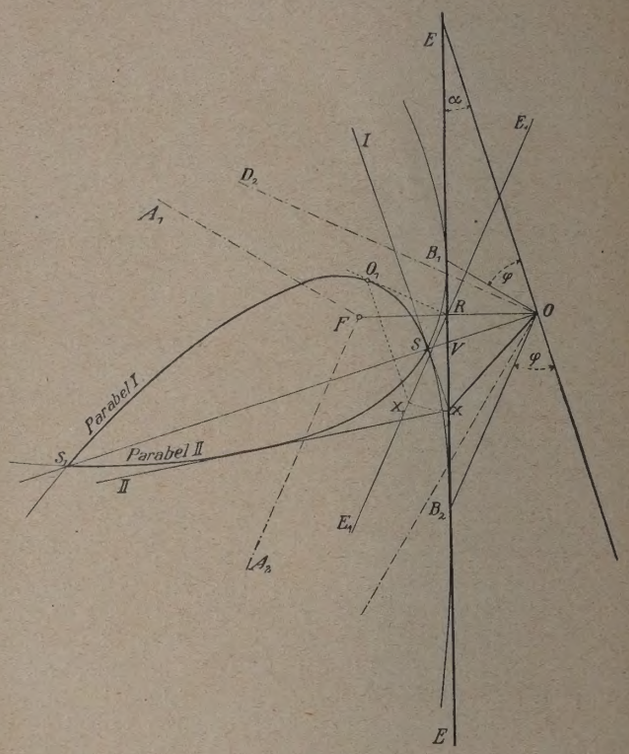


Abb. 3.

Konstruktion der Tangente x—I
$E_1E_1 \parallel OB_2$
$RO_1 \perp E_1E_1 = RO$
$Rx_1 = Rx$
$Ix \parallel O_1x_1$

Brennpunkt F
$FR = RO \perp EE$
Durchmesser
$FA_2 \parallel OB_2$
Leitlinie OD_2 durch O

Keilsystems bzw. des Erdkörpers sind also durch die Lage des Poles innerhalb des Gebietes SS_1 charakterisiert. Die kleinste Druckkraft, den sogen. aktiven Erddruck, erhält man für den Punkt S, die größte noch mögliche, den sogenannten passiven Erddruck, für den Punkt S_1. Die beiden Parabeln haben einen gemeinsamen Brennpunkt F, der das Spiegelbild von O in bezug auf EE darstellt. Die beiden Achsen FA_1 und FA_2 sind den umgeklappten Böschungswinkeln OB_1 und OB_2 parallel. Die Leitlinien laufen durch den Punkt O, damit sind die beiden Parabeln bestimmt[1]). Bezüglich des weiteren Ausbaues der

[1]) Aus Abb. 3 läßt sich für den aktiven bzw. passiven Erddruck in der vertikalen Fuge OV folgender Ausdruck herleiten:

$$e = \begin{Bmatrix} VS \\ VS_1 \end{Bmatrix} = r^2\gamma \frac{\cos\alpha}{\cos^2\varphi}\left[1 - \frac{1}{2}\left(\frac{\cos\varphi}{\cos\alpha}\right)^2 \mp \sqrt{1-\left(\frac{\cos\varphi}{\cos\alpha}\right)^2}\right]$$

r ist hier gleich OR, dem Abstand des Punktes O von der Geländeoberfläche.
Für horizontale Erdoberfläche ($\alpha = 0$) ergibt sich der einfache Ausdruck:

$$e = \frac{r^2\gamma}{2}\left(\frac{1-\sin\varphi}{1+\sin\varphi}\right)$$

für den aktiven und

$$e = \frac{r^2\gamma}{2}\left(\frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi}\right)$$

für den passiven Erddruck, während man für die größtmögliche Böschung ($\alpha = \varphi$)

$$e = \frac{r^2\gamma}{2\cos\varphi}$$

erhält. Die horizontale Komponente ist für diesen Fall bei jedem Böschungswinkel gleich

$$e_h = \frac{r^2\gamma}{2}.$$

Theorie sei auf die klassisch schöne Engessersche Originalabhandlung verwiesen.

Der Damm muß nun statisch folgenden Bedingungen gegenügen. Bei vollem Becken muß der luftseitige Teil II dem Wasserdruck und dem Erddruck des wasserseitigen Teiles Widerstand leisten können. Der passive Erddruck von II muß also größer sein, als der Wasserdruck plus dem aktiven Erddruck von I. Bei abgesenktem Seespiegel muß andererseits der wasserseitige Teil I den Erddruck des luftseitigen Teiles II aufnehmen können, der passive Erddruck von I muß also wiederum größer sein als der aktive von II. Die letzte Forderung hat nur wenig praktische Bedeutung, da geringe wasserseitige Bewegungen doch für die Standsicherheit kaum von Belang sind. Sie läßt sich auch bei dem durchnäßten Material mit der Erddrucktheorie nicht so einwandfrei entscheiden wie die maßgebende Standfestigkeit von Teil II. Bei vollem Becken wirkt von I nach II, wie schon erwähnt, Wasserdruck und Erddruck zusammen. Je nach dem Abdichtungsgrad des Dammes kann die Wirkung verschieden sein. Die höchstmögliche erhält man jedenfalls, wenn man auf den Kern den gesamten Wasserdruck, den Erddruck des Erdkörpers jedoch nur mit dem im Wasser verbleibenden Raumgewicht des Schüttmaterials in Rechnung setzt.

Die Untersuchung sei zuerst an Teil I durchgeführt. Abb. 4 stellt ihn in vereinfachter Form dar, die Verbreiterung des Fußes mit den flacheren Böschungen ist vernachlässigt. Für das durchfeuchtete Material ist der Reibungswinkel jedenfalls gering. Der kleinste, mit dem die Untersuchung nach der einfachen Erddrucktheorie sich noch ermöglichen läßt, ist gleich dem Böschungswinkel des Materials 1 : 2. Außer für diesen ist dann des Vergleiches halber die Untersuchung noch für den etwas größeren von 30° durchgeführt.

In Abb. 5 ist Teil I umgeklappt, so daß die Lotrechte wieder die Gewichte der Erddruckkeile darstellt, und die Parabeln sind aufgezeichnet. Für den Reibungswinkel 1 : 2 zieht sich hierbei die eine Parabel in eine Gerade zusammen. Da der Erdkörper durch die lotrechte Kernmauer und die Horizontale abgegrenzt wird, kommen nur die Teile der Parabeln als Abgrenzung des Gleichgewichtsgebietes in Betracht, die den Fugen im wirklichen Dammkörper entsprechen und außerdem noch die Tangenten, die die Reibungskegel für die lotrechte und wagerechte Fuge begrenzen[2]). Das Gleichgewichtsgebiet für einen Böschungswinkel von 30° ist also abgegrenzt durch die Tangente von B_1 bis b_1, durch die Parabel von b_1 bis b_2, durch die Tangente von b_2 bis B_2, weiter durch die Tangente von B_2 bis B_3, dann noch von der Parabel von B_2 bis B_1.

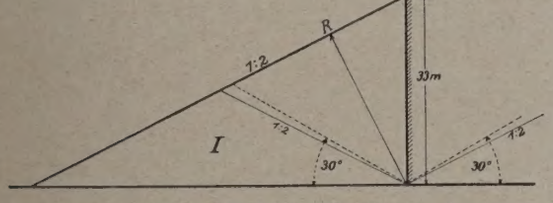
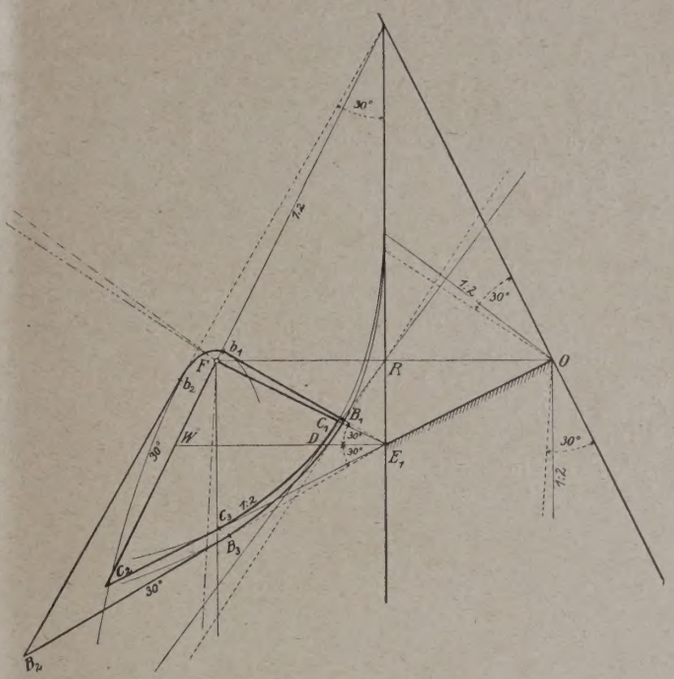


Abb. 4. Teil I schematisch.

Entsprechend ergibt sich für das Gleichgewichtsgebiet bei einem Reibungswinkel 1 : 2 die Figur $C_1FC_2C_3C_1$. Man sieht also, wie bei kleinerem Reibungswinkel der aktive Erddruck etwas zunimmt, der passive dagegen sehr stark nachläßt, also nach jeder Hinsicht für die oben genannten Standfestigkeitsbedingungen ungünstigere Verhältnisse eintreten. Die Reibung an der feuchten Tonwand kann gleich Null gesetzt, der Druck also senkrecht zur Wand angenommen werden. Für den Materialreibungswinkel 1 : 2 wird also der aktive Erddruck durch E_1D, der passive durch E_1W dargestellt.



Maßstab

10 5 0 10 20 30 40 50m

Abb. 5. Statische Untersuchung von Teil I.

Bei vollem Stau wirkt nun von Teil I auf II

1. der Wasserdruck $\frac{33^2}{2}\,1 = 545$ t/m
2. der Erddruck $E_1D\ \frac{11 \cdot 29{,}5 \cdot 0{,}8}{2} = 130$ t/m

im ganzen also 675 t/m

Hierbei ist für das Raumgewicht der Dammerde 1,8 t/m³, also für das unter Wasser verbleibende Raumgewicht 0,8 t/m³ angenommen.

Bei leerem Becken beträgt der passive Erddruck

$$E_1W = \frac{37 \cdot 20{,}5 \cdot 1{,}8}{2} = 980 \text{ t/m}.$$

In der Abb. 6 ist der Teil II des Dammkörpers auch wieder in vereinfachter Form unter Vernachlässigung der Verbreiterung des Fußes dargestellt. Die Erde ist unter einem Winkel von 40° abgeböscht, also unter der Annahme eines Reibungswinkels von 30° allein nicht mehr standsicher. Zur Befestigung und Erhöhung des Widerstandes liegt auf der Böschung eine Steinpackung von 4 m Stärke. Das Zusammenwirken von Erde und Steinauflast kann nun nach der einfachen Erddrucktheorie nicht mehr behandelt werden. Die Engessersche Konstruktion läßt sich jedoch für diesen Fall in folgender Weise erweitern: Die Erdlinie ist E_1E_2, die Druckkräfte in den Fugen haben nun nicht mehr dem Gewicht des Keiles OXX_1 allein das Gleichgewicht

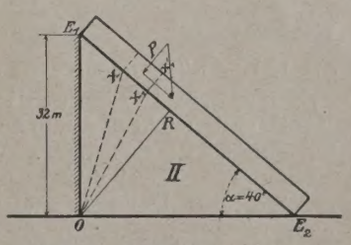


Abb. 6. Teil II schematisch.

[2]) Man kann auch den Fugenschnittpunkt O höher annehmen und würde dabei den Druck auf einen etwa oberhalb eines horizontalen Risses gelegenen Teil des Kernes erhalten. Die Gleichgewichtsgebiete verschieben sich, die Anteile der Parabeln daran werden entsprechend größer, die eine Grenztangente nimmt je nach den Annahmen eine andere Lage ein. Die Verhältnisse sind leicht zu übersehen. Eine praktische Verfolgung der Änderung der Erddruckgrößen hat wenig Zweck, da eine ganz ähnliche, diese ziemlich aufhebende Änderung für Teil II mit Hand in Hand geht.

zu halten, sondern dem Keilgewicht, vermehrt um die an der Fläche XX_1 von der Steinlast auf den Keil wirkenden Kraft. Diese Kraft (P) sei senkrecht zu XX_1 angenommen. Klappt man nun die Figur E_1E_2 um und legt E_1E_2 in die Lotrechte (Abb. 7), so kann E_1E_2 wieder als Kraftlinie für die Keilgewichte aufgefaßt werden. An das Gewicht E_1E_2 des Erdkörpers reiht sich die auf E_1E_2 senkrecht wirkende Kraft E_2E_2''. Die geradlinige Verbindung E_1E_2'' tritt nun an Stelle der früheren lotrechten Kraftlinie (unter der Voraussetzung, daß wie in der Figur E_1E_2 eine gleichmäßige Belastung auf die Längeneinheit trägt)[3]. Der Punkt X'' entspricht der Fuge OX; er liegt auf einer durch X gehenden Parallelen zur Richtung der Kraft P in Abb. 6, also auch parallel zu E_2E_2''. Zwei Gerade durch X'', die von der Fugennormalen um den Reibungswinkel nach rechts und links abweichen, bilden die Grenze für die Lage der Druckkraft in der Fuge OX. Diese Geraden umhüllen wieder zwei Parabeln, ähnlich wie in Abb. 3. Die Konstruktion der Tangenten ist die gleiche. $E_1'E_2'$ parallel OB_1, RO' senkrecht auf $E_1'E_2'$, $RO' = RO$, $RX' = RX$ und die Tangente X''T parallel zu X'O'.

Die Parabeln haben wieder einen gemeinsamen Brennpunkt F. Er liegt auf der durch R'' gehenden zu E_1E_2'' Senkrechten,

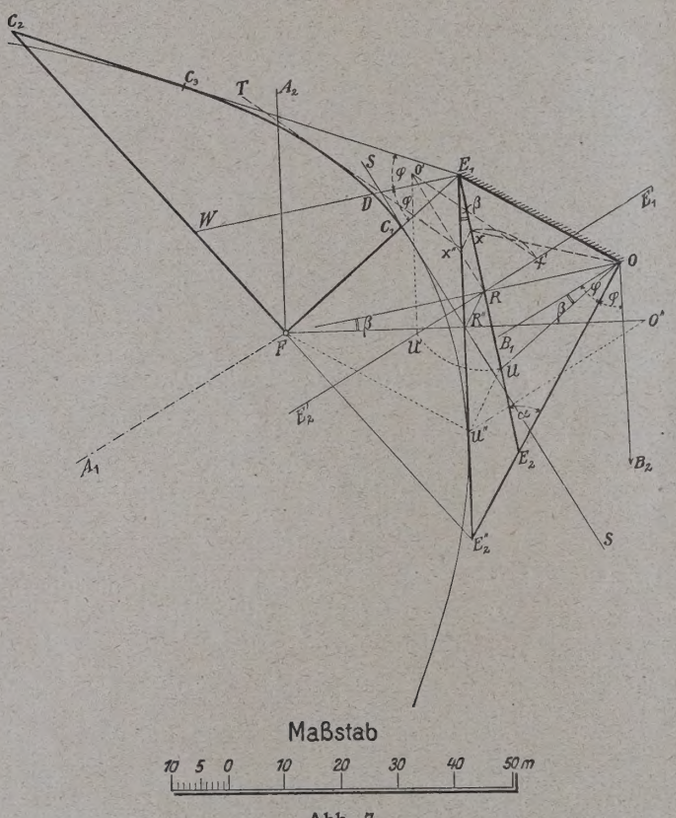


Abb. 7.

Statische Untersuchung von Teil II.

die Länge R''F findet man aus OR auf dieselbe Weise wie E_1X'' aus E_1X. Der Beweis ist folgender: Nach oben genannter Konstruktion geht die zum Durchmesser FA_1 normale Scheiteltangente SS durch R''. Da E_1E_2'' eine Tangente ist, liegt der Brennpunkt F auf der in R'' auf E_1E_2'' errichteten Senkrechten. Aus dem Berührungspunkt U'' findet man F, indem man R''F mit dem Durchmesser durch U'' schneidet (O'') und R''F gleich R''O'' macht. U'' selbst wird durch O'U' parallel zu E_1E_2'', RU gleich RU', UU'' parallel E_2E_2'' gefunden. Es ist Winkel R''O''U'' gleich Winkel ROU, daher Dreieck FR''U'' ähnlich Dreieck ORU, und es verhält sich FR'' zu OR wie E_1E_2'' zu E_1E_2.

Wenn die Lastlinie E_1E_2'' der natürlichen Böschungslinie OB_2 (Abb. 7) parallel verläuft, zieht sich die eine Parabel wieder in die Achse FA_2 zusammen. In diesem Fall ist $\sphericalangle \beta = \alpha - \varphi$ und

$$E_2E_2'' = E_1E_2 \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi},$$

und die Längeneinheit der Böschung E_1E_2 in Abb. 6 trägt die Belastung:

$$P = \frac{r\gamma}{2} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi}.$$

Die Druckkraft befindet sich für sämtliche Fugen des Erdkörpers in der Grenzlage. Kleiner darf die Belastung bei der gewählten Böschung nicht sein, weil sonst kein Gleichgewicht mehr vorhanden ist. An der Figur zeigt sich das darin, daß die Parabel FA_2 „umschlägt", die Leitlinien beider Parabeln laufen auf derselben Seite von F, man findet dann kein Gleichgewichtsgebiet für alle Fugen mehr, im Erdkörper treten Rutschungen auf. Der obige Ausdruck für P stellt die für Stabilität notwendige Belastung dar, sie ist für $\alpha = \varphi$ natürlich gleich Null und wächst mit der zunehmenden Erdböschung.

Zunächst liegt es nahe, für P einfach die zu E_1E_2 normale Komponente der Auflast (Abb. 6) einzusetzen. Untersucht man unter dieser Annahme nun, für welche Erdböschung α der Gesamtmassenaufwand von Erde plus Auflast ein Minimum wird, so findet man auffallenderweise, daß dieser Gesamtaufwand für alle α gleich ist[4]).

Eine Steinpackung würde also einen Massengewinn nicht bringen. Sie wirkt jedoch nicht nur wie eine zusammenhanglose Masse, wie in dieser Auffassung stillschweigend inbegriffen liegt, sondern einem Abschieben längs einer Fuge OX_1X_1', wie es der hier in Frage kommende passive Erddruck voraussetzt, widersetzt sich nicht nur die Gewichtskomponente der auf E_1X_1 liegenden Last, sondern diesem wirken in der Fuge X_1X_1' noch Scher- und Reibungskräfte entgegen. Wenn man diese mit berücksichtigt, kommt eine geringe Massenersparnis durch die Steinpackung auch rechnerisch zum Ausdruck. Man kann so für P setzen:

$$P = G(\cos \alpha + \varrho \sin \alpha),$$

wenn G das Gewicht der Auflast, ganz oder nur bis zu einer beliebigen Fuge gerechnet, und ϱ den Reibungskoeffizienten bedeutet. Mit dieser Berücksichtigung der Reibung erhält man für die notwendige Tiefe X_1X_1', (Abb. 6) der Auflast den Ausdruck

$$t = \frac{h}{2} \cdot \frac{\gamma_e}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{1 + \varrho \operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{\sin(\alpha - \varphi)}{\sin \varphi}$$

wo γ_e, γ_s die Raumgewichte von Erdschüttung bzw. Steinpackung und h die Höhe der Kernmauer OE_1 bedeuten. Der Faktor $\frac{1}{1 + \varrho \operatorname{tg} \alpha}$ gibt an, um wieviel die Steinpackung bei dieser Mitwirkung der Reibung verkleinert werden kann. Der Sicherheit halber nahm ich den Reibungsbeiwert nur zu 0,3 an, dann ergibt sich bei $\gamma_e = 1{,}8$, $\gamma_s = 2{,}0$ ein t von 4 m.

Nun darf die Auflast, wenn sie auch über die (beliebige) Fuge X_1X_1' nicht gleitet, auch nicht um X_1' gekippt werden; dadurch wird unterhalb einer leicht zu bestimmenden Tiefe eine Verstärkung der Steinpackung notwendig, am einfachsten gleich auf das bei Vernachlässigung der Reibung erforderliche Maß, bei dem also die Gewichtskomponente der Auflast allein

[3]) Ist die Belastung nicht mehr gleichmäßig, sondern etwa von oben nach unten zunehmend, so tritt an Stelle der Geraden E_1E_2'' eine je nach der Änderung der Belastung leicht zu konstruierende Kurve. Die das Gleichgewichtsgebiet begrenzenden Kurven sind aber dann keine Parabeln mehr, sondern Kurven höherer Ordnung.

[4]) Wenn man der Einfachheit halber das Raumgewicht der Auflast gleich dem Raumgewicht der Schüttung annimmt. Bei verschiedenem Raumgewicht gilt derselbe Satz, wenn nicht „Raummassen", sondern „Gewichtsmassen" verglichen werden. Der gesamte Gewichtsaufwand bleibt also für alle α gleich.

für die Stabilität ausreicht (siehe Abb. 1). Einer Verbreiterung nach unten, die praktisch gewiß am Platze ist, ist also auch theoretisch nicht mehr auszuweichen.

So verliert sich also der durch die Steinauflast erhoffte Massengewinn gegenüber einem mit dem natürlichen Böschungswinkel geschütteten Damm beinahe zu nichts. Die Kosten werden erhöht, auch wenn die Lagerung in der einfachsten Weise ausgeführt wird — es genügt, grobe Geröllstücke roh aufeinander oder in Erde zu setzen —. Gleichwohl hat diese feste Steindecke doch manche konstruktive und statische Vorteile, die, wenn geeignetes Material vorhanden ist, ihre Anwendung empfehlen. Sie bietet einen sehr wünschenswerten und wirksamen Schutz bei etwaigen Überspülungen, ferner vermindert sie bei den mit Hochwässern verbundenen schweren Regengüssen die Angriffskraft der Niederschläge, außerdem erhöht sie den Widerstand bzw. passiven Erddruck des Dammes nicht unbeträchtlich.

Diese Verfestigung, die zunächst gefühlsmäßig ganz gewiß vorhanden ist, läßt sich auch rechnerisch nachweisen. Bei der hier vorausgesetzten gerade notwendigen Auflast wird das Gleichgewichtsgebiet durch $C_1FC_2C_3C_1$ begrenzt, und der Erdwiderstand ist E_1C_2, wenn man den Reibungswinkel an der Wand ebenfalls gleich φ annimmt. Der Erddruck hat in diesem Falle eine beträchtliche lotrechte Komponente. Die Tonschicht kann diese nicht übertragen, sie wirkt also nur auf den Betonkern in der Art, daß sie ihn von seiner Gründung abzuheben sucht. Wenn der Betonkern infolge der Dammbewegung horizontale Risse erhalten hat, wird sich diese lotrechte Komponente überhaupt kaum ausbilden können, man sieht deshalb in der Rechnung zweckmäßigerweise ganz von ihr ab und erhält dann den Widerstand durch E_1W (Abb. 7) dargestellt. Hierbei ist aber nicht zu vergessen, daß er in Wirklichkeit 20—50% größer sein wird.

Nun ist $\sphericalangle E_1E_2''W$ gleich $\sphericalangle E_1E_2O$ gleich α, denn die Dreiecke $FR''E_2''$ und ORE_2 sind nach der Konstruktion rechtwinklig und ähnlich, weil sich $FR'' : OR$ wie $R''E_2'' : ER_2$ wie $E_1E_2'' : E_1E_2$ verhält. E_1W steht senkrecht auf E_1E_2. Es ist also

$$E_1W = E_1E_2'' \frac{\sin \alpha}{\sin (\alpha + [90° - \beta])} = E_1E_2'' \frac{\sin \alpha}{\cos \varphi}$$

da $\beta = \alpha - \varphi$ ist (E_1E_2'' parallel OB_2 vorausgesetzt). E_1O sei mit h, der Dammhöhe bezeichnet, dann ist also, wenn man die obigen Ausdrücke zusammenfaßt,

$$E_1W = h \frac{\sin \alpha}{\sin \varphi \cos \varphi}$$

und der passive Erddruck also

$$e_w = E_1W \frac{r\gamma}{2} = \frac{h^2\gamma}{2} \cdot \frac{\sin 2\alpha}{\sin 2\varphi}$$

Der Faktor $\frac{\sin 2\alpha}{\sin 2\varphi}$ gibt also die Vergrößerung des Widerstandes durch die Steinauflast an. Sie ist bei dem Böschungswinkel $\alpha = 45°$ ein Maximum und um so größer, j ekleiner φ ist, je mehr also das Material zum Gleiten neigt. Für die vorliegenden Verhältnisse ($\alpha = 40°$, $\varphi = 30°$) beträgt die rechnerische Vergrößerung des Widerstandes allerdings nur 14%. Sie ist in Wirklichkeit jedoch bedeutend größer.

Die vorhergehende Ableitung gilt bei der vorhandenen gerade notwendigen Auflast, bei der die eine Parabel sich auf die Achse FA_2 (Abb. 7) zusammenzieht. Vergrößert man aus Sicherheitsgründen die Auflast, so wächst selbstverständlich der Widerstand, das Gleichgewichtsgebiet vergrößert sich in ähnlicher Weise, wie in Abb. 5. Doch scheint es mir zweckmäßiger, den Materialreibungswinkel φ recht vorsichtig anzunehmen und dann nur die für diesen gerade notwendige Auflast aufzubringen.

Die Abb. 7, die, wie gesagt, für die geringst notwendige und auf die ganze Länge der Böschung gleichmäßig verteilte Auflast gilt, ergibt nun für den passiven Erddruck:

$$E_1W = 48 \frac{24{,}4 \cdot 1{,}8}{2} = 1050 \text{ t/m},$$

den aktiven Erddruck:

$$E_1D = 16 \frac{24{,}4 \cdot 1{,}8}{2} = 350 \text{ t/m}.$$

Nach den früheren an Abb. 5 gewonnenen Ergebnissen war der größte Druck von I auf II bei vollem Stau 675 t/m, demgegenüber steht nun ein größtmöglicher Widerstand von 1050 t/m. Es ist also theoretisch eine 1,5fache Sicherheit vorhanden. Auch bei leerem Becken wird nach der Theorie kein Abrutschen nach der Seeseite zu befürchten sein, da dem Druck von II mit 350 t/m ein größtmöglicher Widerstand von 980 t/m gegenübersteht.

Teil II ist für die Standfestigkeit fast allein maßgebend. Auf ihn kann die Erddrucktheorie mit voller Berechtigung anwendung finden, da er aus trockenem Material besteht und durch die doppelwandige Kernmauer dauernd vor Durchfeuchtung geschützt ist. Die errechnete Sicherheit von 1,5 wird in Wirklichkeit noch bedeutend übertroffen, da der praktische Querschnitt weit über den theoretischen hinausreicht, außerdem die Verfestigung der Erde durch Stampfen nicht berücksichtigt ist und auch sonst noch ungünstige Annahmen gemacht sind. Die wirkliche Sicherheit wird also der einer Gewichtsmauer gegen Umkippen zum mindesten gleichkommen.

Es mag noch erwähnt werden, daß über die Ausführung des Dammes noch keine Entscheidung getroffen ist. Er steht als Abschluß eines Staubeckens allererster Größe noch in Wettbewerb mit einer zuerst entworfenen Gewichtsstaumauer, der gegenüber er ganz erhebliche Ersparnisse bietet. Doch glaube ich, daß sowohl die Konstruktion wie vor allem die Berechnung manches Eigenartige bringen, das eine Veröffentlichung jetzt schon rechtfertigt. Eine große Genugtuung würde es mir verschaffen, wenn es mir dabei gelungen sein sollte, für die bisher recht wenig beachtete Erddrucktheorie von Engesser einiges Interesse zu wecken.

VERSUCHE MIT HOCHWERTIGEM BETON.

Zuschrift von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe i. B.

Im Aufsatz von Dr.-Ing. Skall in Heft 35 des „Bauingenieur" vom 4. Dezember 1925 „Versuche im Laboratorium der Bauunternehmung Rudolf Wolle in Leipzig mit normal- und stahlbewehrten Probebalken aus hochwertigem Beton" kommt der Verfasser zu dem Schluß, daß im Interesse der Rißsicherheit vor frühzeitiger voller Belastung von Bauwerken aus hochwertigem Beton gewarnt werden müsse.

Die demnächst durch Prof. Dr.-Ing. E. Probst zur Veröffentlichung gelangenden Untersuchungen mit hochwertigen Zementen sowie verschiedene andere bisher bekannt gewordene Untersuchungen haben gezeigt, daß der hochwertige Beton für Druck höhere E-Moduli und geringere bleibende Verkürzungen aufweist als gewöhnlicher Beton. Diese Tatsache legt die Vermutung nahe, daß für Zugbeanspruchungen ähnliche Verhältnisse vorliegen. Sollte sich ferner zeigen, daß die Verhältnisse der Größen K_{bz} (Biegungszugfestigkeit), E_{bd} und E_{bz} sich untereinander wesentlich zuungunsten des hochwertigen Betons verschoben haben gegenüber gewöhnlichem Beton, etwa in der Weise, daß sich $\frac{E_{bz}}{E_{bd}}$ größer und $\frac{K_{bz}}{E_{bz}}$ nur gleichgroß oder kleiner herausstellt, so würde das allerdings bedeuten, daß die Rißlast trotz vielleicht höherer wirklicher Rißzugspannungen im Beton unter sonst gleichen Bedingungen für den hochwertigen Beton geringer ausfallen müßte. Zur Klärung

dieser Frage wären Druck- und Zugelastizitätsmessungen an unbewehrtem Beton notwendig. Die Ergebnisse aus bisher veröffentlichten Balkenversuchen zeigen jedoch nicht in diese Richtung.

Auch die Biegeversuche an hochwertigen Eisenbetonbalken, wie sie Dr.-Ing. Skall veröffentlicht, können den aus ihnen gezogenen Schluß der geringeren Rißsicherheit jungen hochwertigen Betons nicht rechtfertigen.

Die beiden mit zwei Handelsrundeisen (10 mm Ø) bewehrten Balken wiesen Rißlasten von 300 kg nach 8 Tagen (Versuch 1) und 260 kg nach 22 Tagen auf, denen nach Skall rechnerische Biegungszugspannungen von 56 bzw. 51 kg/cm² entsprachen.

Für einen guten gewöhnlichen Beton nimmt der Verfasser selbst ein $K_{bz} = 30$ kg/cm² an, das an den untersuchten Balken einer Last von 162 kg entspräche. Danach zeigte also der 8 Tage alte Balken eine um 85%, der 22 Tage alte eine um 76% höhere Rißlast als gewöhnlicher guter Beton. Daraus, daß nach Skall aus dem Rißmoment des Versuches 2 sich nach Zustand II für den übermäßig bewehrten Querschnitt ($\mu = 2{,}24\%$) eine Eisenzugspannung von nur 850 kg/cm² errechnet, kann doch wohl kaum auf die Höhe der Rißsicherheit des Betons geschlossen werden.

Die Rißsicherheit eines Bauteils, dessen Dimensionen unter Annahme gerissenen Querschnitts bemessen wurden, ist neben der Dehnungsfähigkeit des Betons wesentlich von der Stärke seiner Bewehrung abhängig. Dieser letztere Einfluß kann jedoch nicht Gegenstand der vorliegenden Versuche sein; es ist nur die Rede von der Rißsicherheit des Betons.

Wenn dann als Rißsicherheit das Verhältnis der Rißlast zur Nutzlast definiert wird, so kann für einen Balken gegebenen Querschnitts, der rißsicher sein soll, als Nutzlast nur diejenige Last in Frage kommen, die für den ungerissenen Querschnitt und ein gegebenes $\sigma_{bz\,zul.}$ errechnet wird. Hinsichtlich der Sicherheit seiner Tragfähigkeit werden natürlich die zulässigen Spannungen σ_{bd} oder σ_e maßgebend sein, je nachdem $\sigma_{bd\ zul.}$ oder $\sigma_{e\ zul.}$ zuerst erreicht wird. Die Berechnung der Rißnutzlast aus der zulässigen Eisenzugspannung nach Zustand II ohne Rücksicht auf den Bewehrungsprozentsatz ist dagegen unmöglich, weil hierbei die Rißsicherheit, in der eine reine Betoneigenschaft ausgedrückt werden soll, allein durch Verringern des Eisenquerschnitts über jede Größe hinaus gesteigert werden könnte.

Die Rißsicherheit stellt sich demnach bei den beiden oben angeführten Balken, wenn $\sigma_{bz} = 30$ kg/cm² als zulässig angenommen wird, auf $\frac{300}{162} = 1{,}86$ bzw. $\frac{186}{162} = 1{,}76$, während nach Skall sich die Werte zu 0,75 bzw. 0,71 ergeben. Mit derselben Gleichsetzung der ein $\sigma_e = 1200$ kg/cm² bei gerissenem Querschnitt erzeugenden Last mit der Nutzlast wird in Versuch 6 (49 Stunden alter Alca-Zement-Betonbalken bewehrt mit nur 1 Ø 8 mm, $\mu = 0{,}715\%$) eine 1,2 fache Rißsicherheit ermittelt, und dieses Ergebnis „wesentlich günstiger" befunden als bei den Balken mit hochwertigem Portlandzement, obwohl K_{bz} nur 36 kg/cm² betrug. Die Sicherheit ist nach dem oben Ausgeführten zufällig ebenfalls 1,2, also in Wirklichkeit wesentlich ungünstiger als beim hochwertigen Beton, wenn man von dem verschiedenen Alter der beiden Betonarten absieht.

Mit den richtigen Auswertungsergebnissen verschwinden auch die von Dr.-Ing. Skall festgestellten Unstimmigkeiten gegenüber den Prager Versuchen, ebenso wird die Schlußfolgerung hinfällig, wonach er vor der frühzeitigen vollen Belastung von hochwertigen Betonbauwerken warnen zu müssen glaubte.

VEREINFACHTE STRENGE LÖSUNG DER BIEGUNGSAUFGABE EINER RECHTECKIGEN EISENBETONPLATTE BEI GERADLINIGER FREIER STÜTZUNG ALLER RÄNDER.

Von Professor Dr. M. T. Huber, Lwów (Lemberg).

(Schluß von Seite 154.)

§ 3 (24a). Die Versuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Wie bereits in einer Fußnote am Schluß der Einleitung in H. 1923 angedeutet worden ist, sind bei dem Vergleiche der theoretischen Formeln mit den Versuchsergebnissen ziemlich viele Einflüsse zu berücksichtigen, welche gewöhnlich der Einfachheit halber bei der Ableitung dieser Formeln vernachlässigt werden, die aber unter Umständen die berechneten Werte merkbar ändern können. Die Nichtbeachtung dieser Einflüsse kann leicht zu einer Geringschätzung der Theorie von einseitigen Versuchsforschern oder einer Mißdeutung der Versuchsresultate von gewissen Theoretikern führen. Ein krasses Beispiel für den letzteren Fall liefert eine Besprechung der Plattenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, welche von einem hervorragenden Fachmanne in der Theorie des Eisenbetons in einer geschätzten Fachzeitschrift vom Jahre 1916 veröffentlicht worden ist. Man liest dort folgendes: „Die ..... berechneten Einbiegungen in Plattenmitte stimmen nun mit den von Bach gemessenen überein, wenn man die für diesen Beton und für geringe Spannungen zu n = 7,3 ermittelte Elastizitätsverhältniszahl und die Querdehnungsziffer m = 1,44 (?!) bis 2,79 wählt." In dem Bestreben, mit leichter Mühe eine vollständige Übereinstimmung der Rechnung mit der Messung zu finden, vergaß hier offenbar der Verfasser den wichtigen Satz der Elastizitätslehre, daß m nie kleiner als 2 sein kann, da sonst die einfache Zugbeanspruchung (bzw. Druckbeanspruchung) mit einer Volumenabnahme (bzw. Zunahme) des Stoffes verbunden wäre, was a priori auszuschließen ist. Dieser grobe Irrtum weist noch darauf hin, daß man bedauerlicherweise bei aller Strenge und Sorgfalt, welche die erwähnten Versuche auszeichnet, von der Ermittlung der in der Plattentheorie so wichtigen Querdehnungszahl abgesehen hat und dadurch einen genauen Vergleich der beobachteten Größen mit den nach der Theorie errechneten erschwerte. Eine zweite Schwierigkeit, auf welche man beim Vergleich der vorliegenden theoretischen Arbeit mit den Versuchen des Deutschen Ausschusses f. E. stößt, bildet die fast gleiche Biegungssteifigkeit in beiden Hauptrichtungen aller untersuchten Platten. Dies hat zwar zur Folge, daß zum Vergleich nur die einfacheren Formeln für den besonderen Fall $B_1 = B_2$ herangezogen werden brauchen; dafür aber läßt sich der interessante und praktisch wichtige Einfluß der Verschiedenheit beider Bewehrungen auf den Formänderungs- und Spannungszustand der Platten nicht prüfen.

Trotzdem bietet das gelieferte Versuchsmaterial eine solche Fülle von wissenschaftlichem Stoff, daß seine erschöpfende Bearbeitung nicht so bald zum Abschluß gebracht werden wird. Auch die nächstfolgenden Betrachtungen und Vergleiche beschränken sich vorläufig auf das Notwendigste und berühren bloß einen kleinen Teil des reichen Versuchsstoffes.

Obwohl es keine prinzipiellen Schwierigkeiten gibt, um den Vergleich auch im Falle der Belastung nach Abb. 2 des Berichtes (d. h. an acht Stellen nahe der Plattenmitte) durchzuführen, so wollen wir diesen Fall vorläufig beiseite lassen und wenden uns dem praktisch wichtigsten Falle einer gleichförmig verteilten Belastung zu, die näherungsweise durch 16 (bei quadratischen Platten) bzw. 24 (bei rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 3:2) und 32 (bei rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 2:1) gleiche Einzellasten ersetzt worden war.

Dieser Umstand, daß bei einer analogen Nachahmung der gleichförmigen Belastung eines Balkens durch vier gleiche Einzellasten das Biegungsmoment in der Mitte nicht geändert wird, beweist offenbar noch nicht, daß dasselbe auch für Platten gilt. Es findet dabei bereits beim Balken eine Änderung des Biegungspfeiles statt, und zwar an Stelle des Wertes

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{P l^3}{E J}$$

bekommen wir bei vier Einzellasten $\frac{P}{4}$:

$$= \frac{5{,}125}{384} \cdot \frac{P l^3}{E J},$$

d. h. um 2,5% mehr. Für eine quadratische Platte ist soeben im Falle 16 gleicher Punktlasten $\frac{P}{16}$ (für $B_1 = B_2 = B$) gefunden worden:

$$= 0{,}00465 \frac{P a^2}{B},$$

während der entsprechende Zahlenbeiwert bei genau gleichförmig verteilter Belastung (Zahlentafel im § 2 (23)) 0,004 06 beträgt. Der Unterschied erreicht jetzt bereits rd. 14,5%, wird aber gewiß ziemlich stark herabgesetzt, wenn man berücksichtigt, daß die Einzellasten auf die Kreisflächen von 90 mm Dmr. gewirkt haben. Dies könnte auch, wenigstens mit großer Annäherung, auf Grund der gewonnenen Formeln errechnet werden, wir sehen aber davon ab, da die anderen, nicht so genau bestimmbaren Einflüsse, diese Ungenauigkeit verdecken können.

Alle Einflüsse mögen in zwei Gruppen geteilt werden, je nachdem sie, wie der soeben behandelte, vergrößernd auf den Biegungspfeil, die Biegungsmomente u. dgl. wirken, oder diese Größen abmindern. Zu der ersten gehört außer

Ia) der Konzentrierung der Belastung an 16 Kreisflächen, noch

Ib) die Nachgiebigkeit der Auflagergeraden,

Ic) das Abheben der Ecken wegen Mangels an der von der Theorie geforderten Abstützung der Ecken von oben,

Id) die Verkleinerung des Dehnungsmoduls für Beton (E_b), besonders bei kleinen Spannungen, infolge der Verstärkung der Bewehrung durch enger gelegte Stäbe, welche das Stampfen des Betons erschwert, und

Ie) das Abnehmen von E_b mit der Vergrößerung der Spannungen.

Zu der zweiten Gruppe zählen wir vor allem:

IIa) das notwendige Hinausragen der Plattenränder über die Auflagergeraden,

IIb) das Abnehmen der Querdehnungszahl m bei wachsenden Spannungen, ferner bei größeren Durchbiegungen,

IIc) die Hinderung der gegenseitigen Annäherung der parallelen Ränder,

IId) eine allerdings kleine Abnahme der Spannweite infolge der angewendeten Stützung durch feste Walzen, und

IIe) die Verkleinerung der Biegungsmomente, welche vom Eigengewicht der Platte herrühren, durch das Eigengewicht der hinausragenden Teile derselben.

Der Einfluß IIb wird im Produkte

$$\frac{m^2}{m^2 - 1} E_b = E_b'$$

durch den Einfluß Ie reichlich überwogen. Der Einfluß IIc könnte nur bei dünneren Platten und großen Durchbiegungen sich bemerkbar machen. Der Einfluß IId dürfte immer unbedeutend bleiben. Eine größere Bedeutung kann dafür der Einfluß IIa haben, da nach einer Schätzungsrechnung in H. 1924, S. 263 durch das Hinausragen der Plattenränder der Biegungspfeil und die Momente im Verhältnis:

$$1 : \left(1 + \frac{m-1}{m} \cdot \frac{\Delta F}{a^2}\right)$$

verkleinert werden, wenn ΔF die hinausragende Plattenfläche und a die Stützweite (der quadratischen Platte) bedeuten. Bei den in Rede stehenden Versuchen war $\Delta F = 2{,}1^2 - 2^2 = 0{,}41$ m², daher bekommen wir bei der Annahme eines zwischen 8 und 5 liegenden Wertes von m (Kleinlogel):

$$1 : 1{,}09 \quad \text{und} \quad 1 : 1{,}08$$

als entsprechende Abminderungsbeiwerte. Für rechteckige Platten wird dieser Einfluß desto kleiner, je mehr das Seitenverhältnis a:b den Wert 1 übersteigt. Was den Einfluß IIe anbetrifft, so kann seine Abschätzung leicht dadurch erfolgen, daß man nicht das volle Plattengewicht als gleichförmig verteilte Belastung in Rechnung bringt, sondern bloß das Gewicht des mittleren rechteckigen Plattenteiles von der Länge $a - 2\Delta a$ und der Breite $b - 2\Delta b$. Dabei bezeichnen Δa und Δb, wie früher, die entsprechenden Breiten des hinausragenden Plattenstreifens.

Dieser Einfluß scheint gerade zu genügen, um die Einflüsse Ia, b, größtenteils aufzuheben. Es verbliebe dann noch Ic, d, e und IIb näher zu betrachten. Was den Einfluß Ic anbelangt, so ist zu erwarten, daß er sich bei quadratischen Platten am stärksten bemerkbar machen wird, wenn aber bei rechteckigen Platten das Seitenverhältnis a:b vom Werte 1 ziemlich viel abweicht, so muß dieser Einfluß bedeutend an Stärke verlieren. Für a:b = 2 dürfte er bereits unmerklich werden. In Id finden wir den einzigen Einfluß, welcher sich einer theoretischen Bestimmung bzw. Abschätzung entzieht und erst aus Versuchsergebnissen festgestellt werden konnte. Die Einflüsse Ie und IIb waren allgemein bereits aus früheren Zug- und Druckversuchen bekannt; für unseren Vergleich mit Plattenversuchen ist es aber am zweckmäßigsten, die für das Plattenmaterial direkt gefundenen Daten zu verwerten. So findet man auf Grund der Ergebnisse auf Seite 25 des Berichtes, für den Dehnungsmodul der elastischen Verlängerungen beim Zug (in kg/cm²):

$$E_{bz} = 321\,000 - 3465\,\sigma$$

als angenäherte Interpolationsformel. Daraus folgt das Verhältnis des Dehnungsmoduls des Betons zu demjenigen des Eisens (2 100 000):

$$1 : n_z = 0{,}1529 - 0{,}001\,65\,\sigma.$$

Ähnlich bekommt man aus den Ergebnissen der Druckversuche (S. 28 des Berichtes) für den mittleren Modul der elastischen Zusammendrückungen:

$$E_{bd} = 297\,300 - 608{,}1\,\sigma$$

$$1 : n_d = 0{,}1416 - 0{,}000\,29\,\sigma$$

Beide Formeln für E_b stellen den Durchschnittswert des Dehnungsmoduls im Spannungsintervalle 0 bis σ dar.

Die Abnahme der Querdehnungszahl m (für Beton) läßt sich auf Grund der Kleinlogelschen Versuche[2]) näherungsweise durch die Formel:

$$m = 2 + \frac{480}{\sigma + 60}$$

darstellen.

An Hand obiger Interpolationsformeln ist folgende Hilfstafel berechnet worden:

[2]) Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Neue Versuche mit ringbewehrten Säulen. „Arm. Beton" 1912; S. 186.

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$\frac{E_{bz}}{1000} =$	321,0	303,7	286,4	269,0	251,7	234,4 kg/cm²
$\frac{E_{bd}}{1000} =$	297,3	294,3	291,2	288,2	285,1	282,1 kg/cm²
$m =$	10	9,38	8,86	8,40	8,00	7,65
$\frac{E'_{bz}}{1000} = \frac{m^2}{m^2-1} \cdot \frac{E_{bz}}{1000} =$	324,2	307,2	290,1	272,9	255,7	238,4 kg/cm²
$\frac{E'_{bd}}{1000} = \frac{m^2}{m^2-1} \cdot \frac{E_{bd}}{1000} =$	300,3	297,7	295,0	292,4	289,7	287,0 kg/cm²
$\frac{E'_b}{1000} = \frac{1}{2}\left(\frac{E'_{bz}}{1000} + \frac{E'_{bd}}{1000}\right) =$	312,2	302,4	292,5	282,6	272,7	262,7 kg/cm²
$n_z =$	6,54	6,92	7,33	7,80	8,34	8,96
$n_d =$	7,06	7,13	7,21	7,28	7,36	7,44

Nach dieser Vorbereitung wird jetzt die Zusammenstellung 19 einer Versuchserie mit quadratischen Platten nach Abb. 5 des Berichtes, belastet nach Abb. 3, in Betracht genommen. Bei drei Platten dieser Serie findet man folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe . . . . . h = 12,13 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen . . . . . 2Δa = 10,12 cm
der gesamte Flächeninhalt . . . . . F = 4,414 m²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles . . . . . ΔF = 0,414 m²
das Eigengewicht . . . . . G = 1271 kg
das Eigengewicht des (durch die Schwere) wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte $(2{,}0 - 0{,}1012)^2 = 3{,}605$ m² . . . . . G_1 = 1038 kg
der Durchmesser . . . . . d = 0,717 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen . . . . . f_e = 0,4038 cm²
die Betondicke unter den Einlagen e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen . . . . t = 9,3 bzw. 10,0 cm

Danach berechnen sich die reduzierten Trägheitsmomente im Stadium I, bezogen auf 1 cm der Querschnittsbreite, (an Hand der Formel 16) zu:

$$J_1^I = 148{,}73 + \frac{(n-1)\,195{,}54}{279{,}36 + n - 1},$$

$$J_2^I = 148{,}73 + \frac{(n-1)\,269{,}66}{300{,}4 + n - 1}.$$

Die Werte, welche sich aus diesen Formeln bei entsprechenden Werten der unteren Randspannung σ ergeben, sind in nachstehender Tafel zusammengestellt. Es sind dabei für n näherungsweise die Werte n_z aus der obigen Tafel gesetzt worden.

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$J_1^I =$	152,53	152,79	153,06	153,38	153,73	154,10 cm³
$J_2^I =$	153,61	153,94	154,30	154,70	155,15	155,65 cm³
$\frac{1}{2}\left(J_1^I + J_2^I\right) =$	153,07	153,36	153,68	154,04	154,44	154,87 cm³

Da die zusammengehörigen Werte von J_1^I und J_2^I nur wenig voneinander differieren, und das reduzierte Seitenverhältnis ε der betrachteten quadratischen Platten infolgedessen sehr wenig von 1 abweicht, so können J_1^I und J_2^I in nächstfolgenden Rechnungen näherungsweise durch das arithmetische Mittel $J^I = \frac{1}{2}(J_1^I + J_2^I)$ ersetzt werden.

Es entsteht jetzt die Frage, wie die Plattenbiegungssteifigkeit B^I (im Stadium I) näherungsweise berechnet werden soll, um der Veränderlichkeit des Dehnungsmoduls für Beton möglichst einfach Rechnung zu tragen. Von einigen einfachsten Annahmen, die probeweise gemacht worden sind, hat sich am besten die Annahme

$$B^I = E'_{bz} J^I$$

bewährt. Bezeichnet z_0 den Abstand der neutralen Achse von der Höhenmitte des Querschnitts, $W = \frac{J^I}{\frac{h}{2} - z_0}$ das Widerstandsmoment (bezogen auf die untere Randschicht) und $M = W\sigma$ das entsprechende Biegungsmoment, so ist für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$\frac{B^I}{1000} = \frac{E'_{bz} J^I}{1000} =$	49 625	47 112	44 583	42 037	39 490	36 922 kgcm
$z_0 =$	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15 cm
$W =$	25,64	25,73	25,83	25,93	26,04	26,15 cm²
$M = W\sigma =$	0	128,65	258,3	388,95	520,8	653,7 kg

Theoretisch ist bei gleichförmig verteilter Belastung das Biegungsmoment in der Mitte einer quadratischen isotropen Platte:

$$M = \left(1 + \frac{1}{m}\right) \cdot 0{,}0368\; q\, a^2.$$

Setzt man hier die obigen Werte von M, sowie die entsprechenden Werte von m ein und löst die Gleichung nach $q\,a^2 = P$ auf, so ergibt sich als erforderliche Gesamtbelastung:

$P =$	0	3158	6306	9445	12 580	15 706 kg

Da bei den Versuchen die Wirkung des Eigengewichtes nicht gemessen werden konnte, so muß sie jetzt ausgeschaltet werden, indem man von obigen Werten 1038 kg abzieht. Es entspricht also den (rechnungsmäßigen) Randzugspannungen:

$\sigma =$	5	10	15	20	25 kg/cm²

die anzubringende Belastung:

$P =$	2120	5268	8407	11 542	14 668 kg

Die Randspannungen und die Biegungssteifigkeiten, welche den wirklich bei Versuchen angebrachten Belastungen P = 3000, 6000, ... kg unter Berücksichtigung des Eigengewichtes entsprechen, werden jetzt durch einfache Interpolation bestimmt. Man bekommt auf diese Weise:

für $P =$	3 000	6 000	9 000	12 000	15 000 kg
$\sigma =$	6,40	11,17	15,94	20,73	25,53 kg/cm²
$\frac{B^I}{1000} =$	46 404	43 987	41 558	39 115	— kgcm

Wird jetzt der Biegungspfeil nach der theoretischen Formel

$$f = 0{,}004\,06\,\frac{P\,a^2}{B}$$

berechnet, so ist:

für P =	3 000	6 000	9 000	12 000 kg
f =	0,0105	0,0222	0,0352	0,0498 cm

während die entsprechenden mittleren Werte der gemessenen Durchbiegungen in der Plattenmitte nach der Zusammenstellung 19

f =	0,0108	0,0240	0,0383	0,0550 cm

betragen. Daraus folgt:

$\frac{f_{gem.}}{f_{theor.}}$ =	1,03	1,08	1,08	1,10

Bereits mit Rücksicht auf die Genauigkeit der Einzelmessungen, die nach Angaben des Berichtes bei 0,001 cm lag, sowie auf die Abweichungen des Dehnungsmoduls des Betons einer einzelnen Platte bzw. einer Plattenserie von dem in Rechnung gebrachten Mittelwerte aller Bestimmungen erscheint dies Ergebnis als eine gute Bestätigung der theoretischen Formeln, allerdings für Belastungen unter der „Rißbildungslast". Oberhalb dieser Last ist eine derartige Übereinstimmung der Theorie mit den Messungen der Durchbiegung offenbar nicht zu erwarten, da unter diesen Bedingungen die Biegungssteifigkeit dieses mittleren Plattenteiles, der sich bereits im Stadium II befindet, sehr stark von der Biegungssteifigkeit jener übrigen Plattenteile abweicht, welche noch im Stadium I verbleiben. Die bewehrte Betonplatte wirkt dann etwa so wie eine isotrope, aus zwei fest verbundenen Teilen von verschiedener Dicke bestehende Platte. Dazu wechselt noch die Grenzlinie der beiden Gebiete von großer und kleiner Biegungssteifigkeit mit der Höhe der Belastung. Diese Tatsache, daß die gemessenen Biegungspfeile die berechneten ein wenig übersteigen, könnte angesichts der zahlreichen angeführten Einflüsse auf verschiedene Weise gedeutet werden; es wäre jedoch verfrüht, bereits jetzt eine Erklärung für diese Abweichung zu suchen, bevor noch einige andere Versuchsserien zum Vergleiche herangezogen werden. Wir nehmen deshalb noch drei Versuchsserien in Betracht, und zwar eine zweite mit quadratischen Platten (Zusammenstellung 16 des Berichtes), eine dritte mit rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 3:2 (Zus. 29 d. B.) und die vierte mit rechteckigen Platten vom Seitenverhältnis 2:1 (Zus. 30 d. B.).

Versuchsserie laut Zusammenstellung 16 des Berichtes.

Quadratische Platten nach Abb. 1 (a = b = 2 m), belastet nach Abb. 3 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe . . . . . h = 12,2 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen . . . . . $2\,\Delta a$ = 10,05 cm
der gesamte Flächeninhalt . $F = 2{,}1005^2 = 4{,}412$ m²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles . . . . . ΔF = 0,412 m²
das Eigengewicht . . . . . G = 1282 kg
das Eigengewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte $(2 - 0{,}1005)^2 = 3{,}608$ m² . . . . G_1 = 1049 kg
der Durchmesser . . . . . d = 0,715 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen . . . . . f_e = 0,4015 cm²
die Betondicke unter den Einlagen e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen . . . . . t = 10,0 cm

Auf Grund dieser Daten und der oben ermittelten Werte der Elastizitätskonstanten sind folgende Größen genau so wie im obigen Falle berechnet worden:

$$J_1^I = 151{,}32 + \frac{199{,}37\,(n-1)}{303{,}8 + n - 1},$$

$$J_2^I = 151{,}32 + \frac{274{,}40\,(n-1)}{303{,}8 + n - 1}.$$

Für

σ =	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
J_1^I =	154,89	155,14	155,40	155,71	156,05	156,41 cm³
J_2^I =	156,24	156,58	156,35	157,36	157,82	158,33 cm³
$J^I = \frac{1}{2}\left(J_1^I + J_2^I\right)$ =	155,56	155,86	156,18	156,53	156,93	157,37 cm³
$\frac{E_{bz}\,J^I}{1000} = \frac{B^I}{1000}$ =	53 233	47 881	45 309	42 717	40 127	37 517 kgcm
z_0 =	0,079	0,085	0,092	0,099	0,105	0,112 cm
W =	25,84	25,91	26,00	26,08	26,18	26,28 cm²
$M = W\sigma$ =	0	129,55	260,00	391,20	523,60	657,00 kg
P =	0	3 181	6 349	9 501	12 650	15 790 kg

Nach Abzug von G_1 = 1049 kg verbleibt:

P =	2 132	5 300	8 452	11 601	14 741	kg
P =	3 000	6 000	9 000	12 000	15 000	kg
σ =	6,37	11,11	15,87	20,63	25,41	kg/cm²
$\frac{B^I}{1000}$ =	47 176	44 734	42 266	39 798	37 303	kgcm
$f_{theor.}$ =	0,0103	0,0218	0,0346	0,0490	0,0653	cm
$f_{gem.}$ =	0,0097	0,0229	0,0335	0,0522	0,0740	cm [3]
$\frac{f_{gem.}}{f_{theor.}}$ =	0,94	1,05	1,03	1,06	1,13	

Versuchsserie laut Zusammenstellung 29 des Berichtes.

Rechteckige Platten nach Abb. 15 (a = 3 m, b = 2 m), Belastung nach Abb. 35 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe . . . . . h = 12,13 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen . . . . $2\,\Delta a = 10{,}13$, $2\,\Delta b$ = 10,00 cm
der gesamte Flächeninhalt . . . . . F = 6,513 m²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles . . . . . ΔF = 0,513 m²
das Eigengewicht . . . . . G = 1883 kg
das Gewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte $(3-0{,}1013)\cdot(2-0{,}1) = 5{,}5075$ m² . G_1 = 1595 kg
der Durchmesser . . . . . d = 0,695 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen . . . . . f_e = 0,3794 cm²
die Betondicke unter den Einlagen e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen . . . . . t = 10,0 cm

[3]) Diese Zahl gehört ausnahmsweise einer einzigen Platte zu, da in beiden anderen bereits früher Risse entstanden, was eine starke Vergrößerung der Durchbiegung zur Folge gehabt hat.

Daraus folgt:

$$J_1^I = 148{,}73 + \frac{195{,}5\,(n-1)}{319{,}7+n-1}$$

$$J_2^I = 148{,}73 + \frac{269{,}7\,(n-1)}{319{,}7+n-1}.$$

Für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$J_1^I =$	152,06	152,29	152,53	152,80	153,12	153,48 cm³
$J_2^{II} =$	153,32	153,63	153,97	154,35	154,78	155,28 cm³
$\varepsilon = \frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} =$	1,503	(im Mittel 1,504)				1,505
$\frac{E'_{bz} J_2^I}{1000} = \frac{B_2^I}{1000} =$	52 466	47 195	44 667	42 122	39 578	37 019 kgcm
$z_0 =$	0,09	0,10	0,11	0,12	0,13	0,15 cm
$W_2 =$	25,68	25,78	25,88	25,99	26,10	26,25 cm²
$W_2\,\sigma = M_2 =$	0	128,9	258,8	389,8	522,0	656,3 kg

Nach der Tafel im § 1 entspricht dem Mittelwerte $\varepsilon = 1{,}504$:

$$M_2 = \left(0{,}0730 + \frac{1}{m}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}} \cdot 0{,}0280\right) q\,b^2$$

folglich für:

σ	0	10	15	20	25 kg/cm²
$\frac{M_2}{q\,b^2} =$	0,0760	0,0762	0,0764	0,0765	0,0767
$a\,b\,q =$	2 544	5 094	7 657	10 240	12 840 kg

Nach Abzug von $G_1 = 1595$ kg verbleibt:

$P =$	949	3 499	6 062	8 645	11 245	kg
$P =$	3 000	6 000	9 000	12 000	kg	
$\sigma =$	9,02	14,88	20,68	26,45	kg/cm²	
$\frac{E'_{bz} J_2^I}{1000} = \frac{B_2^I}{1000} =$	45 162	42 183	39 230	36 277	kgcm	
$q =$	0,05	0,10	0,15	0,20	kg/cm²	
$f = 0{,}00774\,\frac{q\,b^4}{B^2} =$	0,0137	0,0294	0,0473	0,0683	cm	
$f_{gem.} =$	0,0117	0,0267	0,0437	0,0620	cm	
$\frac{f_{gem.}}{f_{theor.}} =$	0,85	0,91	0,92	0,91		

Versuchsserie laut Zusammenstellung 30 des Berichtes.

Rechteckige Platten nach Abb. 16 (a = 4, b = 2 m), belastet nach Abb. 36 des Berichtes.

Man findet folgende Durchschnittswerte:

Die Plattenhöhe . . . . . h = 12,13 cm
die doppelte Breite der hinausragenden Streifen . . . $2\,\Delta a = 10{,}3$, $2\,\Delta b$ = 10,17 cm
der gesamte Flächeninhalt . . . . . F = 8,623 m²
der Flächeninhalt des hinausragenden Teiles . . . . . ΔF = 0,623 m²
das Eigengewicht . . . . . G = 2481 kg
das Gewicht des wirksamen mittleren Teiles vom Flächeninhalte $(4-0{,}103)\cdot(2-0{,}1017) = 7{,}398$ m² G_1 = 2129 kg
der Durchmesser . . . . . d = 0,692 cm
und die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen . . . . . f_e = 0,3761 cm²
die Betondicke unter den Einlagen e = 1,7 bzw. 1,0 cm
der Abstand der Einlagen . . . . . t = 10,0 cm

Daraus folgt:

$$J_1^I = 148{,}73 + \frac{195{,}5\,(n-1)}{322{,}5+n-1},$$

$$J_2^I = 148{,}73 + \frac{269{,}7\,(n-1)}{322{,}5+n-1}.$$

Für

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$J_1^I =$	153,03	152,26	152,50	152,76	153,08	153,44 cm³
$J_2^I =$	153,28	153,59	153,92	154,30	154,72	155,22 cm³
$\varepsilon =$	$\frac{a}{b}\sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 2{,}006$ (im Mittel)					

$\sigma =$	0	5	10	15	20	25 kg/cm²
$\frac{B_2^I}{1000} =$	52 453	47 182	44 653	42 108	39 562	37 005 kgcm
$W_2 =$	25,67	25,77	25,87	25,98	26,11	26,25 cm²
$M_2 =$	0	128,9	258,7	389,7	522,2	656,2 kg

Nach der Tafel im § 1 entspricht dem Mittelwerte $\varepsilon = 2{,}006$:

$$M_2 = \left(0{,}0967 + 0{,}0174\,\frac{1}{m}\sqrt{\frac{B_2}{B_1}}\right) q\,b^2,$$

folglich für:

$\sigma =$	5	10	15	20	25 kg/cm²
$\frac{M_2}{q\,b^2} =$	0,0986	0,0987	0,0988	0,0989	0,0990
$a\,b\,q =$	2 614	5 242	7 889	10 560	13 257 kg

Nach Abzug von $G_1 = 2129$ kg verbleibt:

$P =$	485	3 113	5 760	8 431	11 128	kg
$P =$		4 000	8 000		12 000	kg
$\sigma =$		11,68	19,19		26,62	kg/cm²
$\frac{B_2^I}{1000} =$		43 798	39 974		36 177	kgcm
$f = 0{,}01015\,\frac{q\,b^4}{B_3} =$		0,0185	0,0406		0,0673	cm
$f_{gem.} =$		0,0145	0,0342		0,0598	cm
$\frac{f_{g\,m.}}{i_{theor.}} =$		0,784	0,842		0,888	

Wenn wir die Schlußergebnisse obiger Vergleiche im Zusammenhang betrachten, so fällt sofort auf, daß mit der Vergrößerung von ε das Verhältnis $f_{gem.} : f_{theor.}$ abnimmt. Dies weist auf die hervorragende Rolle solcher Einflüsse der Gruppe I hin, die für quadratische Platten am stärksten sind und mit

der Vergrößerung von ε abnehmen. Diese Eigenschaft besitzen tatsächlich die Einflüsse Ia und Ic, denn erstens wird durch die Konzentrierung der Belastung einzelner Teilquadrate in ihren Mittelpunkten der Biegungspfeil bei der quadratischen Platte um rd. 14,5%, bei der unendlich langen Platte um 2,5% vergrößert, und zweitens verschwindet der Einfluß des freien Abhebens der Ecken offenbar für sehr lange Platten, wenngleich er bei den Platten, welche wenig von der quadratischen Form abweichen, ziemlich stark sein muß.

Diesen Einflüssen kann nur das Hinausragen der Plattenränder (Einfl. IIa) entgegengestellt werden, da dieser Einfluß den Biegungspfeil der untersuchten quadratischen Platten um rd. 8,5% verkleinert. Er kann aber die beiden ersten Einflüsse nur teilweise kompensieren, und es bleibt gewiß genug übrig, um das Abnehmen des Wertes von $f_{gem.} : f_{theor.}$ mit der Vergrößerung von ε zwanglos zu erklären. Außerdem ließe sich eine weit bessere Übereinstimmung der berechneten und gemessenen Werte durch die entsprechende Erhöhung der Plattenbiegungssteifigkeit erreichen. Dies war vorauszusehen, weil die Biegungssteifigkeit vom Werte des Dehnungsmoduls in allen Fasern abhängen muß, nicht aber von einem einzigen Werte, welcher der Randfaser entspricht und infolgedessen kleiner ist als der in Rechnung zu bringende reduzierte Zwischenwert. Es ist fraglich, ob es sich lohnen würde, diese Sache schon jetzt zu verfolgen, solange der wichtige Einfluß des ungehinderten Abhebens der Ecken sich nicht genauer bestimmen läßt.

Aus demselben Grunde soll vorläufig auf die eingehende Prüfung der theoretischen Momentenformeln verzichtet werden, allerdings mit dem Hinweis auf eine diesbezügliche einfache und schöne Untersuchung von Prof. Dr. E. Mörsch[4]), welcher aus den Plattenversuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton die Momentenformel

$$M = \frac{q\,a^2}{21{,}76}$$

für quadratische Platten (bei der Höchstlast) ableitete. Dieses Ergebnis läßt sich leicht in vorzügliche formelle Übereinstimmung mit der theoretischen Formel bringen, wenn man $m = 4$ setzt. Dann ist

$$M = 0{,}0368\left(1 + \frac{1}{m}\right) q\,a^2 = 0{,}046\,q\,a^2 = \frac{q\,a^2}{21{,}74}.$$

Daraus darf aber nicht geschlossen werden, daß bei den Höchstspannungen des Betons m wirklich gleich 4 wird, denn in der Ableitung des Wertes 21,76 sind die oben besprochenen Einflüsse unberücksichtigt geblieben.

[4]) „Deutsche Bauzeitung", Mitteil. 1916, Nr. 3.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Versuchstalsperre am Stevenson-Creek in Californien.

Neben anderen Untersuchungen an Staumauern, Schwergewichtsmauern in Gewölbeform und aufgelösten Sperrmauern sollen an einer Gewölbe-Staumauer am Stevenson-Creek in Californien, einem Nebenfluß des bei San Francisco ins Goldene Horn mündenden San-Joaquin-Flusses Untersuchungen in großzügiger Weise und in größerem Umfange durchgeführt werden, deren Ergebnisse eine einwandfreie Grundlage für die Berechnung von Staumauern bilden sollen; im besonderen sollen dadurch Grundlagen der Berechnung geschaffen werden, die die erforderliche Sicherheit mit der größtmöglichen Wirtschaftlichkeit verbinden.

Die für diese Zwecke projektierte Sperrmauer hat einen Krümmungsradius von 30,50 m an der Krone, eine größte Höhe von 18,30 m, eine Stärke an der Sohle von 2,29 m, in 9,2 m Höhe über der Sohle von 0,61 m; diese Stärke geht bis zur Mauerkrone durch (Abb. 1a). Die Baustelle liegt hinsichtlich der Untergrundverhältnisse außerordentlich günstig. Der Baugrund besteht aus gesundem, hartem Granit, sodaß sich eine zur Mittelachse der Mauer symmetrische Gründungssohle herstellen läßt; daraus wiederum ergeben sich einfache und übersichtliche Spannungsverhältnisse. Mit Rücksicht auf die schluchtartigen Talhänge kann der Staubeckeninhalt klein gehalten werden; für die 18,30 m hohe Mauer ist die Wassermenge zu 4350 m³ ermittelt worden. Das Vorhandensein einer Seitenöffnung eines Druckstollens läßt gleichfalls diese Baustelle bevorzugt erscheinen, da durch ihn die Sperre in kurzer Zeit, und zwar in kaum zwei Stunden, gefüllt werden kann. Der Stevenson-Creek-Bach selbst ist sehr wasserarm, so daß er ohne Einfluß auf die geplanten Versuche ist.

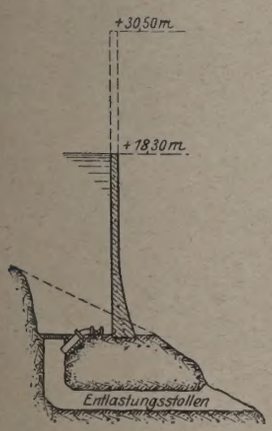


Abb. 1a.

In die Betonmauer, die eine Kronenlänge von etwa 46 m besitzt, und deren beiderseitige Maueranschlüsse einen an der Sohle abgerundeten Winkel von 45° bilden (Abb. 1b), werden rd. 150 elektrische Fern-Spannungsmesser eingebaut, die die Deformation im Innern und an der Oberfläche, auch unter Wasser, mit großer Genauigkeit zu messen gestatten. Mit ihnen sind elektrische Thermometer verbunden, die die Beobachtung der Temperaturänderungen der Mauer zulassen. Die an der Luftseite der Mauer angesetzten gewöhnlichen Spannungsmesser geben ein entsprechend genaues Bild der Spannungsverteilung für die verschiedensten Belastungs- und Temperaturverhältnisse. Sie sind im einzelnen derart angeordnet, daß auch die Formänderungen mit mehrfacher gegenseitiger Kontrolle gemessen werden können.

Dicht vor der Sperrmauer werden drei eiserne, durch unabhängige Holzverkleidung gegen Wind und Temperatureinflüsse geschützte Türme errichtet, von denen aus die Durchbiegungen des Gewölbes durch horizontale in die Mauer eingelassene Meßarme auf Registrierstreifen übertragen werden (Abb. 1c).

Sämtliche Untersuchungen sollen bereits während des Baues in Angriff genommen werden. Nachdem dann letzten Endes die Spannungsverhältnisse am unbelasteten fertigen Bauwerk ermittelt worden sind, soll das Wasser eingelassen und dabei in Spiegelabständen von 3 zu 3 m vollständige Beobachtungsserien ausgeführt werden; und umgekehrt sollen die Messungen bei fallendem Wasserspiegel die Spannungen des entlasteten Bauwerks ergeben.

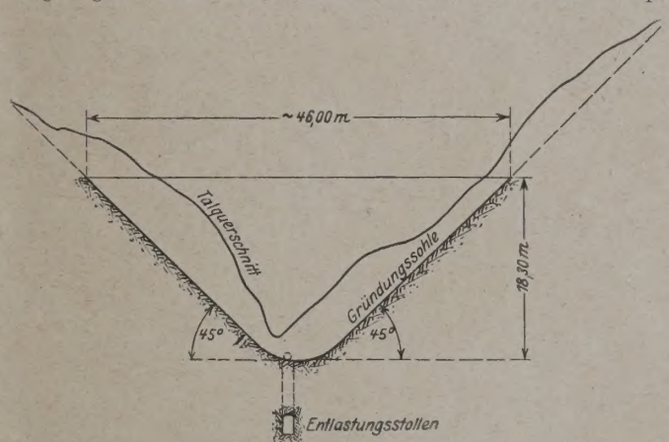


Abb. 1b.

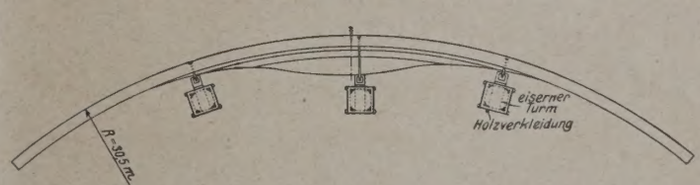


Abb. 1c.

Im Anschluß an diese Messungen wird die Mauer in ihrer oberen Stärke in Gewölbestreifen von je 3 m bis zu einer Gesamthöhe von etwa 25 bis 30 m hochgegossen und bis zum Eintritt von Zugrissen in horizontaler und vertikaler Richtung bzw. bis zum erfolgten Bruch belastet, währenddessen die Spannungsmessungen der jeweils höheren Belastung erfolgen sollen. (Le Génie Civil 1926, Bd. 88, Nr. 1, S. 9 und Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 2, S. 13.) E.

Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin für das Elektrizitätswerk von Genua.

(Mit 4 Zeichnungen und 1 Abbildung.)

Die Anlage besteht aus dem Stausee im Tale des Gebirgsflusses Orba bei Molare mit einer Sperrmauer quer durch das Tal und einer Abschlußmauer für eine Senke im Bergrücken der linken Talseite, dem Entnahmewerk, dem Druckstollen und Wasserschloß, der Druckrohrleitung, dem Kraftwerk und dem Entlastungskanal, dem Ausgleichbecken mit beweglichem Wehr und Nebenanlagen.

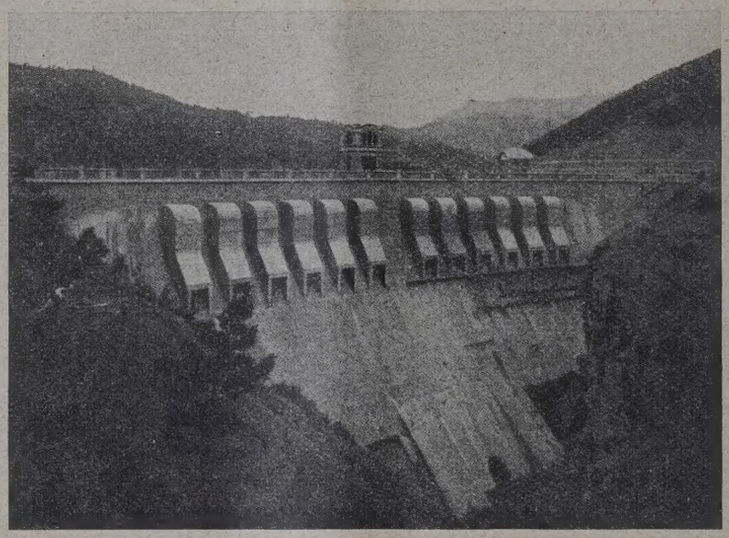


Abb. 1.

Der Stausee hat bei voller Füllung, die an der Sperrmauer 44 m über die Talsohle reicht, 5 km Länge und 18 Mill. m^3 Inhalt, ein Niederschlagsgebiet von 141 km^2 und im Jahresdurchschnitt einen Zufluß von 5 m^3/sec, der bei 110 m ausnützbarem Gefälle theoretisch 7500 PS und die Erzeugungsmöglichkeit von 20 Mill. Kilowattstunden jährlich ergibt.

Die Sperrmauer ist nach der Schwergewichtsart mit rd 200 m Krümmungshalbmesser aus Zementbeton auf Felsgrund erbaut und hat im unteren Teile drei Reihen von Hohlräumen, die mit trocknen Stein- und Abfallmassen ausgefüllt sind und nach der Talseite der Mauern entwässern. Zur Abführung der Hochwässer und zur Entleerung des Stausees dienen ein Grundablaßrohr von 1,8 m Lichtweite mit Absperrschieber und Notverschluß am Einlauf, ein Stollen von 5 m Weite durch die Mauer mit aufgebogenem Rohransatz, der 26,5 m unter dem Höchststau durch ein Glockenventil geschlossen ist, ein Streichwehr am rechten Talhang von 68 m Länge mit 1,3 m Überfallhöhe und seitlichem Ableitungsgerinne, endlich 12 selbsttätige Heber der Bauart Heyn mit 2 × 3 m Querschnitt. Diese Vorrichtungen können 55 + 150 + 150 + 500, zusammen rd 850 m^3 in der Sekunde abführen. Die Heber sind eingebaut worden, weil behördlicherseits kein Wasserabsturz über die Mauer, sondern nur ein glattes Hinunterschießen gestattet wurde. Sie sind in Eisenbeton ausgeführt mit einer eintauchenden Haube am Einlauf zur Abhaltung von Schwimmkörpern, gehen in Gruppen zu dreien selbsttätig an bei kleinen Abstufungen in der Überschreitung des Höchststaues und schalten sich durch Lufteinlaßrohre selbsttätig ab beim Unterschreiten ihres Stauzieles. Durch dichten Zementputz, mehrfachen Inertolanstrich, einen Entwässerungsstollen in der ganzen Mauerlänge mit lotrechten Sickerröhren bis zum Höchststau ist die Mauer gegen Auftrieb durch Sickerwasser gesichert. Während des Baues wurde der Fluß durch den obengenannten 5 m weiten Stollen und durch einen gewölbten Grundablaß von 14 m Weite abgeleitet, der zuletzt durch verzahnte Betonpfropfen bis auf das 1,80 m weite Ablaßrohr geschlossen und an dessen beiden Seiten die Sperrmauer durch Strebepfeiler verstärkt wurde. Die seitliche Abschlußmauer ist in gleicher Weise wie die Sperrmauer gebaut, an der höchsten Stelle (rd 15 m über Gelände) durch kräftige Vorlagen am Fuße gesichert und, da sie gerade läuft, durch drei Dehnungsfugen getrennt, die durch Halbkreiszylinder aus Kupferblech zwischen Saumeisen gedeckt sind.

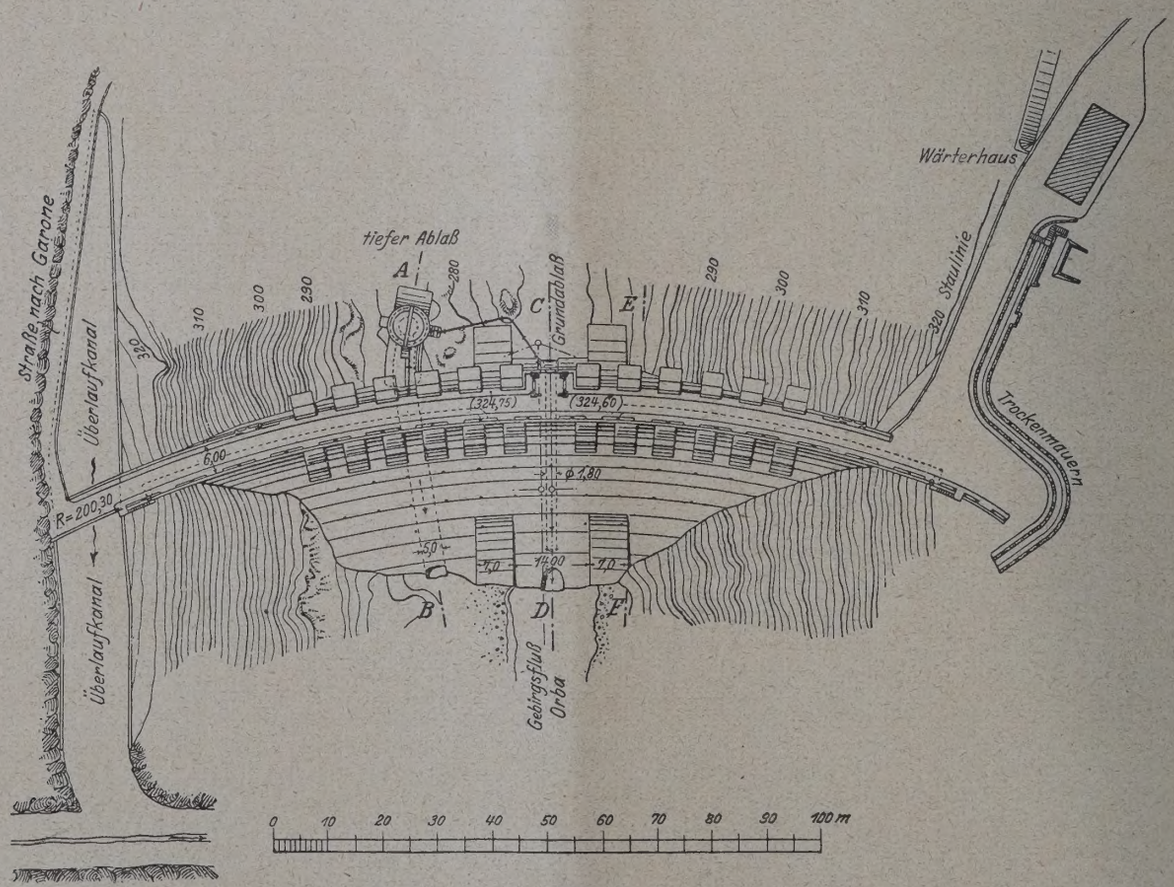


Abb. 2.

Das Betriebswasser wird durch einen 60 m langen Voreinschnitt mit Böschungs- und Sohlpflaster in Zementmörtel dem Druckstollen

oberhalb der seitlichen Abschlußmauer zugeführt, dessen Einlauf trompetenartig ausgerundet und durch einen zweifeldrigen schrägen, auf Rollen hochziehbaren Rechen geschützt ist. Am Absperrschieber hinter dem Einlauf ist der Durchmesser der Leitung von 3 auf 2 m

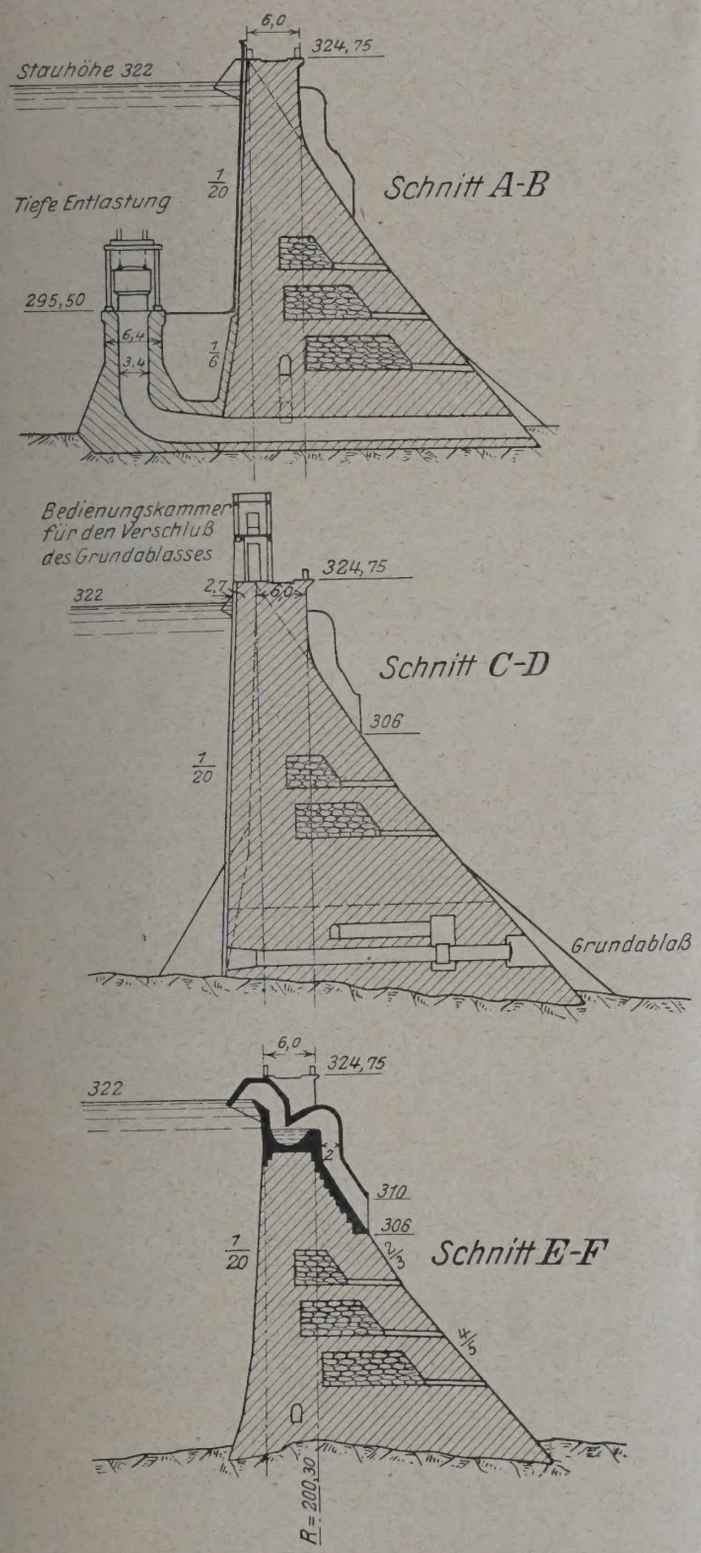


Abb. 3.

eingeschränkt, aber durch langgezogene kegelförmige Übergänge und Entlüftung für gute Strömung gesorgt.

Der Druckstollen von 2,7 km Länge mit 24 m³ größtem Abführungsvermögen hat 3 m Durchmesser und ist an Stellen mit ungenügender Festigkeit des Gebirges mit Eisenbeton ausgekleidet. Für den Bau sind sechs Seitenstollen vorgetrieben worden und die Verbindung mit dem Druckstollen durch wasserdichte eiserne Türen aufrecht erhalten geblieben. Der Druckstollen endigt in einem Wasserschloß (Schacht) von 10 m, im oberen Teil von 16 m Durchmesser, das 7 m unter die Stollensohle reicht und eine besondere Entwässerungsleitung hat. Die 423 m lange Druckrohrleitung zweigt 30 m oberhalb des Wasserschlosses aus dem Druckstollen ab, hat an der Abzweigung 3 m, nach 8 m Übergangslänge 2,50 m Lichtweite und besteht aus genieteten Stahlrohren, die an den Ausdehnungsstellen auf Mauerblöcken, sonst auf Metallgleitsätteln ruhen. Das Druckrohr hat drei selbsttätige Luftventile und am Ende vor der Verzweigung in die 4 Turbinenleitungen ein selbsttätiges Absperrventil.

(Fortsetzung folgt.)

Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen.

Anläßlich des 3. internationalen Wasserkraftkongresses, der vom 4.—8. Juli 1925 in Grenoble stattgefunden hatte (er war von etwa 400 Delegierten aus den verschiedensten Ländern besucht), gab A. Bouchayer einen Bericht über die Verluste an Stauhöhe durch Krümmungen und Abzweigungen in Wasserleitungen. Erläutert wurden die Ausführungen durch Experimente, die im Beauvert-Laboratorium ausgeführt wurden.

Das benutzte Rohr hatte eine Länge von 77,25 m, sein Durchmesser betrug 300 mm. Von der Wassereinführungsstelle ab verlief das Rohr 18,87 m gerade, dann kam mit einem Radius von 900 mm eine Krümmung von 30°, es folgte ein gerades Stück von 12 m Länge mit einer anschließenden Krümmung um 90°, dann 18 m gerade mit einer Krümmung um 120° und endlich 12 m gerade mit einer Krümmung um 60°, der ein 12 m langes Schlußrohr folgte. Die Krümmungen folgten einander in entgegengesetzter Richtung, sie hatten alle den gleichen Krümmungsradius von 900 mm. Man hatte also 4 Krümmungen zwischen verhältnismäßig beträchtlichen geraden Stücken.

Es wurden vier Versuchsreihen ausgeführt mit einer sekundlichen Wassermenge von 138 l, 107,8 l, 82,5 l und 70,3 l, die entsprechenden Wassergeschwindigkeiten betrugen v = 1,955, 1,525, 1,165 und 0,995 m/sec. Das ganze 77,25 m lange Rohr wurde vorher im geraden Zustand auf Reibungsverluste bei denselben Durchflußwassermengen untersucht. Die folgende Tabelle stellt die ermittelten Kurvenverluste dar, von denen die normalen Reibungsverluste (beim Rohr ohne Krümmungen) abgezogen sind.

Kurvenverluste in mm.

Fließgeschwindigkeit in m/sec	0,995 mm	1,165 mm	1,525 mm	1,955 mm
Verlust bei 30° Krümmung	9,5	12,75	18,75	30,75
„ „ 60° „	3,25	4,75	5,5	9,25
„ „ 90° „	10,25	14,5	24,0	39,75
„ „ 120° „	15,25	21,75	37,5	60,75

Die augenscheinliche Anormalität, die sich bei der 60°-Krümmung zeigte, wurde im Bericht nicht erklärt.

Weitere Versuche wurden zur Bestimmung der Druckverluste in den Abzweigungen gemacht. Dabei wurden drei Fälle unterschieden. Bei einer geraden Gabelung betrug der Verlust für die Abzweigung bei einer Geschwindigkeit von 1,965 m 281 mm. Wurde die Verbindung mit Hilfe eines konischen Rohrstückes hergestellt, so verminderte sich der Druckverlust recht bedeutend. Er betrug 169 mm bei einer Geschwindigkeit von 1,995 m. Noch günstigere Resultate ergab eine gekrümmte Abzweigung, wo bei derselben Geschwindigkeit von 1,995 m nur ein Verlust von 151 mm festgestellt wurde. Die gemeinsame Formel für die Bestimmung des Druckverlustes lautet $C = \frac{b\,v^2}{2\,g}$, wobei b entsprechend den angeführten drei Fällen die Werte $\sqrt{2}$, 0,83 und 0,750 annimmt (v bedeutet die Geschwindigkeit). Dipl.-Ing. Kurt Safraniez.

Personalien.

Rektor und Senat der Technischen Hochschule Danzig haben unterm 26. 1. 1926 nachbenanntem Herrn die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen: Herrn Staatsminister a. D. Dr. jur. et phil. h. c. Friedrich Schmidt-Ott in Berlin-Steglitz, Präsidenten der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft, in Anerkennung seiner Verdienste um die Entwicklung des deutschen Unterrichts- und Hochschulwesens, sowie um die Förderung der Wissenschaft und Technik durch großzügige Unterstützung der Institute, Laboratorien und sonstigen wissenschaftlichen Einrichtungen der deutschen Hochschulen, insbesondere der Technischen Hochschule Danzig in seiner Eigenschaft als Präsident der Notgemeinschaft der deutschen Wisssenschaft.

Anläßlich der Einweihung der neuen Turn- und Festhalle der Technischen Hochschule Darmstadt wurden wegen ihrer Verdienste um diesen Bau, die Hochschule bzw. um die technischen Wissenschaften zu Ehrensenatoren der Darmstädter alma mater ernannt die Herren: Dr. August Dyckerhoff, Amöneburg, Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff, Biebrich, Dipl.-Ing. Bernhard Fischer, Gustavsburg, Dipl.-Ing. J. Gerster, Mainz. Dr.-Ing. e. h. Hans Hermann, Gustavsburg, Jakob Nohl, Darmstadt, Dipl.-Ing. Stamm, Frankfurt a. M.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Gewerbesteuerreform und Lohnsummensteuer in Preußen.

Die gegenwärtige preußische Gewerbebesteuerung beruht auf Notverordnungen, die letzte grundsätzliche Regelung wurde durch das Gewerbesteuergesetz vom 24. Juni 1891 und das Kommunalabgabengesetz vom 14. Juni 1893 getroffen. Dieses Gesetzgebungswerk, durch das die Gewerbesteuer den Gemeinden überlassen wurde, hatte zur Grundlage die ganz andere Finanzlage der Gemeinden vor dem Kriege. Da die Einnahmen der Gemeinden vor allem auch auf der Einkommensteuer beruhten, hatte die Gewerbesteuer bei weitem nicht die einschneidende Bedeutung für die Steuerpflichtigen, die sie heute hat. Die Steuer konnte deshalb viel mehr den Charakter einer reinen Objektsteuer tragen, die nur an äußere Merkmale, wie das Vorhandensein eines Gewerbebetriebes und seine Größe, anknüpft und den Ertrag als Maßstab der Leistungsfähigkeit weniger berücksichtigt. Dies änderte sich jedoch vollkommen durch die Notlage, in die die Gemeinden nach dem Kriege gerieten und durch die Umwälzungen der Erzbergerschen Steuerreform. Es wurde jetzt bei dem Umfang, den die Gewerbebesteuerung annahm, notwendig, daß bei Bemessung und Aufbau der Steuer die Leistungsfähigkeit des Steuerpflichtigen vollste Beachtung finde. Zu einer endgültigen Steuerreform ist es aber durch die Inflation bis jetzt noch nicht gekommen. Nur den notwendigsten Erfordernissen wurde durch zwei Notgesetze aus dem Jahre 1923 Rechnung getragen, von denen das letztere, die „Verordnung über die vorläufige Neuregelung der Gewerbesteuer" vom 23. November 1923, noch jetzt Grundlage für die preußische Gewerbebesteuerung ist. Nach dem Willen des Gewerbesteuerüberleitungsgesetzes (vgl. Bauingenieur 1925, S. 868) sollte diese Notregelung im Frühjahr 1926 durch ein neues Gewerbesteuergesetz abgelöst werden. Leider ist jedoch die Fertigstellung des Gesetzes aus finanztechnischen und finanzpolitischen Gründen noch nicht möglich gewesen, und die Notverordnung wird für ein weiteres Jahr Grundlage der Besteuerung bleiben.

Die bisherige Besteuerung kennt drei Steuerarten: Die Gewerbeertragssteuer als Hauptsteuer und Gewerbekapitalsteuer und Lohnsummensteuer als Nebensteuern, die an das Merkmal der Größe des Gewerbebetriebes anschließen. Den Gemeinden ist das Wahlrecht überlassen, welche von den beiden Nebensteuern sie zur Hebung bringen wollen. Nun haben sich gegen die eine von ihnen, die Lohnsummensteuer, von jeher Angriffe aus der Wirtschaft gerichtet. Die Steuerart verdankt ihre Bedeutung hauptsächlich der Notwendigkeit, in der Inflationszeit Steuern zu schaffen, deren Aufkommen sich automatisch dem sinkenden Geldwert anpaßte. Diese Eigenart der Lohnsummensteuer war damals wichtiger als die Tatsache, daß sie für diejenigen Wirtschaftszweige, in denen die Lohnausgaben einen großen Teil der Produktionskosten ausmachen, wie z. B. im Baugewerbe, gegenüber den andern z. B. dem Handel, überaus ungerecht ist, und daß sie sich nach den Erkenntnissen der modernen Finanzwissenschaft nicht mehr rechtfertigen läßt. Um ein Gegengewicht gegen die besondere Belastung der eben erwähnten Wirtschaftszweige durch die Lohnsummensteuer zu schaffen, besteht für die kommende Gewerbesteuerreform die Absicht, das bisherige Wahlrecht der Gemeinden zwischen Gewerbekapital und Lohnsummensteuer aufzuheben und nur die Erhebung beider Steuern zugleich — „kumulativ" — zu gestatten. Man glaubt, hierdurch einen Ausgleich zu schaffen zwischen den Gewerbezweigen, die durch die Gewerbekapitalsteuern, und denjenigen, die durch die Lohnsummensteuer besonders getroffen werden. Dieser Absicht muß im Interesse der steuerlichen Gerechtigkeit entgegengetreten und die volle Beseitigung der Lohnsummensteuer gefordert werden.

Steuern, die für den Pflichtigen von der Bedeutung sind, wie die Gewerbesteuer, können nur entsprechend der Leistungsfähigkeit erhoben werden. Auch die Gewerbesteuer muß diese Entwicklung nehmen, nachdem sie derart gestiegen ist (bei einer großen, in ganz Deutschland und im Auslande bauenden Unternehmung z. B. in % des Umsatzes ausgedrückt im Jahre 1924 auf das 8-fache des Jahres 1913). Die Berücksichtigung dieses Grundsatzes ist bei der Lohnsummensteuer aber nicht möglich, sie trifft die einzelnen Gewerbebetriebe ganz ohne Rücksicht auf ihre wirtschaftliche Lage um so stärker, je größere Lohnsummen zu zahlen sind. Es ist sicher, daß hierin auch eine unsoziale Wirkung der Lohnsummensteuer für das Lohnniveau begründet liegt. Ebenso wird sie die Ausführung von Notstandsarbeiten behindern, da der Unternehmer von den Entgelten der Erwerbslosen auch Lohnsummensteuer entrichten muß.

Weil nun die Steuer nach dem Grundsatz der Besteuerung nach der Leistungsfähigkeit nicht zu rechtfertigen ist, weist man auf den sogenannten „Lastenausgleich" zum Beweise ihrer Berechtigung hin. Den Gemeinden müsse ein Ausgleich gewährt werden für die Lasten, die ihnen durch Heranziehung vieler Arbeiter in ihren Bezirk durch einen Gewerbezweig verursacht würden. Man beruft sich also auf den alten Satz von „Leistung und Gegenleistung", den die Staatswissenschaftler der Aufklärungszeit zur Rechtfertigung der Steuern benutzten. Dieser Satz ist aber von der modernen Finanzwissenschaft längst verworfen worden, da er den Staat „zum Krämerladen herabdrückt", wie Conrad es bezeichnet. Den Nutzen, den der einzelne durch die öffentlichen Körperschaften genießt, ist überhaupt nicht zu messen, und es muß deshalb jeder nach seiner Leistungsfähigkeit zu den Staatsausgaben beitragen. Es ist ferner nicht zu vergessen, daß den größeren Ausgaben der Gemeinden für die zuziehenden Arbeiter bedeutende Vorteile des Wirtschaftslebens der Gemeinde durch Vermehrung der Konsumentenschaft und der Gemeinde selbst, durch Vermehrung der Steuersubjekte und durch größeres Steueraufkommen gegenüberstehen. Ein weiterer Einwand gegen die Berechtigung des Lastenausgleichs ergibt sich, soweit Wanderbetriebe wie z. B. in der Bauindustrie in Frage stehen. Die Gemeinden ziehen auch die Lohnsummen dieser Arbeiter, die nur kurze Zeit in ihrem Bezirke leben und für sie keine wesentliche Belastung bedeuten, zur Steuer heran, wenn die Bauausführung länger als 12 Monate dauert und die Baustelle damit zur Betriebsstätte im Sinne der Gewerbesteuer wird.

Selbst aber, wenn man dieses nach der heutigen Staatsmoral unmögliche Prinzip von „Leistung und Gegenleistung" gelten lassen wollte, würde die Lohnsummensteuer doch gegen den Grundsatz von der Gleichmäßigkeit der Besteuerung verstoßen und der „Lastenausgleich" würde durch sie nicht einmal gerecht durchgeführt werden. Es ist nämlich nicht einzusehen, warum gerade diejenigen Gewerbearten, die einer größeren Arbeiterzahl für ihre Produktion bedürfen, zu den Staatslasten mehr herangezogen werden sollen als die übrigen Gewerbezweige. Da die Produktion dieser Wirtschaftszweige volkswirtschaftlich ebenso notwendig und nützlich ist wie die jener anderen, muß auch die Volkswirtschaft die besonderen öffentlichen Mehrkosten tragen, die diese Produktion verursacht. Es werden ferner zu dem sogenannten Lastenausgleich die Gewerbe viel schärfer herangezogen, in denen besonders hohe Löhne gezahlt werden, trotzdem die Gemeinden durch diese höherbezahlten Arbeiter auf keinen Fall mehr Ausgaben haben als durch die weniger gut entlohnten. Auch diese Ungerechtigkeit trifft besonders das Baugewerbe, bei dem die durchschnittlichen Stundenlöhne im Dezember 1925 mit 115,8 Pf. für Gelernte und 94,7 Pf. für Ungelernte weit über dem von der amtlichen Statistik ermittelten Gesamtlohndurchschnitt für Gelernte von 94,1 Pf. und für Ungelernte von 65,8 Pf. liegt.

Die geplante Einführung einer „Kumulation" von Gewerbekapitalsteuer und Lohnsummensteuer würde keine Abhilfe der bisherigen Mängel bieten. Die Annahme, daß dann ein Ausgleich stattfinden würde in der Belastung durch die Gewerbenebensteuern bei Betrieben, die mit im Verhältnis zur Lohnsumme hohem Kapital arbeiten, und denjenigen, die eine große Lohnsumme zu versteuern haben, ist bisher noch nicht bewiesen. Eine Entlastung der bisher unter der Lohnsummensteuer leidenden Gewerbezweige durch eine obligatorische Heranziehung des Gewerbekapitals zur Besteuerung wird kaum

zu spüren sein gegenüber den weiterbestehenden Mängeln der Lohnsummensteuer. Im Gegenteil, bei einzelnen Wirtschaftszweigen wird sich durch die Gewerbekapitalsteuer zu der Ungerechtigkeit der Lohnsummensteuer eine weitere Unbilligkeit gesellen. Denn wenn auch bei der Gewerbekapitalsteuer durch die Bewertung eine Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Betriebe möglich ist, so wird doch die Tatsache kaum abzumildern sein, daß die Gewerbekapitalsteuer notwendigerweise Wirtschaftszweige schwerer treffen muß, bei denen das Kapital im Verhältnis zum Ertrage besonders groß sein muß. Da das Baugewerbe auch zu diesen Gewerben gehört, wird ihm die Kumulation statt einer Milderung nur eine Verdoppelung der Benachteiligung bringen.

Die beabsichtigte Kumulation der beiden Steuern nach dem Umfange des Betriebs würde übrigens für den einzelnen Steuerpflichtigen auch deshalb unerwünscht sein, weil sie eine Erschwerung seines Standes gegenüber der Steuerverwaltung der Gemeinde bedeuten würde bei dem Versuch, im Einzelfall eine Annäherung der Lohnsummensteuer an die Leistungsfähigkeit seines Betriebes zu erzielen, wozu ja die bisherige Gewerbesteuernotverordnung im § 49 eine Handhabe bietet. Die Gemeinden werden sich dann bei solchen Verhandlungen hinter dem Einwand verschanzen, daß die besondere Belastung durch die Lohnsummensteuer durch die Kumulation mit der Gewerbekapitalsteuer ausgeglichen sei. Gerade die Möglichkeit der Verhandlung im Einzelfall ist aber für die größeren Gewerbebetriebe bei der Roheit der Lohnsummensteuer von größter Bedeutung, so daß sie durch das neue Gewerbesteuergesetz nicht erschwert, sondern erleichtert werden müßte.

Da die Lohnsummensteuer in dem heutigen Steuersystem unmöglich ist, darf sie in dem neuen Gewerbesteuerrecht nicht beibehalten werden. Die Gewerbesteuer muß als Ertragssteuer ausgebaut werden. Wenn unbedingt eine Ergänzungssteuer, die nach dem Umfang des Betriebes bemessen wird, nötig ist, so kann dazu nur die Gewerbekapitalsteuer herangezogen werden, bei der aber auch der Gesichtspunkt der Leistungsfähigkeit des einzelnen Betriebes weitgehendst zu berücksichtigen ist. Dr. H. Windler.

Beiträge der Bauunternehmungen für die Pflichtfortbildungsschulen. Nach den §§ 16 und 17 des wiederholt geänderten Gesetzes vom 16. Juni 1921 (in der Fassung v. 22. IV. 24) über das Diensteinkommen der Gewerbe- und Handelslehrer und -lehrerinnen in den gewerblichen, kaufmännischen und hauswirtschaftlichen Berufsschulen (Pflichtfortbildungsschulen) sind sämtliche Gewerbebetriebe eines Bezirkes, die in der Regel mindestens 5 Arbeiter beschäftigen, von den Gemeinden zur Leistung von Schulbeiträgen heranzuziehen. Die Höhe der Schulbeiträge ist im allgemeinen nach der Zahl der beschäftigten Arbeiter und Angestellten zu bemessen. Durch diese Art der Regelung in Form einer Kopfsteuer werden die Bauunternehmungen namentlich des Tiefbaues ähnlich wie durch die Gewerbesteuer nach der Lohnsumme im Verhältnis zu anderen Industrie- und Gewerbezweigen ganz unbillig belastet. Obgleich die Unternehmungen des Tiefbaues im allgemeinen nur wenig jugendliche Arbeiter beschäftigen, müssen sie in den einzelnen Schulgemeinden von allen Beitragspflichtigen wahrscheinlich die höchsten Beiträge entrichten. Der Stichtag für die Zahl der beschäftigten Arbeitnehmer wird von den Gemeinden überdies meist in die Sommermonate gelegt, d. h. in eine Zeit, zu der sich gerade im Baugewerbe sehr hohe Beschäftigungszahlen ergeben. Der Beitragssatz für das Schuljahr schwankt in den einzelnen Gemeinden zwischen 4 und 6 M., so daß sich für größere Betriebe sehr erhebliche Belastungen ergeben. In dem Gesetz ist zwar vorgesehen, daß die Festsetzung der Schulbeiträge mit Genehmigung der Schulaufsichtsbehörde für einzelne Gruppen der Gewerbetreibenden in verschiedener Höhe erfolgen könne. Bislang ist es aber, soweit bekannt, den Bauunternehmungen nicht gelungen, eine für sie gerechtere Art der Beitragsleistung bzw. Ermäßigung der Beitragssätze durchzusetzen, da bei den Gemeinden in der Regel rein fiskalische Rücksichten maßgebend sind. Es muß gefordert werden, daß ebenso wie in der Gewerbesteuer mit dem überlebten System der Besteuerung nach Lohnsummen bzw. nach Kopfzahlen endgültig gebrochen wird, und daß auch für die Erhebung der Berufsschulbeiträge lediglich der Ertrag, den die einzelne Unternehmung erzielen konnte, der Berechnung zugrunde zu legen ist. Diesem Gesichtspunkt ist in der kürzlich ergangenen Bekanntmachung des Magistrats Berlin über die Erhebung des Berufsschulbeitrages für 1925 bereits Rechnung getragen, d. h. der Berufsschulbeitrag ist nach einem Satz von 11,75% der Gewerbeertragssteuer festgesetzt worden.

Dem Vernehmen nach wird das Gewerbe- und Handelslehrerdiensteinkommengesetz im Preußischen Ministerium für Handel und Gewerbe zur Zeit einer Neubearbeitung unterzogen. Es muß gefordert werden, daß für die Bemessung des Schulbeitrages ausschließlich der Gewerbeertrag maßgebend ist. Wenn den einzelnen Gemeinden fakultativ anheimgestellt werden sollte, auch die Kopfzahl bzw. Lohnsumme als Bemessungsgrundlage zu wählen, ist zu befürchten, daß von einer größeren Anzahl kleinerer Gemeinden von dieser Möglichkeit Gebrauch gemacht wird, namentlich wenn in ihrem Bereich gerade größere Tiefbauarbeiten ausgeführt werden. Anläßlich der Neufassung des Gesetzes muß auch geklärt werden, ob die Baustellen der Bauindustrie von den Gemeinden, in deren Orten sie liegen, zur Leistung der Berufsschulbeiträge herangezogen werden können. Aus der Tatsache, daß Baustellen von einer Baudauer von mehr als 12 Monaten im Sinne des Finanzausgleichgesetzes als „Betriebsstätten" zu betrachten und als solche zur Gewerbesteuerveranlagung heranzuziehen sind, ergibt sich nicht ohne weiteres, daß sie auch zur Leistung des Berufsschulbeitrages verpflichtet wären. Nach § 16, Absatz 1, des Gewerbe- und Handelslehrerdiensteinkommengesetzes sind die Pflichtfortbildungsschulbeiträge als Kommunalabgaben im Sinne des Gesetzes vom 14. Juli 1893 zu betrachten. Nach § 9 des Kommunalabgabengesetzes sind die Gemeinden aber nur ermächtigt, diejenigen Gewerbetreibenden zur Deckung der Kosten zur Unterhaltung von Veranstaltungen, welche das öffentliche Interesse erfordert, heranzuziehen, denen hierdurch besondere wirtschaftliche Vorteile erwachsen. Da aber den Tiefbauunternehmungen die Ausbildung der Jugendlichen auf den Pflichtfortbildungsschulen überhaupt nicht zugute kommt, namentlich wenn sie nur kurze Zeit an ein und demselben Orte bauen, können ihre Baustellen auch nicht zum Pflichtfortbildungsschulbeitrag herangezogen werden.

Eine gewisse Erleichterung wird im übrigen der Industrie anläßlich der künftigen Regelung der Beitragspflicht für die Pflichtfortbildungsschulen dadurch erwachsen, daß die den Gemeinden entstehenden Kosten vom 1. April 1926 ab zur Hälfte von den Ländern übernommen werden sollen und nur noch die andere Hälfte auf die Gewerbebetriebe umzulegen ist.

Großhandelsindex.

13. Jan.	20. Jan.	27. Jan.	3. Febr.	10. Febr.	17. Febr.
120,6	120,1	119,7	119,2	118,8	118,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 18. Februar.)

Gesetz über Änderungen im patentamtlichen Verfahren. Vom 1. Februar 1926 (R. G. Bl. I. S. 127.) Als Vorläufer der im Zusammenhang mit der internationalen Patentgesetzbewegung in späterer Zukunft zu erwartenden Reform des Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichengesetzes wird die innere Behandlung der Prüfung eines Einspruches gegen Erteilung des Patentes geändert. Zur Vereinheitlichung der Rechtsprechung wird im Patentamt aus dem Präsidenten, drei rechtskundigen und drei technischen Mitgliedern ein großer Senat gebildet.

Vorauszahlungen auf Einkommensteuer und Körperschaftssteuer. Erl. des Reichsfinanzministers vom 10. Februar 26. Die Frist für die Abgabe der Steuererklärungen für das Kalenderjahr 1925 wird voraussichtlich auf die Zeit vom 8.—25. März festgesetzt werden. Der Steuerbescheid wird dann kaum bis zum 10. April den Steuerpflichtigen zugehen, und diese müssen nach dem Steuerüberleitungsgesetz am 10. April eine Vorauszahlungsrate auf Grund der bisherigen Vorschriften (2. Steuernotverordn. usw.) leisten. Während für die übrigen Steuerpflichtigen im Steuerüberleitungsgesetz Vorschriften zur Anpassung dieser Vorauszahlung an die mutmaßliche Steuerschuld 1925 enthalten sind, fehlen solche Vorschriften für buchführende Gewerbetreibende. Der Reichsfinanzminister gestattet deshalb, daß diese Gewerbetreibenden am 10. April nur ein Viertel des Betrages zahlen, der sich nach der eingereichten Steuererklärung als Steuerschuld ergibt. Stellt sich bei der Veranlagung ein höherer Betrag heraus, so ist der Unterschied innerhalb eines Monats nach Zustellung des Steuerbescheides nachzuzahlen.

Es ist geplant, die Vorschrift des neuen Einkommensteuergesetzes, daß Vorauszahlungen am 15. des zweiten Quartalsmonats zu entrichten sind, dahin abzuändern, daß es bei den bisherigen Terminen (10. Tag des Vierteljahres) bleibt, da sonst Steuerpflichtige u. U. im Jahre 1926 fünf Vorauszahlungraten zu entrichten hätten.

Einsichtnahme der Steuerausschüsse in die die Veranlagungsergebnisse enthaltenden Steuerlisten. Erlaß des Reichsfinanzministers v. 6. Januar 1926. Nach § 25 der Reichsabgabenordnung haben die bei den Finanzämtern eingerichteten Steuerausschüsse für Einkommen- und Vermögenssteuer bei der Veranlagung und bei Entscheidung von Erstattungsansprüchen mitzuwirken. Durch das Gesetz zur Änderung der Verkehrssteuern und des Verfahrens wurde ihnen dazu die Pflicht übertragen, zwecks Kontrolle der Veranlagung Einsicht in die deren Ergebnisse enthaltenden Steuerlisten zu nehmen. Ob ihnen auch andere Unterlagen der Veranlagung (Bücher, Akten, Urkunden usw.) zugänglich zu machen sind, richtet sich weiter nach dem Ermessen der Verwaltungsbehörde. Zweckgedanke der Vorschrift ist, eine möglichst gleichmäßige Veranlagung innerhalb des Bezirkes, vor allem in der gleichen Berufsgruppe, zu erzielen. Den Ausschüssen ist daher auch die Einsicht in die Listen anderer Bezirke zu gestatten, selbst wenn die Veranlagung noch nicht abgeschlossen ist. Die Mitglieder der Ausschüsse haben das Steuergeheimnis zu wahren.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 28. Jan. 1925.

Kl. 19 a, Gr. 28. C 34 423. „Cubex" Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Fahrbare Vorrichtung zum Dichten des Bodens für zu rückende Gleise. 11. II. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. C 35 831. „Cubex" Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Lagerung der Hub- bzw. Zwängrollen an Maschinen zum Anheben und Rücken von Gleisen. 10. XII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 9. B 121 885. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Verstellen von Doppelzungenweichen für Hängebahnen. 22. IX. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. H 99 076. Hein, Lehmann & Co., Act.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Abspannung für Maste, insbes. für solche der drahtlosen Telegraphie; Zus. z. Pat. 316 956. 31. X. 24.

Kl. 37 d, Gr. 3. H 92 496. Mamiel Herrera, Gijon, Oviedo, Span.; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Treppe mit Absätzen. 24. I. 23. Spanien 30. IX. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. K 91 737. Markus Kries, Wien; Vertr.: Dr. B. Alexander-Katz, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Mischtrommel, insbes. für Kunststeinmassen. 21. I. 24. Österreich 29. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 13. H 92 962. Oskar Hermoye u. Charles Glorian, Ixelles-Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung gelochter Blöcke aus Beton und anderen stampfbaren und abbindenden Massen. 14. II. 20.

Kl. 80 a, Gr. 19. Sch 71 748. Heinrich Schlegel, Königshütte, Poln. O.-S.; Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Walzverfahren nebst Vorrichtung zur Herstellung von Blöcken, insbes. aus Leichtbeton. 8. X. 24.

Kl. 80 b, Gr. 18. W 68 224. Viktor Wikkula, Helsingfors, Finnland; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Verfahren zur Herstellung von porösen Bauteilen. 21. I. 25. Finnland 21. I. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 88 896. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Absetzvorrichtung. 14. III. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. L 64 186. Lauchhammer-Rheinmetall-Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 7. X. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. E 31 882. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Sohlendichtung für versenkbare Verschlußkörper. 15. I. 25.

Kl. 85 e, Gr. 4. G 61 380. Benno Gröger, Dresden, Zirkusstr. 30. Abflußanlage mit Einrichtung zur Ausscheidung fester Stoffe aus Flüssigkeiten. 10. V. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 4 vom 28. Jan. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 2. 425 024. Adolf Drost, Mühlheim, Bürgerstr. 6. u. Peter Mommertz, Hamborn, Warbruckstr. 35. Verfahren zum Auftauen von Gefrierschächten. 24. III. 21. D 39 370.

Kl. 5 c, Gr. 9. 425 033. Josef Böckmann, Goethestr. 1., u. Alex Kümmel, Jägerstr. 19, Lünen. Kappschuh. 30. IV. 24. B 113 867.

Kl. 20 i, Gr. 33. 425 281. Paul Bildstein, Neue Norststr. 13., u. Emil Seidel, Rheinische Straße 17., Elberfeld. Vorrichtung zur Verhütung des Überfahrens von Haltsignalen. 8. III. 25. B 118 579.

Kl. 20 k, Gr. 9. 425 046. Kurt Kerzler, Leipzig, Merseburger Str. 64. Kittloser Isolator für Fahrdrahthalter, Drahtstützen usw. für Krane, elektrische Bahnen u. dgl. 19. IV. 25. K 93 865.

Kl. 37 b, Gr. 5. 425 214. Dr.-Ing. Alfred Jackson, Stuttgart, Seestr. 6. Holzverbindungsdübel. 15. II. 24. J 24 433.

Kl. 80 b, Gr. 16. 425 206. Arno Andreas, Münster i. W., Ludgeristraße 28 A. Verfahren zur Herstellung von Leichtsteinen und Leichtplatten; Zus. z. Pat. 423 540. 19. IV. 25. A 44 751.

Kl. 80 b, Gr. 25. 425 216. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insb. zur Herstellung von Teermakadam. 28. XII. 24. R 62 951.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Otto Blum, G. Jacobi u. Kurt Risch, Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen. Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil. 8. Band. Herausgegeben von R. Otzen. Mit 86 Textabb. 431 S. Verlag von Julius Springer. Berlin 1925. Preis geb. 21 RM.

Wohl kaum ein Werk der neueren Eisenbahnfachliteratur entspricht so wie das vorliegende den Bedürfnissen nicht nur des in der Praxis stehenden Eisenbahners, sondern auch denen der Studierenden des Bauingenieurwesens.

Der von O. Blum verfaßte erste Teil Verkehr ist weit entfernt von der üblichen trockenen Behandlung dieses Gebiets. Packende und scharf gezeichnete Bilder der Verkehrsentwicklung Deutschlands ziehen an uns vorüber, die die Leser zum Nachdenken anregen. Die folgenden größeren Abschnitte des ersten Teiles über Eisenbahnwesen und Gemeinwohl, sowie über Tarifwesen behandeln diese volkswirtschaftlichen Gebiete vom Standpunkt des Verkehrsfachmannes. Nicht nur der Einfluß der fortschreitenden Verkehrsentwicklung durch die Eisenbahn im allgemeinen wird hier mit Gründlichkeit und Sachlichkeit erörtert, sondern auch die Einwirkung auf wichtige Einzelgebiete, wie Hochseefischerei, Forstwirtschaft, Landwirtschaft und Siedlungswesen.

Der Abschnitt über Tarifwesen bringt den Aufbau und die Bemessung der Tarife, wobei auf die große Bedeutung sowohl der richtigen Ermittlung der Selbstkosten als untere Grenze der Tarife als auch auf deren richtige Bemessung abhängig vom Wert der Ortsveränderung und dem volkswirtschaftlichen Werte der Güter hingewiesen wird.

Der zweite Teil Betrieb, von Jacobi bearbeitet, behandelt in gründlicher Weise zunächst das Aufkommen der verschiedenen auf der Eisenbahn beförderten Personen- und Gütermengen, um hieraus die Grundlagen für die Fahrplanbildung abzuleiten. Die Berechnungsweise der Fahrzeiten mittels der Betriebslängen dürfte wohl bei einer Neuauflage nicht mehr aufgenommen werden, dagegen dürfte dann ein Abschnitt über die Aufstellung des bildlichen Fahrplans nach den theoretischen Erörterungen von Dr.-Ing. Gaede den Wert der Ausführungen erhöhen. Nunmehr folgt eine eingehende Behandlung des Fahrdienstes, insbesondere des Stationsdienstes, der Zugbildung und des Rangier- und Streckendienstes sowie der Betriebsstockungen.

Ein kurzer aber ausgezeichneter Abschnitt über den Verkehrsdienst, von Risch bearbeitet, beschließt den zweiten Teil. Die Organisation der Eisenbahn ist der letzte Hauptteil, von Risch mit reichem Wissen verfaßt. Risch geht hier von dem Hauptgrundsatz der Organisation aus: Der richtige Mann am richtigen Platz. Arbeitsfreude, die zur Steigerung der Arbeitsleistung führt, sowie die Zuweisung selbständiger Arbeitsgebiete mit eigner Verantwortung geben den Ausschlag für die Güte der Organisation. Die Übertragung dieser Grundsätze auf die Eisenbahnunternehmungen zeigt Risch meisterhaft in einer logisch aufgebauten Arbeitsgliederung und Arbeitsvereinigung für die Erledigung der laufenden Aufgaben.

Die Organisation der Reichsbahn, der früheren deutschen Länderbahnen, wird in Einzeldarstellungen behandelt und kritisch mit denen der Privatbahnverwaltungen und einigen ausländischen Bahnunternehmungen verglichen. Den Schluß des dritten Teils bildet eine Zusammenstellung der Eisenbahngesetzgebung, die wohl allenthalben sehr begrüßt werden wird.

Der vorliegende Band, der vorzüglich ausgestattet eine wertvolle Bereicherung der Eisenbahnfachliteratur ist, wird eines zahlreichen Leserkreises gewiß sein. Prof. W. Müller, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

1. Besichtigung.

Am Dienstag, den 2. März 1926, nachmittags 3½ Uhr, findet eine Besichtigung der Baustelle des Großkraftwerkes Rummelsburg der Berliner städtischen Elektrizitätswerke statt. Treffpunkt vor dem Baubureau, Köpenicker Landstraße. Fahrt bis Bahnhof Rummelsburg oder Vorortstrecke nach Friedrichshagen-Erkner (nicht Bahnhof Stralau-Rummelsburg der Stadtbahn), von da ab 20 Minuten Fußweg.

2. Vortrag.

Im Rahmen der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen veranstalteten Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" wird der nächste Vortragsabend am Mittwoch, dem 3. März 1926, 7½ Uhr abends, im Saal 158 (Hauptgebäude) der Technischen Hochschule Charlottenburg, Berliner Str. 171/172, stattfinden.

Es werden sprechen: 1. Herr Geh. Reg.-Rat Professor Dr.-Ing. Rudeloff (früher Direktor des Materialprüfungsamtes Berlin-Lichterfelde) über „Die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen"; 2. Herr Privatdozent Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Winkel, Abteilungsvorsteher der Versuchsanstalt für Wasser- und Schiffbau, über „Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens".

Nach den Vorträgen ist eine Aussprache in Aussicht genommen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

REUSCH

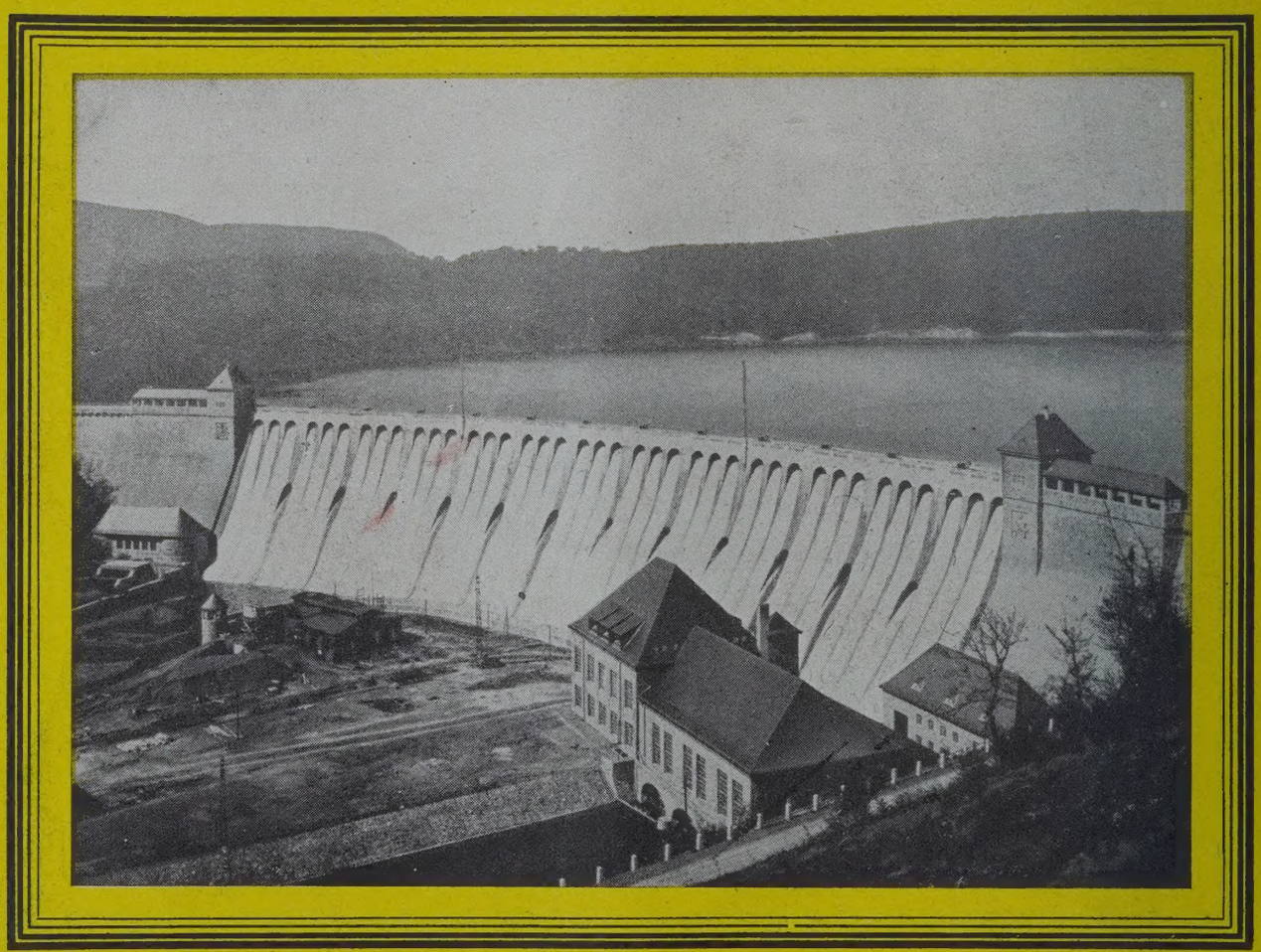
ZUR 29. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETONVEREINS MÄRZ 1926

DER BAUINGENIEUR

PHILIPP HOLZMANN

AKTIENGESELLSCHAFT
FRANKFURT AM MAIN

BERLIN • DANZIG • DRESDEN • DÜSSELDORF • DUISBURG • GERA
HALLE A. S. • HAMBURG • HANNOVER • KÖLN • KÖNIGSBERG I. PR.
MANNHEIM • MÜNCHEN • OPPELN • STETTIN • STUTTGART
ALEXANDRIEN • ANGORA • ATHEN • BUENOS AIRES • KONSTANTINOPEL • LIMA-PERU • SALONIKI • SANTIAGO DE CHILE • SUEZ



HOCHBAU • EISENBETONBAU • TIEFBAU

KIRCHEN • THEATER • GESCHÄFTSHÄUSER • WOHNHÄUSER
SIEDLUNGEN • FABRIKANLAGEN • SPEICHER • SILOS
STRASSEN • EISENBAHNEN • BRÜCKEN • TUNNEL • HÄFEN
KANÄLE • WASSERVERSORGUNG • KANALISATION

AUSARBEITEN VON PROJEKTEN ALLER ART

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 5. März 1926 Heft 10

DIE NEUE DILLINGER DONAUBRÜCKE.

Von O. Muy, Direktor und techn. Filialleiter der Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung München.

Am 21. Mai 1924 wurde nach einem Festakt im Rathaus zu Dillingen und anschließender örtlicher Einweihung die neue Staatsstraßenbrücke über die Donau dem Verkehr übergeben. Sie ist die am weitesten gespannte deutsche Eisenbetonbalkenbrücke und darf daher in erhöhtem Maße das Interesse der Fachwelt in Anspruch nehmen.

Die bisher an dieser Stelle gestandene alte Brücke (Abb. 1), welche als konstruktiv und ästhetisch vorbildliches Bauwerk über ein Jahrhundert dem Verkehr diente, war im Laufe der Zeit trotz wiederholter umfangreicher Ausbesserungen in einen so unzulänglichen baulichen Zustand geraten, daß sie ihre Aufgabe nicht mehr weiter mit der notwendigen Sicherheit erfüllen konnte. Eine erneute dauerhafte Instandsetzung des Überbaues samt Pfeilern war im Hinblick auf die Einführung schwerer Lastkraftwagen auch nicht durchführbar, und sie mußte daher als das letzte bayerische Brückenbauwerk ihrer Art abgebrochen werden. Die Brücke ist in den Jahren 1815 bis 1818 als Holzbogenbrücke nach dem System Wiebeking mit drei Spannweiten von je 28,5 m errichtet worden. Der Erbauer, Ritter von Wiebeking, war Generaldirektor des bayerischen Straßen- und Brückenbaues und besonders bekannt durch seine mustergültigen und bahnbrechenden Strombauarbeiten, zu denen auch die im Jahre 1816 fertiggestellte Donaukorrektion zwischen den Städten Lauingen und Dillingen, Karolinenkanal genannt, gehörte. Da die alte Brücke in technischer und künstlerischer Hinsicht gleich hervorragend war und sich besonders gut in das Landschaftsbild einfügte, so mußte bei dem neuen Bauwerk um so mehr Bedacht darauf genommen werden, die Erscheinungsform in gleichem Sinne zu lösen. Es darf wohl gesagt werden, daß das leider abgetragene Bauwerk der alten Baukunst in dem Ingenieurwerk unserer Zeit einen glücklichen Ersatz gefunden hat.

Bereits in den Jahren 1906, 1914 und 1921 hat die bauausführende Firma, die Wayß & Freytag A.-G., in Verbindung mit dem Straßen- und Flußbauamt Dillingen Entwürfe für Bogenbrücken aufgestellt, bei denen teils die Mitbenutzung der alten Pfeiler vorgesehen, teils ein vollständig neues Bauwerk angenommen war. Von der ersten Lösung mußte jedoch Abstand genommen werden, da die schlechte Beschaffenheit der Fundierung die Verwendung der alten Pfeiler nicht zuließ. Nach den Ergebnissen einer im Frühjahr 1922 erfolgten genauen Untersuchung des Untergrundes wandte man sich sodann von der Durchführung eines Bogenprojektes ab und suchte die Lösung in einer statisch bestimmten Balkenkonstruktion unter gleichzeitiger Einhaltung der geforderten großen Durchflußweiten.

Der den neuen örtlichen und wirtschaftlichen Verhältnissen angepaßte endgültige Entwurf der Wayß & Freytag A.-G., Niederlassung München, eine Eisenbeton-Gerberträgerbrücke, wurde als zweckmäßigste Lösung durch Ministerialbeschluß zur Ausführung genehmigt (Abb. 2). Die neue Brücke überspannt in einer Entfernung von 40 m unterhalb der alten den Strom in fünf Öffnungen mit einer Gesamtlänge von 160 m zwischen den Endwiderlagern. Die Stützweite der drei mittleren Öffnungen beträgt je 36,80 m und die der Endöffnungen je 24,80 m. Die Brücke ist zwischen den Geländern 8 m breit, wovon 5,50 m auf die Fahrbahn und je 1,25 m auf die beiden auskragenden Gehwege entfallen (Abb. 3 u. 4).

Fahrbahn und Gehwege werden von zwei Hauptlängsträgern getragen, die als Gerberträger konstruiert sind, deren eingehängte Balken sich im zweiten und vierten Feld befinden. Ursprünglich waren drei Längsträger vorgesehen. Man entschied sich jedoch vor Baubeginn für das Zweiträgersystem, da es statisch klarer, konstruktiv einfacher und wirtschaftlicher ist. Die Fahrbahnachse zieht in parabolischer Linie mit betonter Überhöhung über die vier Land- und Strompfeiler von Weg zu Wegrampe, welche in leichten Bögen den Anschluß an die Staatsstraße vermitteln. Für die Durchflußweite und -höhe der Brücke waren die im Projekt befindlichen Hochwasserschutzdämme der Donau zwischen Lauingen und Dillingen und die sich hieraus ergebenden Wasserverhältnisse bestimmend.

Die Gründung der Pfeiler und Widerlager erfolgte mit besonderer Sorgfalt. Durch eine Anzahl behördlicherseits bis zur Kote 404, d. i. etwa 14 m unter Flußsohle durchgeführter Bohrungen wurde die Beschaffenheit des Untergrundes festgestellt. Es ergab sich bei den Strompfeilern bis zur Kote 413—414 (Nullpunkt Dillinger Pegel = 418,54 m N.N.) eine lose bis stark verkittete Kieslage, auf welche grauer und blauer Letten folgte, der später bei sehr fester Lagerung mit dem Pickel gelöst werden mußte. Bei den übrigen Bohrungen lagen ähnliche Verhältnisse vor. Die Donau hat ihr Bett durch den Hochterrassenschotter in den tertiären Untergrund eingegraben, der aus sandigen und lettigen Sedimenten besteht, welche ohne Schichtenstörung auf etwa 50 m abwärts weiter streichen.

Ursprünglich war eine Holzpfahlgründung für sämtliche Fundamente vorgesehen. Durch den angetroffenen Untergrund erübrigte sich dieselbe jedoch bis auf die Landpfeiler, die je 45 Stück 8,50 m lange Pfähle mit einer Einzelbelastung von 30 t ohne Berücksichtigung des mittragenden Bodens erhielten. Der Aushub der Landpfeiler und Widerlager erfolgte zwischen Holzspundwänden, die 50 cm unter die Fundamentsohle reichten. Für die Gründung der beiden Strompfeiler wurden 7 m lange eiserne Larssenspundbohlen Prof. II in einer als Fangdamm wirkenden doppelten Umschließungswand verwendet. Die innere Spundwand, in deren unmittelbarem Schutze der Bodenaushub erfolgte, wurde bis zur Kote 411 gerammt, nach Betonierung des Fundamentes auf Kote 417,0 abgeschnitten und in dieser Höhe mit letzterem durch 30 mm starke Rundeisen verankert. Die Rammung, welche mit einer 2 t-Dampframme erfolgte, stieß in dem tiefer gelegenen festen Letten auf erhebliche Schwierigkeiten, so daß von der projektierten nachträglichen Tieferrammung bis Kote 410 Abstand genommen wurde. Die Rammarbeit erforderte 18 Betriebsschichten, so daß die tägliche Leistung rd 2,5 lfd. m Spundwand bei 7,0 m eingerammter Tiefe betrug. Die äußere Spundwand, welche als Hochwasserschutz wirkte, wurde in 1,50 m Entfernung von der inneren Wand bis zur Kote 414,0 gerammt, damit sie mit der Spitze noch etwa 50 cm in den wasserdichten Letten eingriff und oben mit der Hochwasserkote 421 abschloß. Für diese Rammung benötigte man 15 Betriebsschichten bei einer täglichen Leistung von 4,0 lfd. m Spundwand mit 4,0 m Rammtiefe. Die doppelte Umschließungswand hat sich bei dem wiederholten Hochwasser als notwendig erwiesen und durchaus bewährt. Das Grundwasser konnte leicht mit zwei Zwanziger-Pumpen gehalten werden.

(Abb. 5 zeigt den vom Hochwasser überraschten Transport der Ramme zum rechten Strompfeiler mit einer Gesamtübersicht der Baustelle.)

Die äußere Spundwand wurde nach Fertigstellung des zuerst hergestellten rechten Strompfeilers gezogen, bei dem voneinander entfernten horizontalen Verbolzungen. Von den für die Strompfeiler projektierten Holzpfählen konnte in Anbetracht des guten Untergrundes und der Ergebnisse einer Probepfahlrammung Abstand genommen werden, um so mehr, als auch eine eventuelle Zusammenpressung des Untergrundes

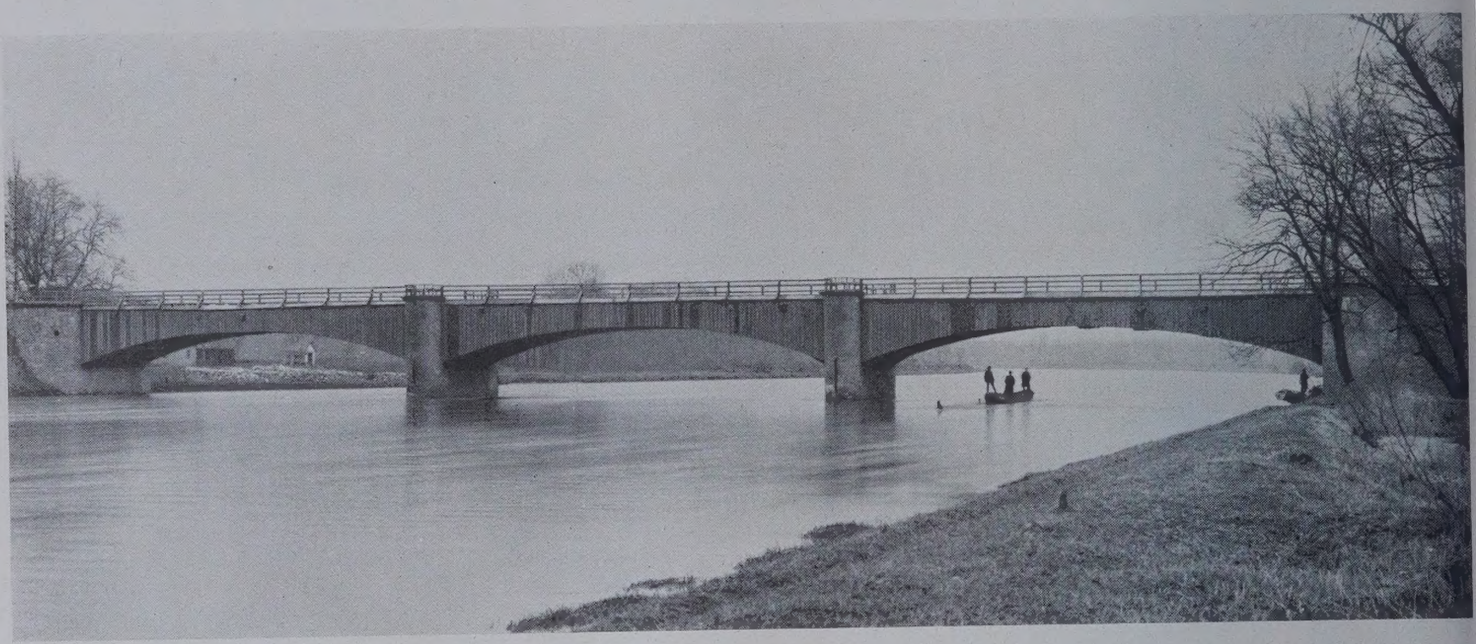


Abb. 1. Die alte, nunmehr abgetragene Dillinger Donaubrücke.

Abb. 2. Die neue Dillinger Donaubrücke.

linken Strompfeiler in gleicher Weise wieder verwendet und dann zurückgewonnen.

Die Pfeilerausschachtung erfolgte ununterbrochen in Tag- und Nachtschichten bis zur Tiefenkote 412,0, d. i. etwa 6 m unter der Flußsohle, unter gleichzeitigem Einbauen von 1,5—2 m

bei dem gewählten Brückensystem ohne nachteilige Folgen für die Konstruktion ist. Die maximale Bodenpressung auf die Bodenfuge beträgt bei einer Gesamtauflast von 1865 t nur 2,10 kg/cm². Die Fundamentkörper sind in Mischung 1:12, die aufgehenden verhältnismäßig schlanken Pfeiler in Mischung

1:9 betoniert. Letztere besitzen stromaufwärts Spitzbogen-, stromabwärts Halbkreisform und sind bis etwa zur Mittelwasserlinie mit Granitwerksteinen verkleidet.

Der Brückenüberbau erforderte bei seinen großen Spannweiten von nahezu 37 m und den sich hieraus ergebenden tonischer Belebung empfunden, das durch die ebenfalls bewegte Gesimsschattenlinie noch eine besondere Betonung erfährt. Die untere Trägerlinie der Mittelöffnungen wird in Anlehnung an die alte Brücke durch einen schlicht wirkenden Segmentbogen gebildet, der aber in Anbetracht der andersartigen konstruktiven

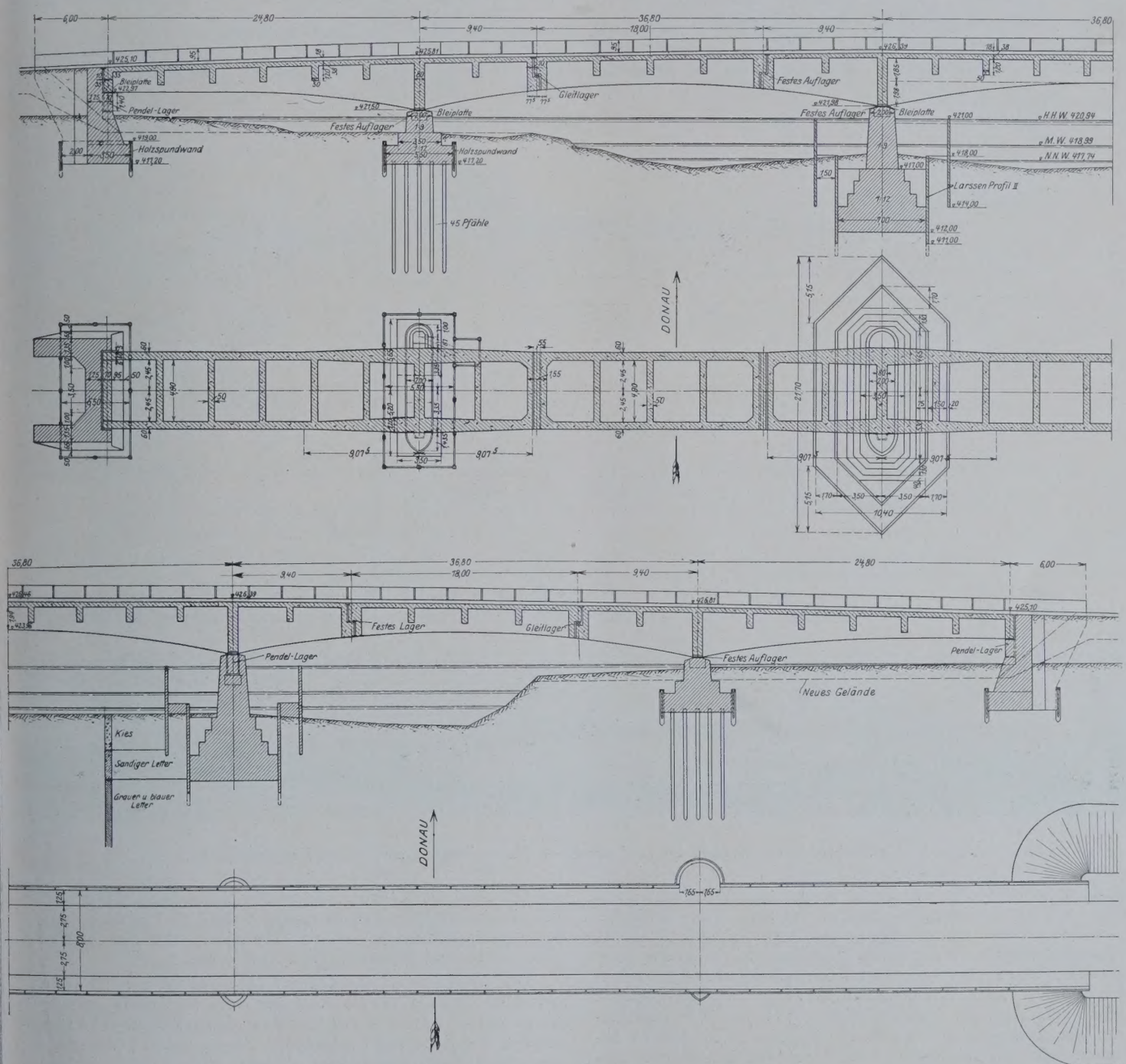


Abb. 3. Längsschnitt, Grundriß und Draufsicht auf die neue Dillinger Donaubrücke.

Trägerabmessungen eine besonders sorgfältige konstruktive Durchbildung und Ausführung. Die beiden Hauptträger sind in 5,50 m Entfernung voneinander angeordnet. Bei den Mittelfeldern beträgt der Querschnitt in Feldmitte 60/194 cm und über den Stützen 120/384 cm. Infolge der bedeutenden Stützenmomente ist über den Pfeilern eine horizontale Verbreiterung der Träger notwendig geworden, welche in statisch wirksamer Weise sowohl nach innen als auch nach außen in schrägem Anzug von den Gelenken aus erfolgt. Die äußere Anschwellung, welche also lediglich ein Ergebnis der statischen Konstruktion ist, wird an dem Bauwerk als ein Moment charakteristisch tek-

Verhältnisse mit geringem Stich straff gespannt ist. Die beiden Hauptträger sind in Abständen von 3—4 m durch Querträger miteinander verbunden, welche über den Pfeilern und bei den Feldgelenken in Anbetracht der hier auftretenden großen Kraftwirkungen besonders stark ausgebildet sind.

Die Berechnung der Träger erfolgte nach den Belastungsvorschriften für Staatsstraßenbrücken (§ 15b, Kl. I der besond. Bedingungen f. Ausf. v. Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. 1. 1912 und Nachtrag 1918) mit einer Stoßziffer von 1,50 und den zulässigen Spannungen von $\sigma_b = 45$ kg/cm² und $\sigma_e = 1200$ kg/cm². Für die den Verkehrsstößen unmittelbar

ausgesetzten Querträger und Fahrbahnplatten wurde $\sigma_b = 35$ kg/cm² und $\sigma_e = 1000$ kg/cm² zugrunde gelegt. Es ergab sich damit für die Mittelöffnung des Hauptträgers aus Eigengewicht + Verkehr ein positives Feldmoment von

$$M = g + p = 200 + 549 = + 749 \text{ mt},$$

ein negatives Feldmoment von + 200 − 454 = − 254 mt und ein Stützenmoment von − (1480 + 452) = − 1932 mt. Diese bedeutenden Balkenmomente erforderten neben den genannten Betonabmessungen sehr starke Armierungen, die über der Stütze Abb. 7a mit 14 ⌀ 40 und 16 ⌀ 45 = 430 cm², in Feldmitte unten Abb. 7b mit 4 ⌀ 40 und 16 ⌀ 45 = 305 cm² und in Feldmitte oben mit 8 ⌀ 45 = 127 cm² betragen. Die Abb. 6a und b zeigen die Bewehrung des Endfeldes, des eingehängten Trägers und des Mittelfeldes. Die gewählten Rundeisen sind bis zu 25,0 m lang und so angeordnet, daß die Stöße in der Hauptsache in den Aufbiegungen liegen, bei denen sich die Eisen auf die ganze Länge doppelt übergreifen; für die Schubspannungen ist jedoch nur ein Eisen in Betracht gezogen worden. Von der sonst üblichen Verwendung von Spannschlössern wurde mit Rücksicht auf den größeren Zeitaufwand und die Kosten Abstand genommen. Die Abbiegungen der Eisen passen sich genau dem Momentenverlauf und den aufzunehmenden Schubspannungen an, die beim Auflager des Mittelfeldes 6,56 kg/cm² und beim Beginn der horizontalen Trägerverbreiterung 11,10 kg/cm² betragen. Gemäß der schon immer geübten Praxis der ausführenden Unternehmung werden sämtliche Schubspannungen ohne Mitwirkung des Trägerbetons nur von den aufgebogenen Eisen und den Bügeln aufgenommen. Die Bügel des Mittelfeldes sind 16 mm stark, in Feldmitte vierschnittig mit 35 cm Abstand und gegen das Auflager hin sechsschnittig mit 30 cm Abstand. Demgemäß kann beispielsweise in Feldmitte durch die Bügel eine Schubspannung von

$$\tau_{0B} = \frac{f_e \sigma_e}{e\, b_0} = \frac{4 \cdot 2{,}01 \cdot 1200}{35 \cdot 60} = 4{,}6 \text{ kg/cm}^2$$

aufgenommen werden; der Rest der Schubspannungen ist den aufgebogenen Eisen zugewiesen. Die Konsolarmierung bei den Gelenken des eingehängten Trägers ist sehr sorgfältig durchgebildet. Es ist hier eine Last von 133 t aufzunehmen, für welche der verminderte Konsolquerschnitt auf Moment, Schub und Abscherung zu berechnen war. Abb. 8 zeigt die Einzelheiten dieses wichtigen Konstruktionsteiles mit den für die verschiedenen inneren Kraftwirkungen angeordneten Eiseneinlagen. Die gesamte schräge Zugkraft mit $\frac{Q}{\sqrt{2}}$ ist den Abbiegungen zugewiesen, welche für die untere Konsole aus 3 ⌀ 45 und 2 ⌀ 40 bestehen. Die horizontalen Eisen für die Biegungsmomente sind genügend weit in den hinteren Trägerbeton verankert;

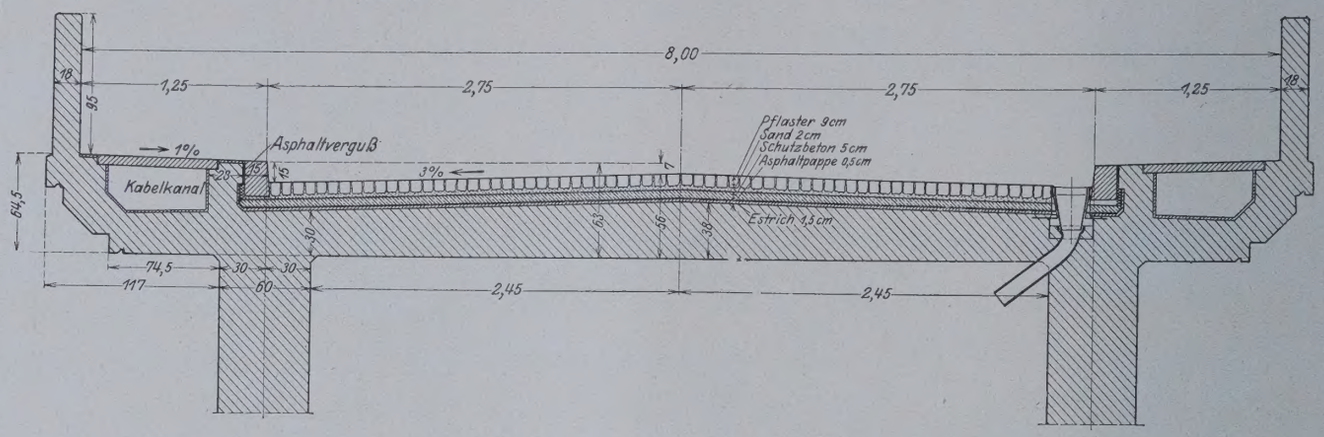


Abb. 4. Querschnitt durch die Fahrbahn.

außerdem ist eine reichliche horizontale Verbügelung der Konsolköpfe angeordnet.

Das Einbringen der langen und starken Eisen in die Trägerquerschnitte erfolgte in offener Arbeit, indem die äußere Trägerschalung erst nach dem ordnungsgemäßen Verlegen und Verknüpfen der Armierung aufgestellt wurde. Für den Verlegungsvorgang wurde der Baustelle ein Arbeitsschema an Hand gegeben, das sich mit Rücksicht auf die mehrfachen Eisenlagen, besonders bei den Stützen, als notwendig und nützlich gezeigt hat. Die hierfür im Bureau aufgewandte Zeit hat sich durch den ungehinderten und raschen Arbeitsfortschritt auf der Baustelle gut bezahlt gemacht. (Vgl. Abb. 9 und 10.)

Abb. 5. Gesamtübersicht der Baustelle bei Hochwasser. — Transport der Ramme zum rechten Strompfeiler.

Die großen Eisen der Hauptträger mit etwa 115 t waren zuerst bei einem Werk des besetzten Gebietes bestellt, konnten jedoch wegen der mittlerweile eingetretenen Grenzsperre nicht geliefert werden. Da bei anderen innerdeutschen Werken in dieser Zeit großer Materialnot allzulange Lieferfristen verlangt wurden, so wurde die Bestellung bei den Alpinen Montanwerken in Donawitz untergebracht, welche das Eisen in einer vorzüglichen Qualität und in kürzester Frist zur Anlieferung brachten.

Die Betonierung der Träger erfolgte in Mischung 1:5 in der Weise, daß zuerst das Mittelfeld und die Endfelder und zum Schluß die beiden eingehängten Träger fertiggestellt wurden. Jeder einzelne durch die Bewegungsfugen begrenzte Abschnitt wurde in einem Zuge in Tag- und Nachtschichten durchbetoniert, unter gleichzeitiger Beobachtung der Zusammenpressung des Lehrgerüstes. Diese betrug im Durchschnitt nur 7—9 mm, was bei den großen Lasten als gering zu bezeichnen ist. Irgendwelche Nachteile haben sich dadurch im Betonkörper nicht ergeben.

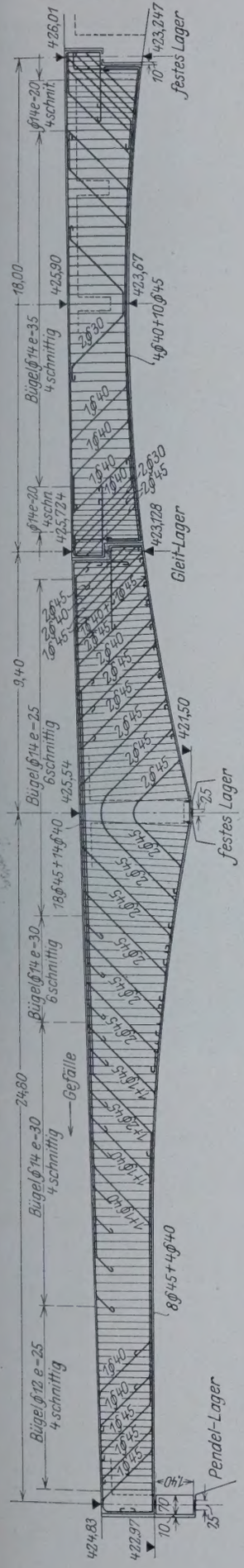


Abb. 6a. Armierung des Hauptträger-Endfeldes und eingehängten Trägers.

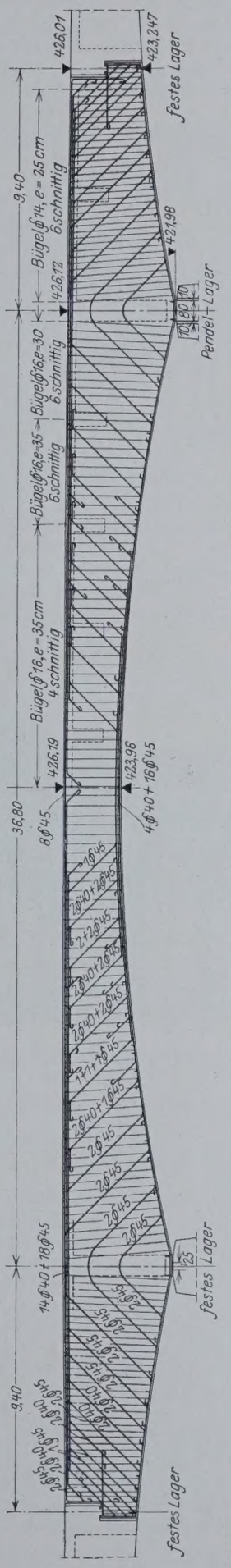


Abb. 6b. Armierung des Hauptträger-Mittelfeldes mit Konsolen.

Die Gelenke der eingehängten Träger und die Trägerauflager über den Pfeilern gehören zu den wichtigsten Bau-

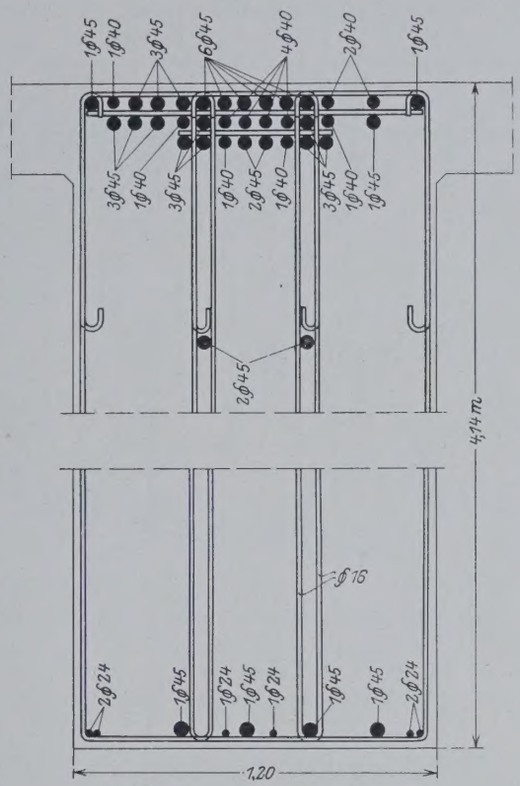


Abb. 7a. Hauptträgerquerschnitt über den Strompfeilern.

werksteilen, da von ihnen die einwandfreie statische Wirkung des Trägersystems abhängt. Ihre zweckmäßige Durchbildung wurde in einfacher und materialgerechter Weise erreicht.

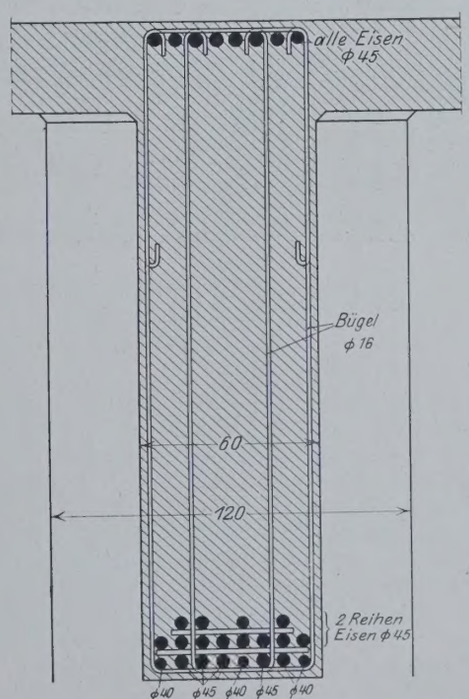


Abb. 7b. Hauptträgerquerschnitt in Feldmitte der Mittelöffnung.

Die Auflagerung der Hauptträger über den Pfeilern erfolgt durch feste Lager über den beiden Landpfeilern und dem linksseitigen Strompfeiler, sowie durch bewegliche Lager über

dem rechtsseitigen Strompfeiler und den Endwiderlagern. Die festen Lager bestehen aus 20 mm starken Bleiplatten, die satt in Zementmörtel verlegt sind und eine Größe von 25/190 cm besitzen. Die Auflast des Landpfeilers beträgt pro Träger 481 t und damit die Betonpressung hinter der Lagerplatte 101 kg/cm². Unter der letzteren befindet sich zur Druckübertragung ein in Mischung 1:4 betonierter Eisenbetonquader, der den Pfeilerbeton mit 18,50 kg/cm² beansprucht und eine besondere Biegungs- und Querarmierung besitzt. Die beweglichen Lager bestehen aus einfachen kubischen Eisenbetonpendelquadern in Mischung 1:3, auf welche die Gelenkdrücke ebenfalls durch 20 mm starke Bleiplatten übertragen werden. Die beiden Pendelquaden des rechtsseitigen Strompfeilers haben bei einer senkrechten Querschnittsfläche von 80/160 cm eine Länge von 190 cm, während die Lagerplatten bei gleicher Länge 25 cm breit sind. Der Gelenkdruck pro Lager beträgt 490 t,

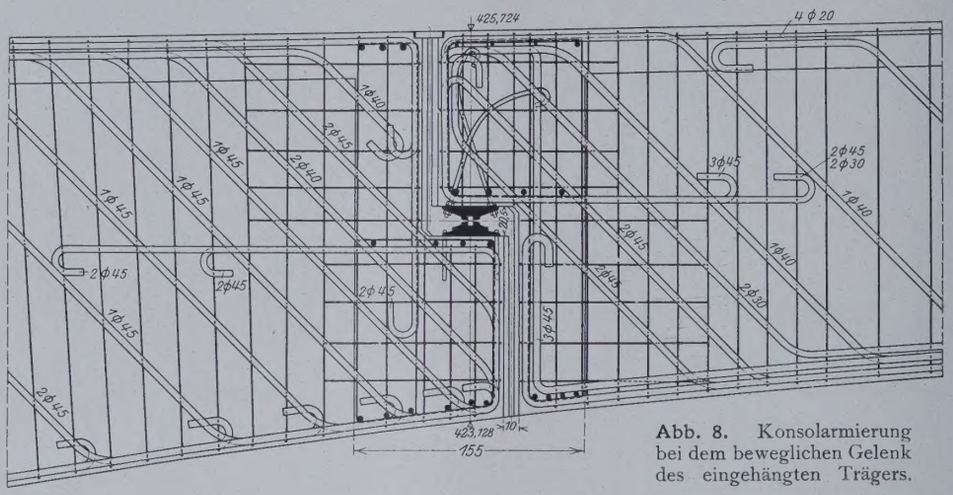


Abb. 8. Konsolarmierung bei dem beweglichen Gelenk des eingehängten Trägers.

Rücksicht auf einen eventuellen Seitendruck eine leichte Armierung erhalten. Da die Trägerbreite über der Stütze nur 1,20 m beträgt, der Pendel aber mit Rücksicht auf die Beanspruchung des Betons hinter den Bleiplatten 1,90 m lang gemacht werden mußte, so greift er beiderseits des Trägers um je 35 cm über diesen hinaus. Auf der inneren Übergreifung werden die Lagerkräfte durch den großen Querträger und auf der äußeren durch eine besondere Eisenbetonkonsole aufgenommen, welche in einer Aussparung des oberen Pfeilerkopfes untergebracht ist und deren Abmessung und Bewehrung ebenfalls Abb. 11 zeigt. Mit der getroffenen Ausbildung des Gelenkes ist eine dauernde Wirksamkeit desselben erreicht. Sie ist im Prinzip die gleiche wie die vom Verfasser im Jahre 1915 bei einer Rottweiler Neckarbrücke ausgeführte Anordnung (siehe Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage 1917, Nr. 11).

Die beweglichen Lager der Endwiderlager sind in ähnlicher

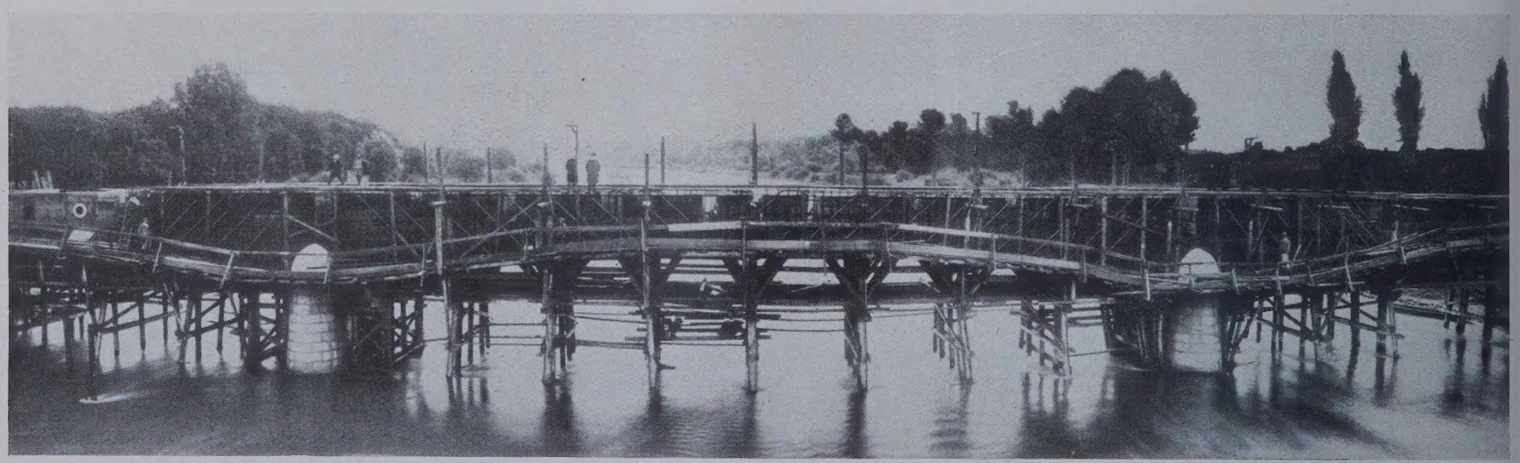


Abb. 9. Seitenaufnahme des Hauptträger-Mittelfeldes mit den verlegten Eiseneinlagen.

die Betonpressung hinter den Platten 103 kg/cm². Die in Abb. 11 dargestellte Bewehrung des Pendels ist unter Berücksichtigung der Querdehnung des Betonkörpers für eine mittlere Beanspruchung der gezogenen Eisen von 700 kg/cm² und eine Betonzugspannung von 4 kg/cm² bemessen. Die Druckspannung im Horizontalschnitt ist nur 31 kg/cm² groß. Die Armierung besteht aus Rundeisen Ø 14 mm und ist aus der Abb. 12, die die fertig geflochtenen Körbe der Pendel und Druckquaden zeigt, zu ersehen. Die Herstellung des Pendels erfolgte unmittelbar auf dem Pfeiler, nachdem die Bleiplatten und die imprägnierten Korkplatten für die übrigen Fugenflächen in Zementmörtel verlegt waren. Unter der unteren Lagerfuge ist ein Eisenbetonquader zur Druckübertragung auf den Pfeilerbeton ähnlich wie beim festen Lager und mit gleicher Armierung angeordnet. Der Pendel sitzt, dem Auge unsichtbar, in einer im Pfeiler ausgesparten Kammer, in der er mit einem Fugenspiel von 10 cm genügende Bewegungsfreiheit besitzt. Der Fugenraum ist bis zur Hochwasserhöhe mit Korkplatten ausgelegt und bei der oberen Lagerfuge durch ein starkes Schleifblech abgedeckt. Die äußere Kammerwand hat mit Weise konstruiert. Sie besitzen bei einer Auflast von 190 t eine Querschnittsfläche von 60/70 cm mit 1,40 m Höhe und sind als sichtbare Gelenkstempel in die äußere Flucht der Widerlager gerückt (siehe Abb. 3).

Die Lager der eingehängten Träger sind ebenfalls in zweckentsprechender Weise durchgebildet. Das feste Lager (Abb. 13) besteht aus einem Betongelenk mit einer Fläche von 25/80 cm, womit sich bei einer Auflast von 133 t eine Betonpressung von 67 kg/cm² ohne Berücksichtigung der vertikalen Armierung ergibt. Letztere ist andererseits so dimensioniert, daß sie für sich allein, also ohne Berücksichtigung des Betons, imstande ist, bei einer erhöhten Druckbeanspruchung von 1800 kg/cm² den gesamten Gelenkdruck aufzunehmen. Es sind hierfür 12 Ø 28 mit enger Umschnürung im Bereiche des Lagers vorgesehen. Außerdem gehen durch die Gelenkmitte zwei Paar sich kreuzende Schrägeisen, welche die infolge Temperaturänderungen auftretenden Reibungskräfte des beweglichen Lagers aufnehmen und in dem Trägerbeton gut verankert sind. Die Lagerflächen neben dem Betongelenk sind wie bei den Hauptgelenken mit 20 mm starken Korkplatten ausgelegt.

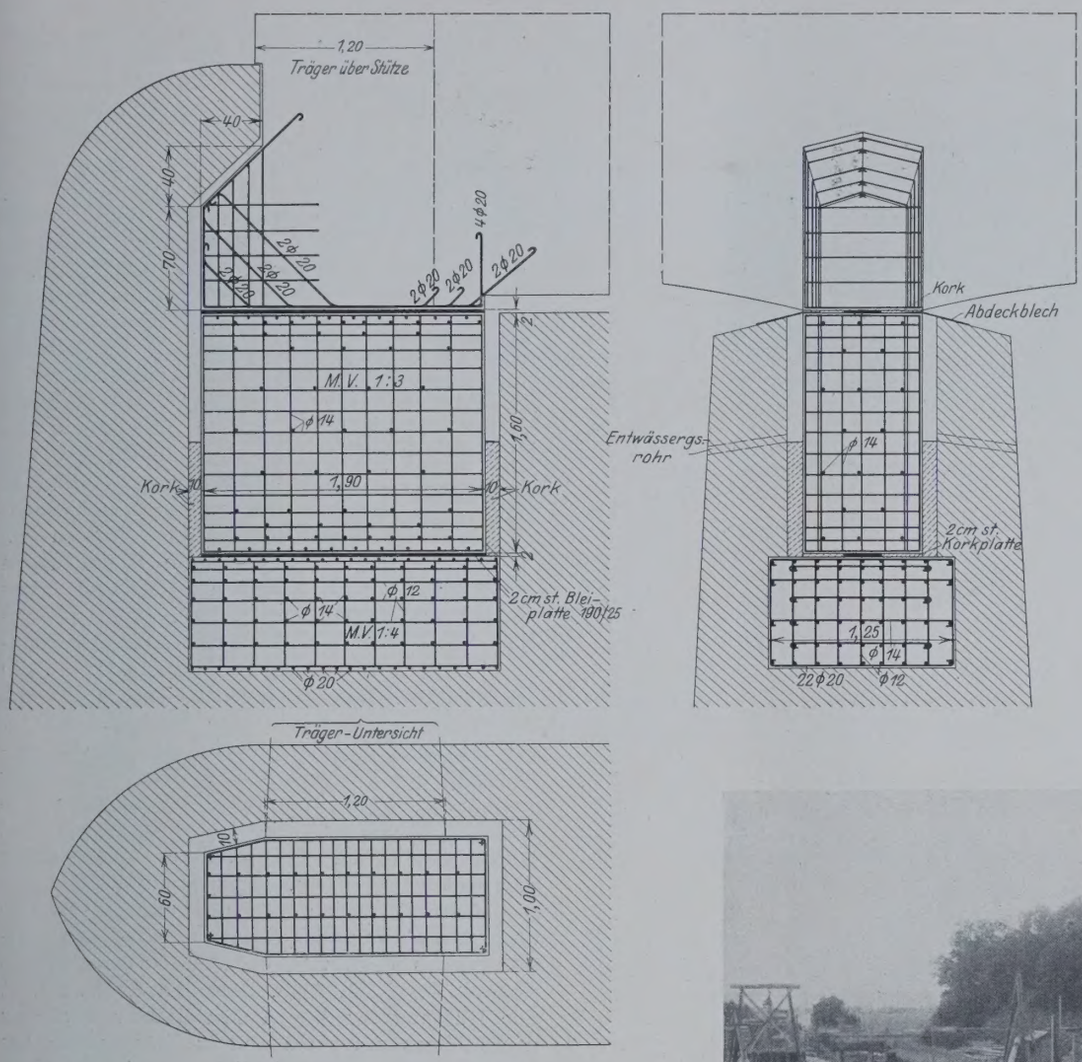


Abb. 11.
Pendelgelenk für die Hauptträgerlagerung beim rechten Strompfeiler.

Das bewegliche Lager des eingehängten Trägers durfte zur Vermeidung eines größeren Verlustes an Konstruktionshöhe für die Ausbildung der Trägerkonsolen nur eine geringe Höhe in Anspruch nehmen. Eiserne Rollen oder gar ein Betonpendel konnten hierfür nicht in Frage kommen. Es wurde daher zu einem Gleitlager aus Stahlguß mit Schlittenanordnung gegriffen. Die beiden Lagerplatten sind mit 38/54 cm Grundfläche für eine Betonpressung von 65 kg/cm² dimensioniert. Die obere Platte ist mit dem Schlitten, dessen Gleitflächen mit Paraffin geschmiert sind, durch Wölbfläche und Bolzen gelenkig verbunden. Die nach dem Versetzen des Lagers abgeschnittenen 8 mm starken Montageschrauben gewährleisteten eine planmäßige Aufstellung desselben vor der Betonierung des Einhängfeldes. Durch die seitlichen eisernen Dollen der unteren Lagerplatte und die mit Gegenmuttern versehenen oberen Verankerungseisen wird eine solide Verbindung mit dem Betonkörper hergestellt. Die horizontale Fugenaussparung zwischen den beiden zusammengehörigen Gelenken einer Brückenauflagerung erfolgte durch getrockneten Sand, der sich später leicht entfernen ließ. Abb. 14 zeigt die Konstruktion des Lagers und Abb. 15 dasselbe nach dem Versetzen.

Die Bewegungs- und Trennfugen der Fahrbahnkonstruktion sind 10 cm breit und oben mit Monierplatten abgedeckt, deren senkrechte Fugen mit Asphalt vergossen sind. Die Fahrbahndichtung ist unmittelbar darüber hinweggeführt. An den Sichtflächen der Brücke sind die Gelenkfugen mit 5 cm Breite besonders hervorgehoben, damit das Konstruktionsprinzip klar in Erscheinung tritt. Abb. 16 zeigt die scharf ausgeprägte Fugenansicht des festen Lagers des eingehängten Trägers.

Die 35 cm starke Fahrbahnplatte ist kreuzweise über Haupt- und Querträger armiert und kragt über die ersteren zur Bildung der Gehwege gesimsartig aus. In den letzteren befinden sich 35/70 cm große Kabelkanäle mit einer Abdeckung von 6 cm starken fertig verlegten Monierplatten. Die beiden Landpfeiler sind auf der Unterstromseite bis zur Gehwegplatte hochgeführt und tragen halbkreisförmige Kanzeln, welche ebenso praktisch wie wohltuend die einzige architektonische Belebung der Brücke bilden.

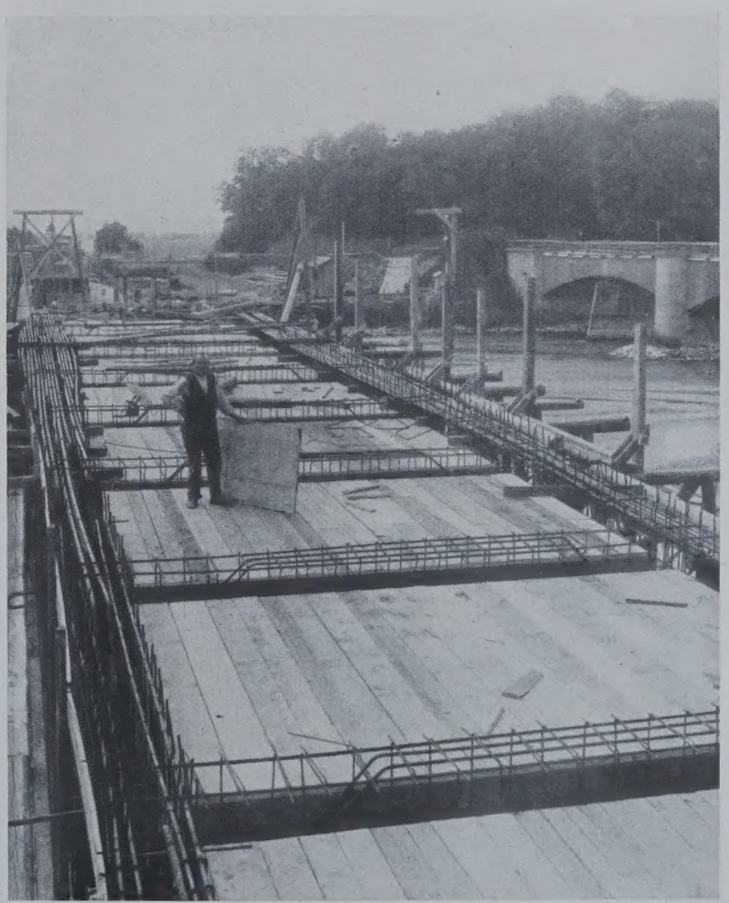


Abb. 10 Aufsicht auf Trägerarmierung und Fahrbahn.

Die Brüstung besteht aus einer 18 cm starken Eisenbetonwand, die alle 2 m senkrechte, 5 cm breite Fugen mit beweglich einbetonierten eisernen Dornen besitzt. Die Fahrbahndecke ist im ganzen 17 cm stark und besteht aus einem 2 cm starken Glattstrich mit wasserdichter Isolierung, 4 cm starkem Schutz-

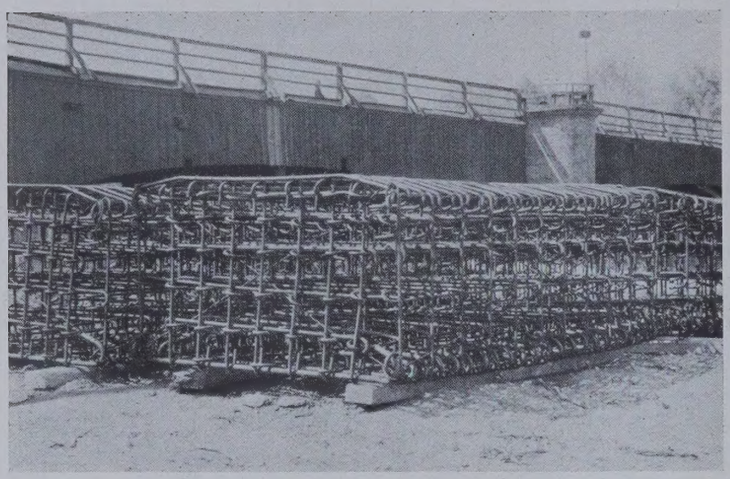


Abb. 12. Fertig geflochtene Bewehrung für Druckquader und Pendelgelenke.

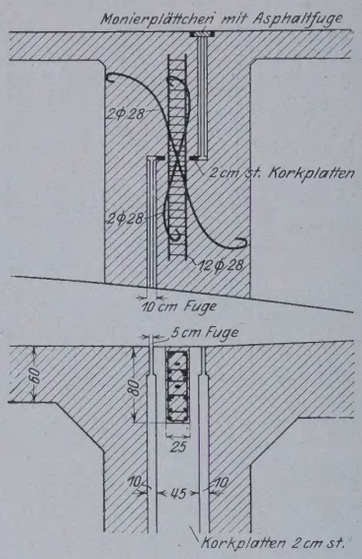


Abb. 13.
Festes Lager des eingehängten Trägers als Betongelenk.

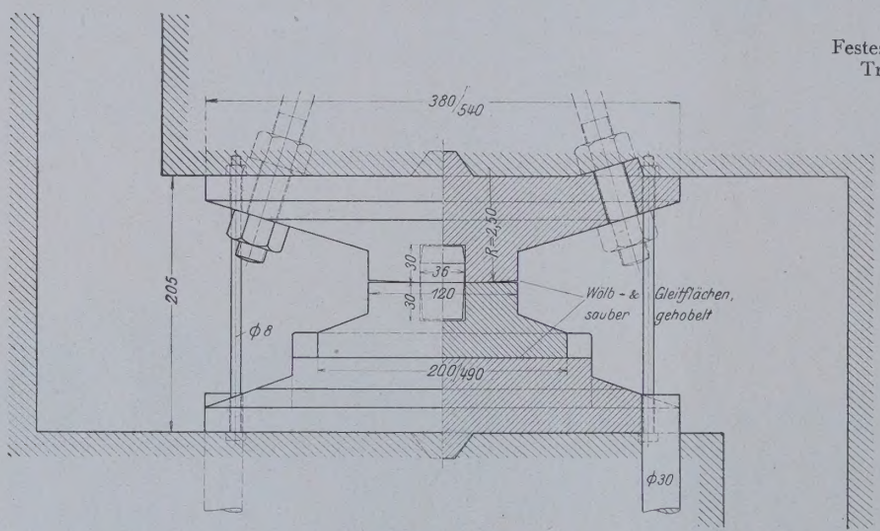


Abb. 14. Bewegliches Lager des eingehängten Trägers als Stahlguß-Gleitlager.

feinbeton, 2 cm Sandunterlage und 9 cm starkem Granitkleinpflaster. Sämtliche Sichtflächen der Brücke sind steinmetzmäßig bearbeitet.

Das Lehrgerüst erhielt durch die schweren Träger eine Belastung von etwa 10 t pro lfd. m und mußte daher in solider Weise konstruiert werden. In Abb. 17 ist dasselbe bis zur Brückenmitte dargestellt. Die Pfahljoche sind in Abständen von 4—5 m angeordnet und bestehen aus je fünf in der unteren Lettenschicht festsitzenden Pfählen von 25—30 cm ⌀ und einem oberen Kappholz von 24/30 cm, dessen Höhenlage eine freie Schwimmhöhe über H.H.W. von 35 cm zuläßt. Das Untergerüst diente auch zum Transport der 20 t schweren Dampframme für die Larssenspundwände, der mit Hilfe vorgestreckter T-Träger erfolgte. Die Hauptträger sind auf je zwei bogenförmige Lehrbögen abgestützt, während die Fahrbahnplatte und Querträger durch drei mittlere Strebenbinder aufgenommen werden. Der Abbund des Lehrgerüstes und speziell der Knotenpunkte erfolgte unter Beachtung aller Zimmermanns- und holztechnischen Regeln (siehe „Lehrgerüstkonstruktionen" des Verf., Arm. Beton 1918, Nr. 2 u. 3). Die Rüstung für die 3 Mittelfelder wurde an den Pfeilern um 1 cm und in Trägermitte um 4 cm gegenüber den wirklichen Ordinaten überhöht. In der vierten Öffnung, bei der im Ausführungsjahr der Stromstrich lag, war eine 8,20 m breite Schiffahrtsöffnung ausgespart. Die Gerüste der beiden Landöffnungen wurden sicherheitshalber ebenfalls auf Pfählen gegründet. Für die Absenkung der Lehrbögen waren ursprünglich Sandtöpfe vorgesehen. Da dieselben aber durch die in-

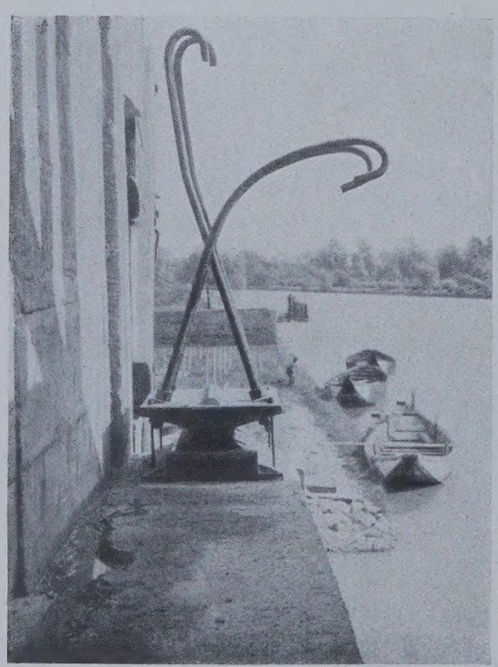


Abb. 15. Stahlguß-Gleitlager des eingehängten Trägers auf der Konsole versetzt.

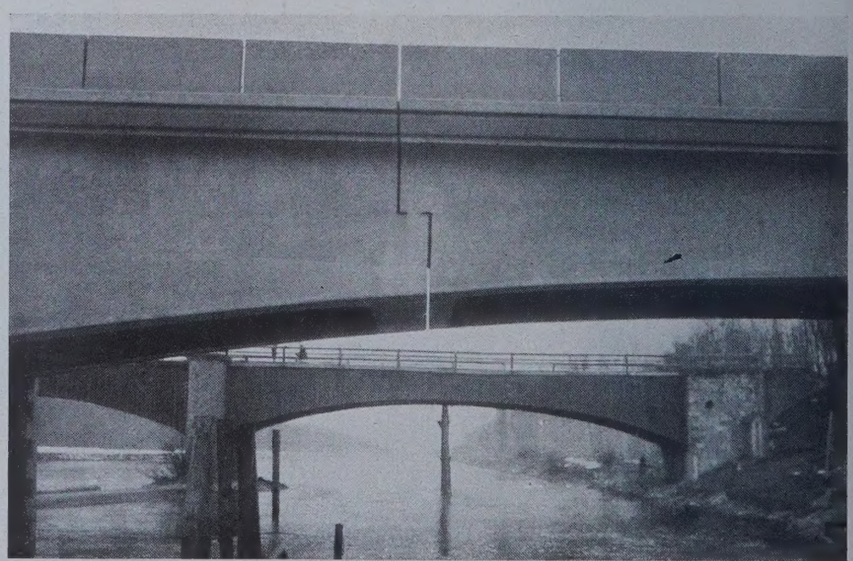


Abb. 16.
Fugenansicht des festen Lagers des eingehängten Trägers.

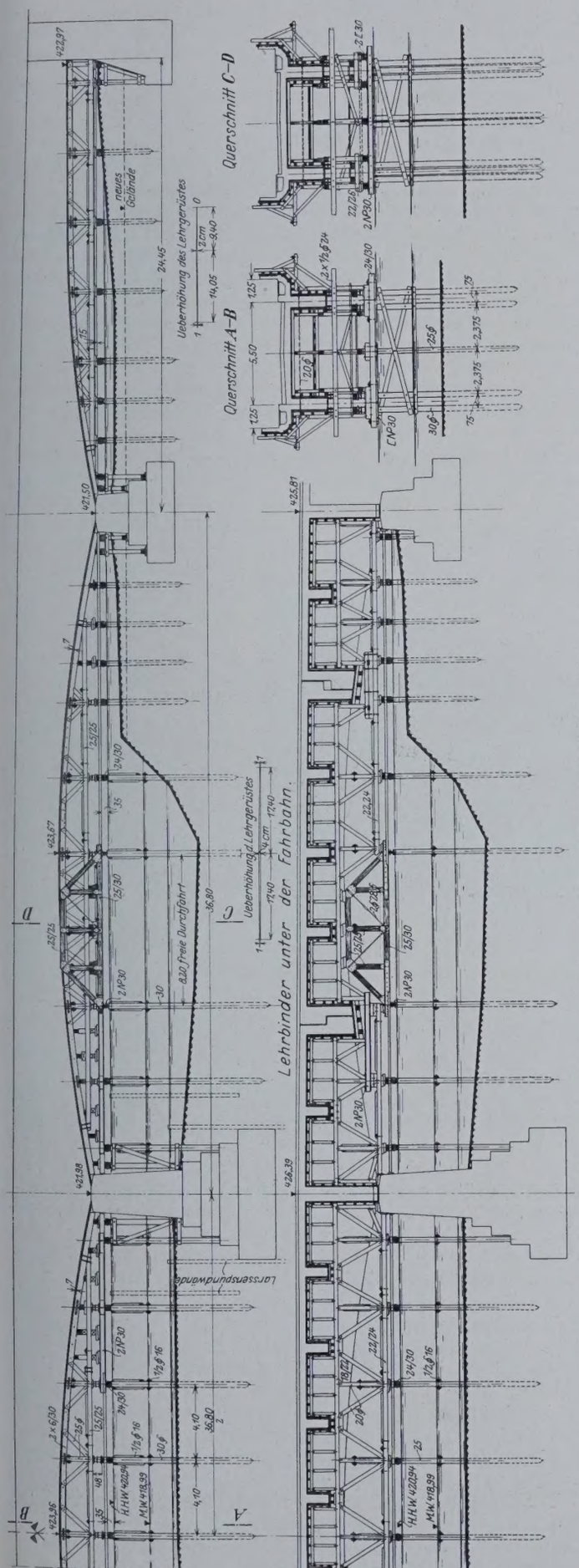


Abb. 17. Lehrgerüst vom rechten Endwiderlager bis zur Brückenmitte.

zwischen eingetretene Grenzsperre von ihrem im besetzten Gebiete befindlichen Lager nicht bezogen werden konnten, mußten an ihrer Stelle entsprechend große Hartholzkeile verwendet werden.

Die letzten Teile der Brücke wurden Anfang November 1923 betoniert, so daß die Ausrüstung für Mitte Dezember geplant war. Infolge des inzwischen eingetretenen harten Winters und der damit zusammenhängenden langsamen Erhärtung des Betons mußte jedoch dieser Termin entsprechend hinausgeschoben werden. Nachdem man schon früher die drei mittleren Strebenbinder der eigentlichen Fahrbahn abgesenkt und entfernt hatte, wurde am 21. Januar 1924 bei scharfer Kälte die Ausrüstung der Hauptträger vorgenommen, da eine Vereisung der Donau mit ihren nachteiligen Folgen für den Gerüstbau in den Bereich der Möglichkeit gezogen werden mußte. Die Gerüstabsenkung für die einzelnen Brückenöffnungen ging nach überlegtem Schema in je 2 Etappen vor sich unter gleichzeitiger meßtechnischer Beobachtung der Pfeiler und Hauptträger hinsichtlich ihres elastischen Verhaltens. Die Öffnungen 2 und 4 wurden gleichzeitig miteinander zuerst abgesenkt. Die Lockerung der Keile erfolgte vom Mitteljoch aus in symmetrisch aufeinanderfolgenden Arbeitsetappen gegen

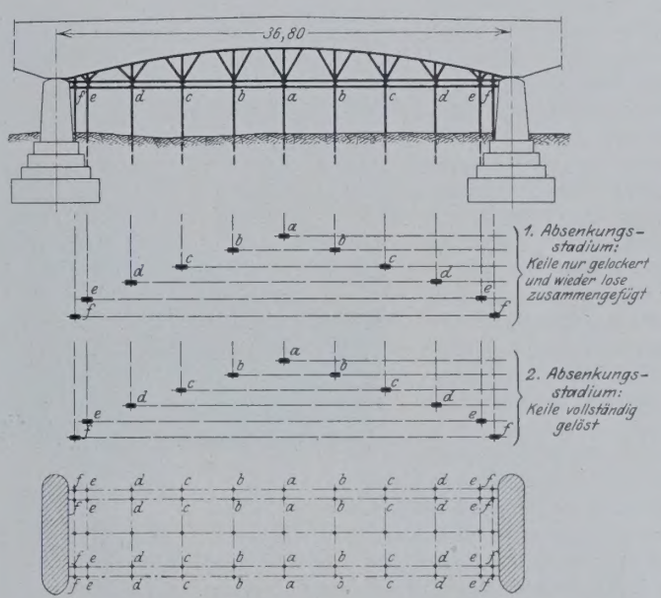


Abb. 18. Schema für den Ausrüstungsvorgang des Mittelfeldes.

die Auflager hin. Die Keile saßen außerordentlich fest, so daß sie nur mit erheblichen Schwierigkeiten gelockert werden konnten und zum Teil sogar herausgestemmt werden mußten. Sie wurden nach der Lockerung jeweils sofort wieder lose zusammengefügt. Nach diesem über die ganze Öffnung sich erstreckenden ersten Arbeitsvorgang wiederholte sich derselbe von der Mitte aus, wobei jedoch durch eine vollständige Lösung der Keile die endgültige Absenkung durchgeführt wurde. Durch diesen doppelten Arbeitsvorgang ist ähnlich wie bei Sandtöpfen oder Schrauben mit zufriedenstellendem Ergebnis eine allmähliche Absenkung der Konstruktion erreicht worden, wie dies aus den nachstehenden Messungen ersichtlich ist. In Abb. 18 ist der Ausrüstungsvorgang des Mittelfeldes schematisch dargestellt.

Nachdem die Lehrgerüste der Öffnungen 2 und 4 abgesenkt waren, wurde die Mittelöffnung nach dem gleichen Vorgang freigemacht, worauf die beiden Endfelder folgten. In diesen Öffnungen war die Lockerung der Keile wesentlich leichter durchzuführen, da hier bereits die entlastende Wirkung der in Spannung gesetzten Felder 2 und 4 in Tätigkeit getreten war. Die ganze Ausrüstung war in 2½ Stunden beendet. Es zeigte sich dabei noch eine interessante Begleiterscheinung,

indem die Lehrbögen der Mittelöffnung an den Trägeruntersichten festgefroren waren, so daß sie vollkommen frei hingen, bis sie bei erhöhter Tagestemperatur ohne Beschädigung des Betons losgelöst werden konnten.

Die mit den Griotschen Biegungsmessern festgestellten elastischen Trägerdurchbiegungen fielen erwartungsgemäß günstig aus (Abb. 19). Sie deckten sich nahezu vollständig mit den Ergebnissen einer vor der Absenkung durchgeführten

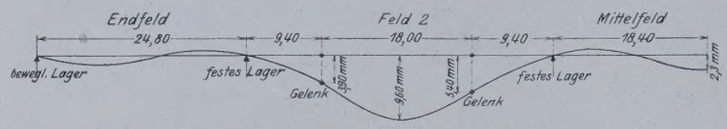


Abb. 19. Biegelinie und gemessene Durchbiegungen des Hauptträgers nach dem Ablassen des Lehrgerüstes.

graphischen Untersuchung für den veränderlichen homogenen Plattenbalkenquerschnitt mit Berücksichtigung der Eiseneinlagen. Die berechneten Durchbiegungen sind den nachstehenden gemessenen Zahlen in Klammern beigesetzt. Bei dem eingehängten Träger des zweiten Feldes ergab sich: a) nach dem ersten Absenkungsstadium — Keile gelockert und wieder lose zusammengefügt — in Trägermitte 4,6 mm, beim Gelenk gegen den Landpfeiler 3 mm und beim Gelenk gegen den Strompfeiler 4,5 mm; b) nach dem zweiten Absenkungsstadium — Keile vollständig gelöst — in Trägermitte 9,6 mm (9,5 mm), beim Gelenk gegen den Landpfeiler 3,9 mm (4,4) und beim Gelenk gegen den Strompfeiler 5,4 mm (5,8). Die Ergebnisse entsprechen für die ganze Öffnung von 36,80 m Spannweite und für den eingehängten Träger von 18 m Spannweite einem Durchbiegungsmaß von rd $^1/_{4000}$. Bei der Mittelöffnung wurde in Trägermitte nach dem ersten Absenkungsstadium eine Durchbiegung von 1 mm und nach dem zweiten Stadium eine solche von 2,3 mm (1,8 mm) gemessen, was einem Durchbiegungsmaß von rd $^1/_{16000}$ entspricht. An den Pfeilern konnten keine meßbaren Veränderungen wahrgenommen werden.

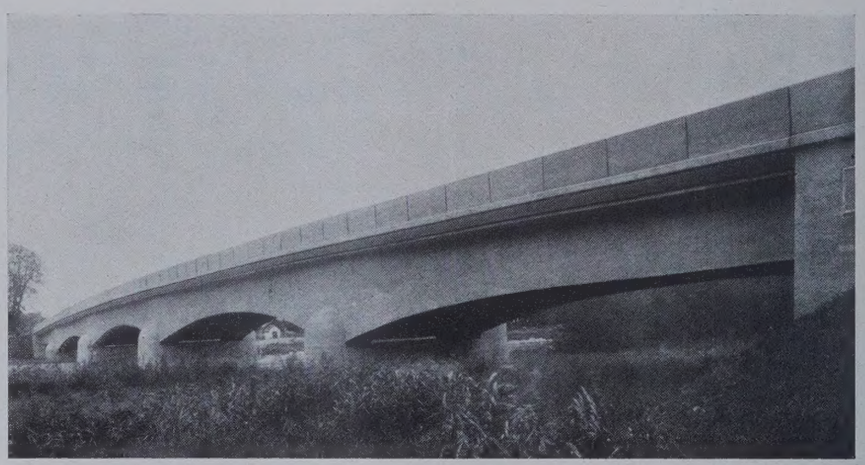


Abb. 20. Die neue Dillinger Donaubrücke von der Seite gesehen.

Diese Ergebnisse sind mit Rücksicht auf die großen Abmessungen des Bauwerks sehr interessant. Wir finden durch sie wieder bestätigt, daß das tatsächliche elastische Verhalten der Baukonstruktionen in zuverlässiger Weise übereinstimmt mit den Berechnungsgrößen unserer theoretischen Erkenntnis. Die allmähliche Absenkung ist durch den doppelten Arbeitsvorgang ebenfalls erreicht worden, wie die nahezu halbe Durchbiegung der Trägermitten nach dem ersten Arbeitsstadium zeigt.

Die Ausrüstung der Hauptträger erfolgte ohne jede Rißbildung im Beton, was speziell auch für die hoch beanspruchten und für das Bauwerk wichtigen Gelenkpunkte der eingehängten Träger zutrifft. Bei der Entfernung des unteren Lehrgerüstes wurden die den Pfeilern unmittelbar benachbarten Joche gezogen, alle übrigen Pfähle aber durch eine leichte Erschütterungsladung 1,50 m unter der Flußsohle abgesprengt.

Die Bauarbeiten wurden Ende Oktober 1922 begonnen und trotz erheblicher Behinderung durch wiederholtes Hochwasser und schlechte Witterung Ende November 1923 bis auf das Entfernen des Lehrgerüstes, jedoch einschließlich der beiderseitigen Dammanschlüsse, beendet. Am 1. März 1923 waren die Widerlager und Wandpfeiler fertiggestellt und die Larssenspundwände des rechten Strompfeilers teilweise gerammt. Zwei Monate später sind die beiden Strompfeiler vollendet und das obere Lehrgerüst in der Aufstellung begriffen gewesen. Am 1. September 1923 war die erste und fünfte Öffnung betoniert und die dritte Öffnung armiert; am 5. November waren sämtliche Eisenbetonarbeiten fertiggestellt. Die Absenkung des Lehrgerüstes und der Abtrag der alten Brückenrampen erfolgte im nächsten Jahre.

Für den eigentlichen Brückenbau wurden rd 280 000 Arbeitsstunden, 800 t Zement und 245 t Rundeisen benötigt. Der erforderliche Betonierkies für 1550 m³ Eisenbeton und 1700 m³ Stampfbeton ist bauseitig als Baggermaterial aus der Donau zur Verfügung gestellt worden. Da dessen Gehalt an Sand und Feinkies ungenügend war, mußte das Material gequetscht, sortiert und gemahlen werden. Das ganze Zementquantum wurde zur Verhütung der zu erwartenden Preissteigerungen bereits in den ersten Baumonaten angeliefert und in einer massiven 750 m entfernten Reithalle mit den erforderlichen Vorsichtsmaßregeln eingelagert.

Die Ausführung der Brücke fiel in die Zeit der größten Not von Volk und Wirtschaft. Es seien daher einige diesbezügliche charakteristische Bauzahlen genannt, welche die katastrophale Entwertung der deutschen Mark zeigen und hoffentlich für immer der Vergangenheit angehören. Bei Beginn der Arbeiten, Ende Oktober 1922, betrug der Lohn des einheimischen Hilfsarbeiters 100 Papiermark pro Stunde; am 5. November 1923, bei Beendigung des Brückenbaues, war der Lohn auf die schwindelnde Höhe von 42 Milliarden PM. gestiegen. In derselben Kurve bewegten sich im gleichen Zeitraum die Materialpreise, z. B. für Zement ab Werk von 147 530 PM./10 t auf 50 Billionen PM., für Rundeisen von 854 880 PM./10 t auf 170 Billionen PM. und für Kantholz von 45 000 PM/m³ auf 6 Billionen PM. Aus diesen unsinnigen Zahlen ist zu ersehen, was das deutsche Volk in dem rasenden Absturz zu tiefster Wirtschaftsnot gelitten und verloren hat.

Wenn trotz der großen allgemeinen Schwierigkeiten das neue Werk reibungslos gefördert wurde, so hat zum nicht geringen Teil hierzu das gute Einvernehmen und die verständnisvolle Zusammenarbeit zwischen Unternehmer und Bauhehörde beigetragen. Es sei daher mit besonderem Hinweis auch der staatlichen Bauleitung gedacht, deren umsichtige und tatkräftige Führung in den Händen des Herrn Bauamtmann Bauer vom Straßen- und Flußbauamt Dillingen lag.

Die Brücke wird von den Architekten mit dem Sinnbild des flüchtigen Dahineilens verglichen, wozu wohl die straffen Bogen der Trägeruntersichten beitragen, die gleichsam inflachen Sprüngen über die leichten Pfeiler hinweg die beiden Ufer verbinden (Abb. 20). In wirtschaftsarmer Zeit erbaut, ist ihre Erscheinung schlicht, ohne architektonisches Beiwerk. Dafür sind die konstruktiven Elemente als Bildner der Form besonders klar zum Ausdruck gebracht. So werden Konstrukteur und Architekt in gleichem Maße befriedigt.

Das Bauwerk wird neben vielen anderen gleichzeitigen Schöpfungen in späterer Zeit Zeugnis geben für den deutschen Arbeitswillen, der trotz aller Not ungebrochen geblieben ist im Vertrauen auf die bessere Zukunft unseres Vaterlandes.

DIE ZERSTÖRUNG FRISCHEN BETONS DURCH SALZHALTIGES WASSER.

Mitteilungen aus dem Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie, Düsseldorf, September 1925.

Von Dr. phil. Richard Grün, Düsseldorf.

Die Möglichkeit der Zerstörung von abgebundenem Beton durch Wasser, welche freie Säure oder aber schädliche Salze wie Sulfate, Ammonsalze und Magnesiasalze enthalten, ist längst bekannt, und der Baufachmann weiß sich gegen Nachteile, die aus solchen Vorkommnissen entstehen können, durch entsprechende Schutzmaßnahmen zu sichern. Unbekannt sind aber bis jetzt Fälle, in welchen abbindender Beton durch den Zutritt eines alkalisch reagierenden, also säurefreien Wassers beschädigt worden wäre. Ein solcher Fall hat sich kürzlich im Industriegebiet ereignet. Bei der Möglichkeit ähnlicher Vorkommnisse und der Wichtigkeit der Angelegenheit für die Öffentlichkeit sei deshalb über eine derartige Betonbeschädigung berichtet.

Bei der Errichtung eines Eisenbetonbauwerkes waren die Säulen in der üblichen Weise in der Schalung gestampft worden. Bald nach dem Stampfen war die Wasserhaltung abgestellt worden, und infolgedessen hatte das Grundwasser die noch nicht erhärteten Säulenfüße überflutet. Nach dem Ausschalen stellte sich heraus, daß die Säulenfüße vollkommen zermürbt waren und erneuert werden mußten (Abb. 1 u. 2). Eine Untersuchung ergab in der Hauptsache folgendes:

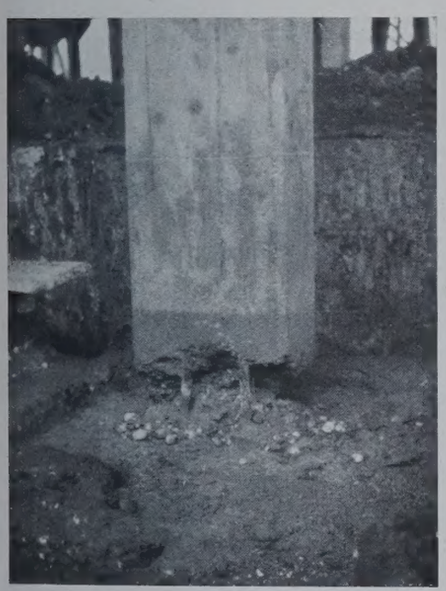


Abb. 1. Säulenfuß, zerstört durch frühzeitige Überflutung des in der Schalung befindlichen Betons mit Grundwasser, das schädl. organ. Salze enthielt.

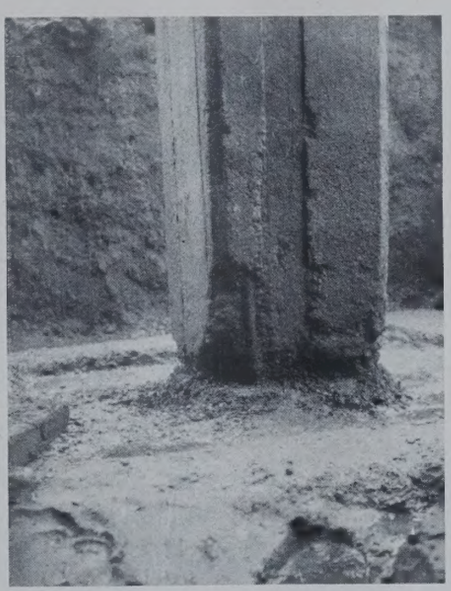


Abb. 2.
Wie Abb. 1. Die Linie, bis zu welcher das Wasser stand, ist deutlich zu sehen.

1. Zement.

Verwendet worden war ein rheinischer Portlandzement, welcher als besonders gut und gleichmäßig bekannt ist. Da die Säulen in ihrem oberen Teile ausgezeichnet erhärtet und lediglich an dem unteren Teil bis zur Höhe des Wasserspiegels (20 cm) die Zerstörungserscheinungen aufgetreten waren, schied der Zement als Ursache ohne weiteres aus.

2. Zuschlagsmaterial.

Auch die Zuschlagsmaterialien waren, wie eine Prüfung zeigte, von einwandfreier Beschaffenheit.

3. Mischungsverhältnis.

Das Mischungsverhältnis im oberen Teil der Säulen wurde durch eine Analyse als das vorschriftsmäßige festgestellt. In dem unteren zerstörten Teil der Säulen dagegen befand sich nur außerordentlich wenig Zement. Die Analysen sind im folgenden gegenübergestellt:

	Unterer Teil zerstört %	Oberer Teil gut %
SiO_2	91,60	82,68
Al_2O_3	0,37	1,14
FeO	2,31	1,94
Fe_2O_3	—	2,15
MnO	0,13	0,10
CaO gesamt	2,24	7,94
MgO	0,04	0,22
SO_3	0,21	0,23
S	0,10	0,04
Glühverlust	3,16	5,70

Der auffallend geringe Kalkgehalt des Betons aus dem zerstörten unteren Teil der Säulen läßt ohne weiteres darauf schließen, daß viel zu wenig Zement vorhanden ist. Die Annahme, daß beim Mischen Fehler gemacht worden seien, schließt sich ohne weiteres von selbst aus, da eine regelmäßige Wiederholung des Fehlers für jeden Säulenfuß der sehr zahlreichen Säulen ausgeschlossen erscheint und da auch die Mischvorrichtung durchaus einwandfrei war. Es konnte nicht angenommen werden, daß zufällig in jeden Säulenfuß bis zur Höhe von 15 bis 20 cm zu wenig Zement gekommen wäre. Im oberen Teil war die Säule aber durchaus gut erhalten und enthielt die vorschriftsmäßigen Zementanteile. Es mußte aus diesem Grunde geschlossen werden, daß die Säulenfüße an Zement verarmt waren. Diese Zementverarmung konnte durch das Wasser herbeigeführt worden sein. Um die diesbezüglichen Verhältnisse zu klären, wurden drei verschiedene Zemente, und zwar der verwendete Portlandzement, außerdem ein Hochofenzement und ein hochwertiger Zement im Mischungsverhältnis 1 : 5 mit Normensand zu Normalkörpern verarbeitet und je 3 dieser Körper eine Stunde, zwei Stunden, drei Stunden, vier und fünf Stunden nach der Anfertigung sowohl in normales Leitungswasser als auch in das Grundwasser, welches beim Bauwerk entnommen worden war, eingesetzt. Nach 3 Tagen wurden die Körper in der üblichen Weise auf ihre Druckfestigkeit geprüft. Die Körper selbst waren hergestellt worden in den üblichen eisernen Formen mit 20 Hammerschlägen, um der Praxis möglichst nahe zu kommen, und waren in den eisernen Formen in das Wasser gesetzt worden.

Schon eine Betrachtung der mit dem Portlandzement hergestellten Körper zeigt, soweit die Körper in das Grundwasser eingesetzt worden waren, weitgehende Zerstörung derselben; die Körper im gewöhnlichen Wasser, ebenso diejenigen Körper (Abb. 3), die vier Stunden nach der Herstellung in das schädliche Wasser gesetzt worden waren, hatten ihre Form

behalten. Die Druckfestigkeiten der beiden Körperreihen sind in Zahlentafel 1 und Kurventafel 1 zusammengestellt. Ein Blick auf die Kurventafel zeigt ohne weiteres, daß die Festigkeit sämtlicher Körper geringer wird durch Überfluten mit Wasser bald nach der Herstellung, und zwar um so mehr, je früher die Überflutung erfolgt. Die Schädigung durch gewöhnliches Wasser ist aber nur gering, führt nicht zu einer Verarmung an Zement und wird zweifellos durch die Weitererhärtung bald ausgeglichen. Im Gegensatz hierzu ist die Schädigung durch das Grundwasser außerordentlich groß. Sie tritt bei allen Zementen auf; am geringsten bei dem hochfesten Zement, stärker bei dem Hochofenzement und am stärksten bei dem verwendeten Portlandzement. Sie ist bei diesen in den ersten drei Stunden, wie

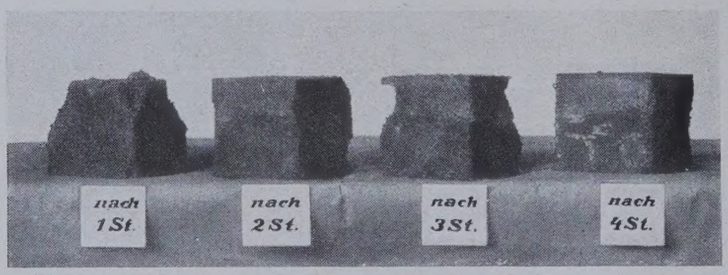
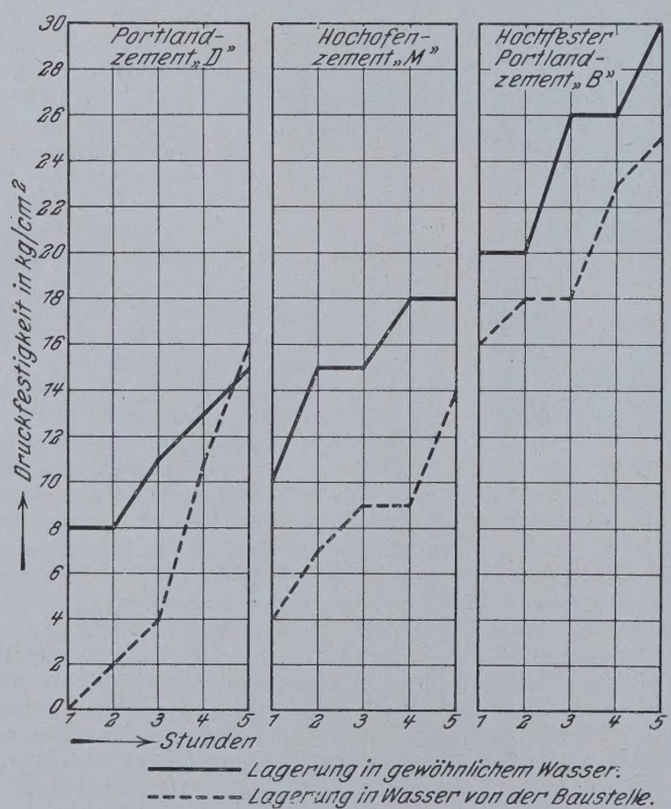


Abb. 3. Mörtelkörper, welche 1, 2, 3 und 4 Stunden nach der Anfertigung in den Formen in das schädliche Grundwasser gebracht wurden, welches die Zerstörungen der Abb. 1 und 2 hervorgerufen hatte.

auch die Abbildung zeigt, so stark, daß die Körper als zerfallen betrachtet werden können.

Eine Untersuchung des Wassers auf Sulfatgehalt war selbstverständlich sofort nach dem Eingang durchgeführt worden. Es zeigte sich in den verschiedenen Proben $CaSO_4$-Gehalt von



1 : 5 Normalsand mit 20 Schlägen eingeschlagen.

64 bis 185 mg auf das Liter. Dieser Gipsgehalt konnte aber die Zerstörung nicht herbeigeführt haben. Es mußte aus diesem Grunde auf ein anderes Salz geschlossen werden; da eine Kokerei in der Nachbarschaft lag, wurden organische Substanzen vermutet, zumal von anorganischen Substanzen (außer freien Säuren) eine derartige Schädigung des Betons völlig unbekannt

Abb. 4. Kristalle einer schwefelhaltigen organischen Verbindung, durch Benzol aus dem angesäuerten Wasser ausgezogen. (Gekreuzte Nikols.) 80 mal vergr.

Zahlentafel 1.

Hochofenzement, Portlandzement und hochwertiger Portlandzement in gewöhnlichem Wasser und Wasser der Baustelle.

Druckfestigkeit nach 3 Tagen 1:6.

	Gewöhnliches Wasser kg/cm²	Wasser der Baustelle kg/cm²
I. Hochofenzement:		
nach 1 Stunde . . .	10	4
„ 2 „ . . .	15	7
„ 3 „ . . .	15	9
„ 4 „ . . .	18	9
„ 5 „ . . .	18	14
„ 24 „ Luft, dann Wasser	25	—
II. Portlandzement:		
nach 1 Stunde . . .	8	0
„ 2 „ . . .	8	2
„ 3 „ . . .	11	4
„ 4 „ . . .	13	11
„ 5 „ . . .	15	16
„ 6 „ . . .	15	18
„ 7 „ . . .	20	22
„ 8 „ . . .	21	22
„ 9 „ . . .	24	22
„ 10 „ . . .	23	23
„ 11 „ . . .	24	25
„ 12 „ . . .	25	22
III. Hochwertiger Portlandzement:		
nach 1 Stunde . . .	20	16
„ 2 „ . . .	20	18
„ 3 „ . . .	26	18
„ 4 „ . . .	26	23
„ 5 „ . . .	30	25
„ 24 „ Luft dann Wasser	42	—

— nicht geprüft.

ist. Ein Anmachen des Betons mit dem schädlichen Wasser ergab Festigkeitsrückgänge; nach drei Tagen von 182 kg (gewöhnliches Wasser) auf 159 kg, also gleichfalls eine geringe Herabsetzung. Auf den Fundamentbeton, auf welchem die Säulen standen, der mit Hochofenzement hergestellt und beim Wasserzutritt schon erhärtet war, hatte das Wasser nicht schädigend gewirkt.

Ein Ausschütteln des Wassers mit Benzol blieb ohne Erfolg, das Benzol nahm keinerlei Substanzen auf, was bei der alkalischen Reaktion des Wassers nicht verwunderlich ist; dagegen zeigte die Schüttelflüssigkeit nach Ansäuern des Wassers erhebliche Salzmengen, die nach Verdunsten des Benzols als gelbliche Masse zurückblieben, die unter dem Mikroskop schön ausgebildete Nadeln zeigte (Abb. 4). Bei Abdampfen der Nadeln, die stark polarisierten, sublimierte Schwefel und eine kohlige Masse blieb zurück. Es handelt sich also offenbar um eine schwefelhaltige Substanz, deren nähere Konstitution nicht aufgeklärt wurde. In einem Liter waren 254,8 mg lösliche Substanzen enthalten, welche 65 mg, also ¼ verbrennbare organische Salze enthielten.

Durch die Versuche ist aufgeklärt, daß das Grundwasser schädliche organische Salze enthielt, welche das Erhärten des Betons verhindern. Der nicht erhärtete, im Gegensatz hierzu erweichte Beton verliert unter der Wassereinwirkung seinen Zement. Damit ist auch der beobachtete ungünstige Zementgehalt der Säulenfüße erklärt.

Die Wiederherstellung der Säulenfüße erfolgte gemäß Abb. 5 und 6 nach Entfernen des morschen Betons durch Ummantelung mit neuem Beton und hat sich bewährt.

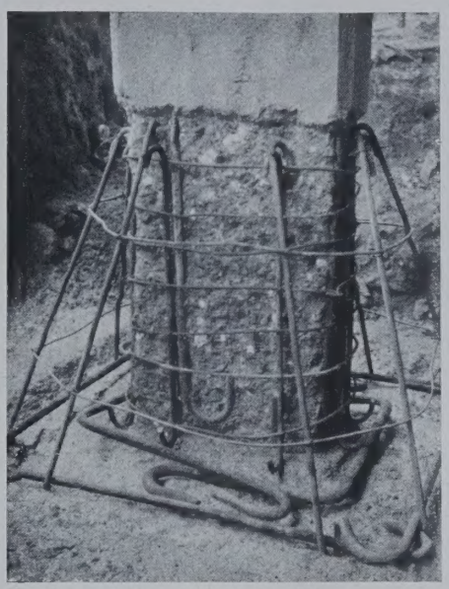


Abb. 5. Ummantelung der beschädigten Säulenfüße.

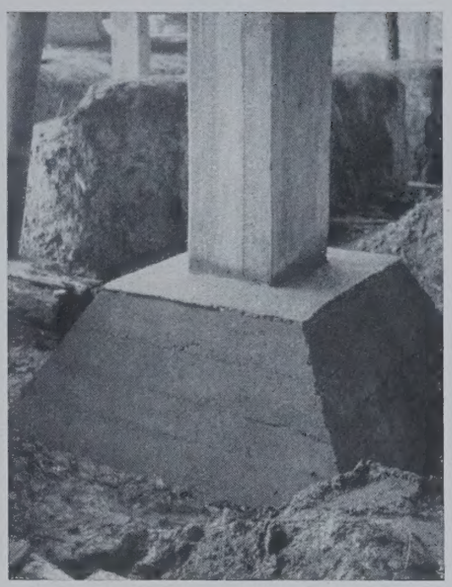


Abb. 6. Ein fertig umstampfter Säulenfuß.

Zusammenfassung:

Der Zutritt von Wasser zu frisch hergestelltem Beton setzt die Anfangsfestigkeiten des Betons herab. Bei Wasser unbekannter Zusammensetzung ist hauptsächlich, wenn das Wasser verdächtig ist, der Zutritt des Wassers durch geeignete Wasserhaltung mindestens bis zur erfolgten Erhärtung des Betons oder möglichst lange zu verhindern, um ähnliche Vorkommnisse auszuschließen.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

1. Einleitung:

Im Frühjahr 1925 unternahm der Verfasser eine mehrmonatige Studienreise durch die Vereinigten Staaten, um dort Bauingenieurprobleme und Fragen der Ingenieurerziehung zu studieren. Die Forschungsinstitute und Laboratorien, deren zum Teil auch bei uns bekannte Arbeiten einen nicht unerheblichen Anteil an den Fortschritten im Bauingenieurwesen haben, bildeten einen weiteren Gegenstand der Studien.

Vor Planung meiner Reise habe ich mir die Frage vorgelegt, die ich auch von anderen und später von amerikanischen Kollegen hören konnte: Können wir auf dem Gebiete des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten etwas lernen?

Die Frage läßt sich allgemein beantworten. M. E. können wir auf Studienreisen immer lernen, aus guten Beispielen und noch mehr aus Fehlern, die anderswo ebenso oder manchmal im verstärkten Maße gemacht werden wie bei uns. In den Vereinigten Staaten können wir besonders deshalb lernen, weil das aufstrebende Land mit seinem Reichtum an Naturschätzen, seiner blühenden Industrie und seinen großen und vielseitigen Entwicklungsmöglichkeiten gerade den Bauingenieur vor ebenso schwierige wie interessante Aufgaben stellt. Als augenscheinlicher Beweis hierfür möge erwähnt werden, daß unter den zahlreichen Studierenden an selbständigen oder an den den Universitäten angegliederten Technischen Hochschulen in den Abteilungen für Bauingenieurwesen ein großer Andrang herrscht. Größer ist nur noch der Andrang zum Studium der Elektrotechnik, was z. T. wie beim Bauingenieur auf die schwebenden Aufgaben der Elektrifizierung zurückzuführen ist.

Die zweite Frage, die man sich vor einer Studienreise nach den Vereinigten Staaten vorlegen wird, lautet:

> Können und dürfen wir alles, was wir dort sehen, auf unsere Verhältnisse übertragen?

Diese Frage möge am Schluß beantwortet werden, aber wenn wir unsere von Grund aus anderen Verhältnisse betrachten, so werden wir uns sagen müssen, daß wir nicht ohne weiteres alles übernehmen können. Die Ursachen liegen schon in der Verschiedenheit der wirtschaftlichen Verhältnisse, des Rohstoffersatzes und des Menschenmaterials begründet.

Als ein Zeichen des großen wirtschaftlichen Aufschwunges, wie ihn jetzt Nordamerika durchmacht, kann die auf allen Gebieten rege Bautätigkeit angesehen werden. Die Urbarmachung und Bewässerung großer Wüstenländereien, die Fluß- und Hochwasserregulierungen, die Elektrizitätsversorgung großer Gebiete sowie die noch in den Anfängen befindliche Elektrifizierung der Eisenbahnen und schließlich der Ausbau eines Straßennetzes zwischen den Ost- und Weststaaten, die Verlegung und Abkürzung der bestehenden Eisenbahnlinien bieten dem Bauingenieur eine Fülle von dankbaren Problemen. Hierzu kommen die konstruktiven Aufgaben bei Hochbauten aller Art, bei den Auswechslungen und Neubauten von Straßen- und Eisenbahnbrücken und die mit dem Ausbau des Verkehrs

innerhalb und außerhalb der Städte zusammenhängenden Aufgaben.

Der Lösung dieser oft nicht einfachen Aufgaben kommt die in den Vereinigten Staaten weitgehend durchgeführte Spezialisierung zugute. Um ein Beispiel zu nennen, sei erwähnt, daß es für weitgespannte eiserne Brücken ebenso besondere Spezialisten gibt wie für die eiserne Tragkonstruktion von Wolkenkratzern. Im Beton- und Eisenbetonbau geht die Spezialisierung noch weiter. So gibt es sowohl für den Entwurf von Bogentalsperren wie für Eisenbetontalsperren besondere Spezialisten.

So wenig der deutsche Ingenieur in Nordamerika im Entwerfen und in konstruktiven Einzelfragen lernen kann, so mannigfaltig und anregend sind die Erfahrungen bei der Vorbereitung und Durchführung von großen Bauingenieuraufgaben.

Über die Entwicklung des Eisenbaues in den Vereinigten Staaten, berichtete Schellewald im „Bauingenieur", Heft 38, 1925, auf Grund einer von ihm unternommenen Studienreise. Der Bericht dieses Eisenbaufachmannes zeigt die Fortschritte in der Konstruktion und den Einfluß der Mechanisierung, der sich hier ebenso bemerkbar macht wie in allen Zweigen der Technik.

Vom Holz- oder Steinbau hört man wenig. Der Holzbau kommt bei Provisorien oder bei Hilfskonstruktionen in Betracht, aber auch hier wird er vielfach vom Eisen verdrängt. Dagegen gehört der Steinbau zu den Ausnahmen und ist fast restlos durch den Beton- und Eisenbetonbau ersetzt. Ausschlaggebend waren wohl neben dem Mangel an handwerklich geschulten Arbeitern wirtschaftliche Gründe, weil im Steinbau ein so weitgehender Ersatz der Menschenarbeit durch Maschinen wie im Betonbau kaum möglich ist.

Dem Beton- und Eisenbetonbau begegnet man in irgendeiner Form bei allen Bauingenieuraufgaben, sei es als selbständige Konstruktion oder als Beigabe zu anderen Konstruktionsarten, wie z. B. bei der Ummantelung eiserner Konstruktionen in der Form von Beton oder als Spritzbeton.

Seine Verbreitung wird am besten durch die Tatsache beleuchtet, daß die Zementerzeugung von 68 Mill. Faß (das Faß = 4 Sack à 94 engl. Pfund) im Jahre 1910 auf 93 Mill. Faß im Jahre 1917, auf 100 Mill. Faß im Jahre 1920, bis auf rund 150 Mill. Faß im Jahre 1925 gestiegen ist. Der rasche Anstieg in den letzten Jahren ist zum größten Teil der Verbreitung des Betonstraßenbaues zuzuschreiben, auf den allein fast 30% des Zementverbrauchs entfallen.

Beim Studium des Beton- und Eisenbetonbaues muß man in erster Linie die klimatische Vielseitigkeit des Landes berücksichtigen. Für die erstaunliche Entwicklung des Betonbaues im Westen und im besonderen im Süden Kaliforniens, das man als das Land des Beton- und Eisenbetonbaues bezeichnen könnte, war neben der großen Entfernung von den Eisenzentren das Klima des Landes ausschlaggebend. Hier entstanden in den letzten Jahren Beton- und Eisenbetonbauten, an die man heute im Osten noch kaum denkt. Auf der anderen Seite gibt es Gegenden mit so großen und schroffen Temperaturänderungen, daß bei Beton- und Eisenbetonbauten größte Vorsicht geboten ist. Gibt es doch große Landesteile, wo man die für die Normenprüfung von Zementen notwendige gleichbleibende Temperatur kaum erzielen kann.

Für die Veränderungen gegenüber der Vorkriegszeit waren im Beton- und Eisenbetonbau drei Faktoren ausschlaggebend:

Der Einfluß der mächtigen und wohlorganisierten Zementindustrie, die weitgehende Verwendung des Betons beim Straßenbau und die dadurch bedingte größere Sorgfalt bei der Auswahl des Materials und schließlich die fortschreitende Mechanisierung oder, mit andern Worten, der notwendig gewordene, sehr weitgehende Ersatz von Handarbeit durch Maschinen.

Ich werde versuchen, dies durch den Bericht zu beweisen und möchte noch einleitend bemerken, daß die Erfahrung in der nordamerikanischen Praxis die Bestrebungen rechtfertigt, für die der Verfasser seit vielen Jahren eingetreten ist: dem Beton- und Eisenbetonbau eigene Wege zu suchen und nicht die im Stein- oder Eisenbau mit Erfolg angewendeten Methoden einfach zu übernehmen. Dies gilt sowohl für die Konstruktion und die statische Berechnung als auch für die Ausführung. Es wird noch heute nur allzuoft übersehen, daß wir es in dem einen Fall mit einem fast an jeder Baustelle verschiedenen und während des Baues veränderlichen Material zu tun haben, dessen Güte wir auf dem Bau stark zu beeinflussen in der Lage sind. In dem andern Fall haben wir es mit einem fertigen Material zu tun, auf dessen Güte wir auf dem Bau keinen Einfluß mehr haben.

Beim Studium aller bekannt gewordenen Unfälle im Eisenbetonbau wird man erkennen, daß die Ursachen meist in der unsachgemäßen Herstellung, Verarbeitung und Nachbehandlung des Materials zu suchen sind, — selbst bei an sich einwandfreien Entwürfen und statischen Berechnungen. Gerade in dieser Beziehung können wir aus mancherlei Beispielen der amerikanischen Praxis wertvolle Anregungen schöpfen.

Wie notwendig der Austausch von Erfahrungen ist, möge an einigen Fällen gezeigt werden.

Denken wir an den Fall der trägerlosen (Pilz-) Deckenkonstruktion, die schon vor mehr als einem Jahrzehnt in Nordamerika in vielen Beispielen erfolgreich durchgeführt wurde. Bei uns hat man sich erst in den letzten Jahren an die weitere Anwendung dieser Bauweise gewagt. Statt aber die dort gemachten Erfahrungen zu nutzen und durch Untersuchungen die Voraussetzungen der statischen Berechnung zu klären, gab es ein Trommelfeuer von manchen sehr fragwürdigen theoretischen Erläuterungen über das Plattenproblem, dessen Lösung man kaum näher gekommen ist. Die einzige Folge ist eine Verwirrung, die uns in der letzten Zeit von der Lösung des Problems der Pilzdeckenkonstruktionen eher entfernt hat. Die verfeinerten Berechnungsmethoden, die hie und da angewendet wurden, haben vor schlechten Erfahrungen nicht geschützt. Sie haben schließlich da geendet, von wo man ausgegangen ist: bei den Näherungsmethoden. Die dringend notwendigen systematischen Untersuchungen lassen aber noch immer auf sich warten.

Bei dem Betonstraßenbau liegt gleichfalls die Gefahr nahe, daß wir uns zu wenig die Erfahrungen Nordamerikas nutzbar machen. Und doch können wir gerade hier aus den schlechten und guten Erfahrungen soviel für die Verbesserung des Betonbaues im allgemeinen lernen, z. B. bei der Behandlung des Materials in der ersten Zeit nach der Herstellung und Verarbeitung.

Die Schnelligkeit der Ausführungen von Eisenbetonbauten bei Hochbauten aller Art ist eine Aufgabe, die aus wirtschaftlichen Gründen zu beachten ist. Wir haben in der Literatur von einigen amerikanischen Beispielen gelesen, aber die Erfahrung hat bewiesen, daß Waghalsigkeit nicht immer mit sicherem Bauen vereinbarlich ist. Zweifellos kann man schneller bauen, als es bisher bei uns üblich war, besonders wenn man sich der Vorteile hochwertiger Zemente bedient, und es gibt bereits einige Erfolg versprechende Beispiele. Die Methoden, die in Nordamerika beim schnellen Bauen zu Mißerfolgen geführt haben, sind aber für uns wegen der Ursachen lehrreich.

Man spricht oft von Spezialisten für Beton und Eisenbeton und meint damit Fachleute, die einseitig und bisweilen kritiklos für die Anwendung der Bauweise eintreten. Derartige Spezialisten können der Entwicklung der Bauweise nicht förderlich sein. Man sollte nicht übersehen, daß der Wasserbau-, der Hochbau- und der Brückenbauingenieur sich nicht mit einer oberflächlichen Kenntnis einer Bauweise begnügen dürfen, wenn sie technische und wirtschaftliche Vorteile für das Gesamtbauwerk erzielen wollen. Es genügt heute nicht mehr, wenn man annimmt, daß irgendein Zement mit irgendeinem Zuschlagstoff mit einem aus einem Taschen- oder Lehrbuch entnommenen Prozentsatz von Wasser vermischt, Beton gibt, dem man alles

zutrauen darf. Eine vertiefte Kenntnis der Art, wie man die Einzelbestandteile gegeneinander abstimmen muß, um ein Material zu erhalten, dem man je nach seiner Verwendung mehr oder weniger zutrauen darf, ist heute die Voraussetzung für die weitere Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaus, und im weiteren Sinne für die wirtschaftliche Gestaltung von Bauingenieurwerken.

Ein Beispiel, das bei dem Ausbau der Wasserkraftanlagen in den letzten Jahren wiederholt zur Kritik herausgefordert hat, ist die Behandlung der Frage der Wasserdichtigkeit von Betonbauwerken. Diese wird gefordert, um Wasserverluste zu verhindern oder zu vermindern, um ferner wie bei großen Flächen (z. B. Schwergewichtsmauern) ungünstige Temperaturwirkungen zu vermeiden. Treten infolge mangelhafter Konstruktion Schäden auf, so fallen evtl. auftretende Betriebsstörungen weit mehr ins Gewicht als die Kosten der notwendig werdenden Ausbesserungen. Die neuere amerikanische Praxis zeigt die Vorteile, die man erwarten darf, wenn man der Materialbereitung die erforderliche Aufmerksamkeit zuwendet.

Im Vorstehenden wurden die Gesichtspunkte erörtert, die der Verfasser seinen Studien zugrunde legte. Im Nachstehenden soll versucht werden, an der Hand von verschiedenen Beispielen die Veränderungen darzustellen, die im Beton- und Eisenbetonbau seit der Vorkriegszeit festzustellen sind. Eine kurze Einteilung des Stoffes möge vorausgeschickt werden.

I. Das Material: Die Auswahl und Prüfung der Zuschlagsstoffe, die Verarbeitung und die Nachbehandlung des Betons.

II. Der Einfluß der Mechanisierung und Normung.

III. Beton und Eisenbeton im Wasserbau:

1. Entwurf und Ausführung von Staudämmen: Schwergewichtsmauern, Bogenstaumauern und Eisenbetontalsperren.
2. Maßnahmen für Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit.
3. Einige schlechte Erfahrungen.
4. Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser.
5. Verwendung eiserner Formen beim Schleusenbau.

IV. Beispiele aus dem Brückenbau:

1. Straßenbrücken.
2. Eisenbahnbrücken.
3. Rostschutz bei eisernen Brücken.

V. Entwicklungen im Hochbau:

1. Der Eisenbeton bei Hochhäusern.
2. Schnelles Bauen.
3. Garagenbauten.
4. Konstruktions- und Materialfehler.
5. Getreidespeicher in Hafenstädten.
6. Sparmaßnahmen bei Schalungen und Rüstungen.

VI. Das Problem des Betonstraßenbaues.

VII. Andere Anwendungsgebiete.

VIII. Der Einfluß der Zementindustrie auf die Forschung und auf die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues.

IX. Schlußbetrachtungen.

(Fortsetzung folgt.)

KOHLENTÜRME AUS EISENBETON.

Ausführungen der Firma Heinrich Butzer, Dortmund.

Seitdem man im 17. Jahrhundert den ersten Steinkohlenmeiler errichtete, um an Stelle der Holzkohle ein für den Hochofenbetrieb geeigneteres Brennmaterial durch Verschwelen zu gewinnen, hat die Kokereitechnik eine lange, mühsame Entwicklung durchgemacht, um bis zu dem heutigen, technisch hochentwickelten Großkammerofen zu gelangen.

Die bis heute erreichten Verbesserungen kann man zusammenfassen in: Verbesserung der Güte des Kokses, verbesserte Ausnutzung der Nebenprodukte, erhebliche Steigerung der Leistung, verkürzte Garungszeiten.

Die gesteigerte Leistungsfähigkeit moderner Kokereien — die jährliche Leistung eines Ofens stieg seit den 60er Jahren bis heute von ca. 210 t auf 4000 t je Ofen — brachte notwendigerweise eine immer weiter gehende Mechanisierung des gesamten Arbeitsvorganges mit sich. Drahtseilbahnen, Pendelbecherwerke, Gurtförderer wurden zum Heranbringen der

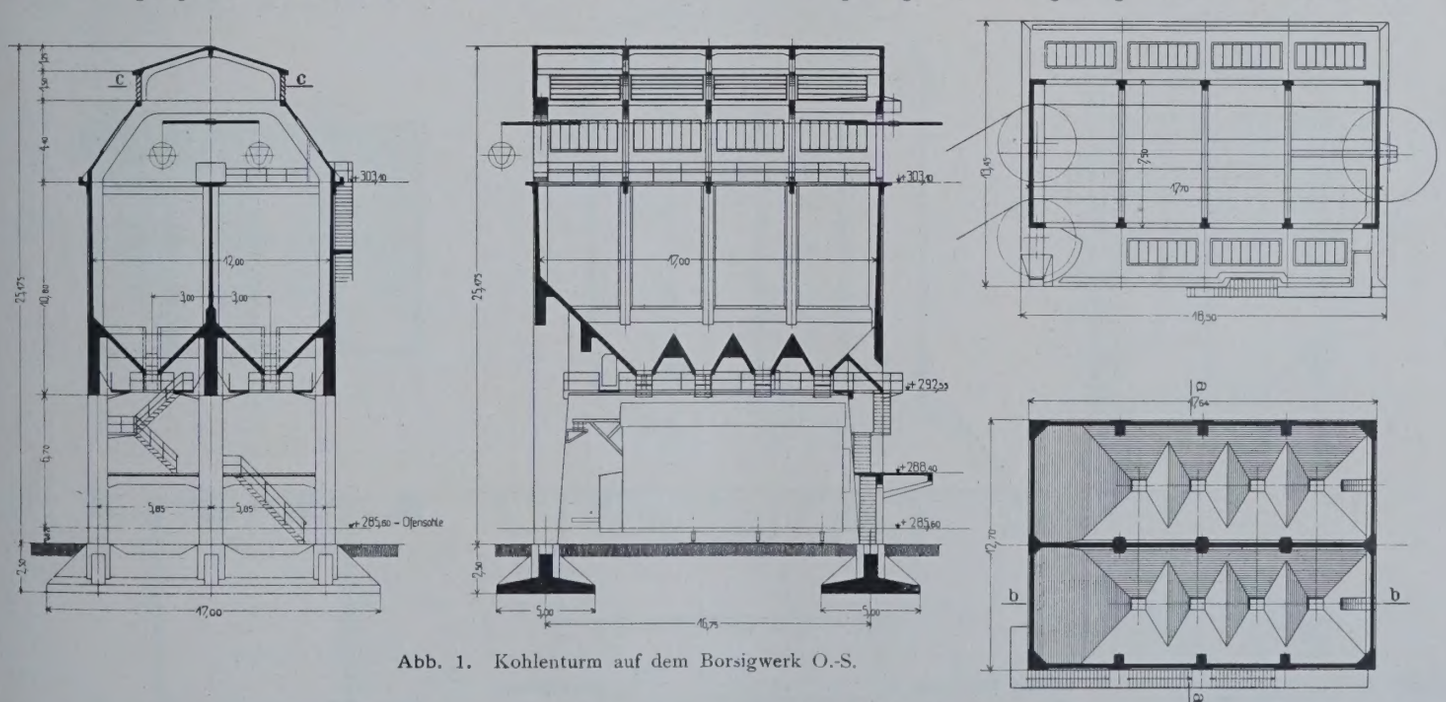


Abb. 1. Kohlenturm auf dem Borsigwerk O.-S.

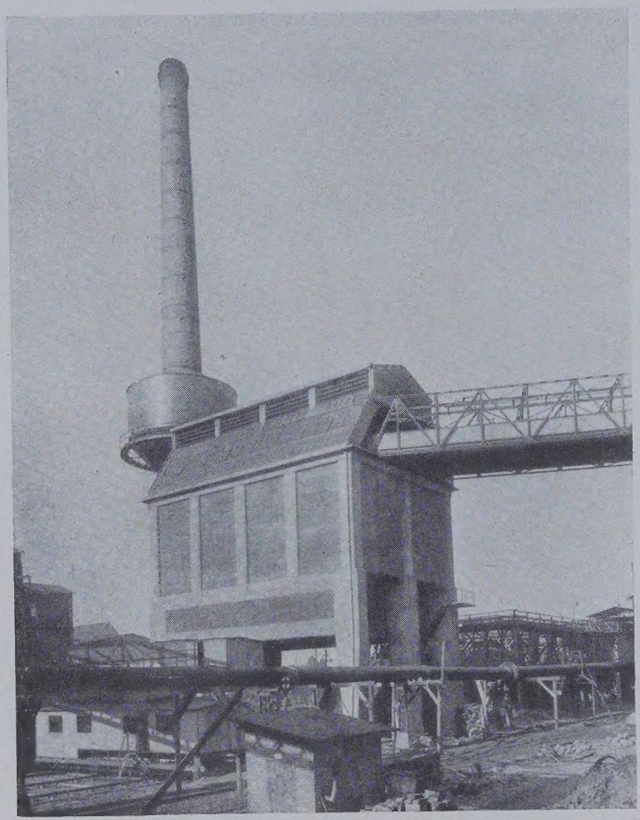


Abb. 2. Kohlenturm auf dem Borsigwerk O.-S.

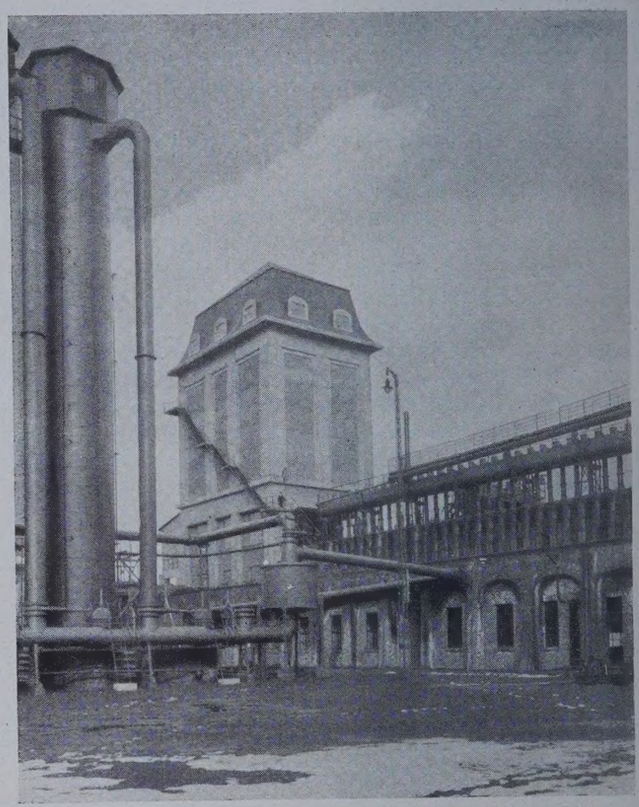


Abb 4. Kohlenturm auf der Gleiwitzer Grube O.-S.

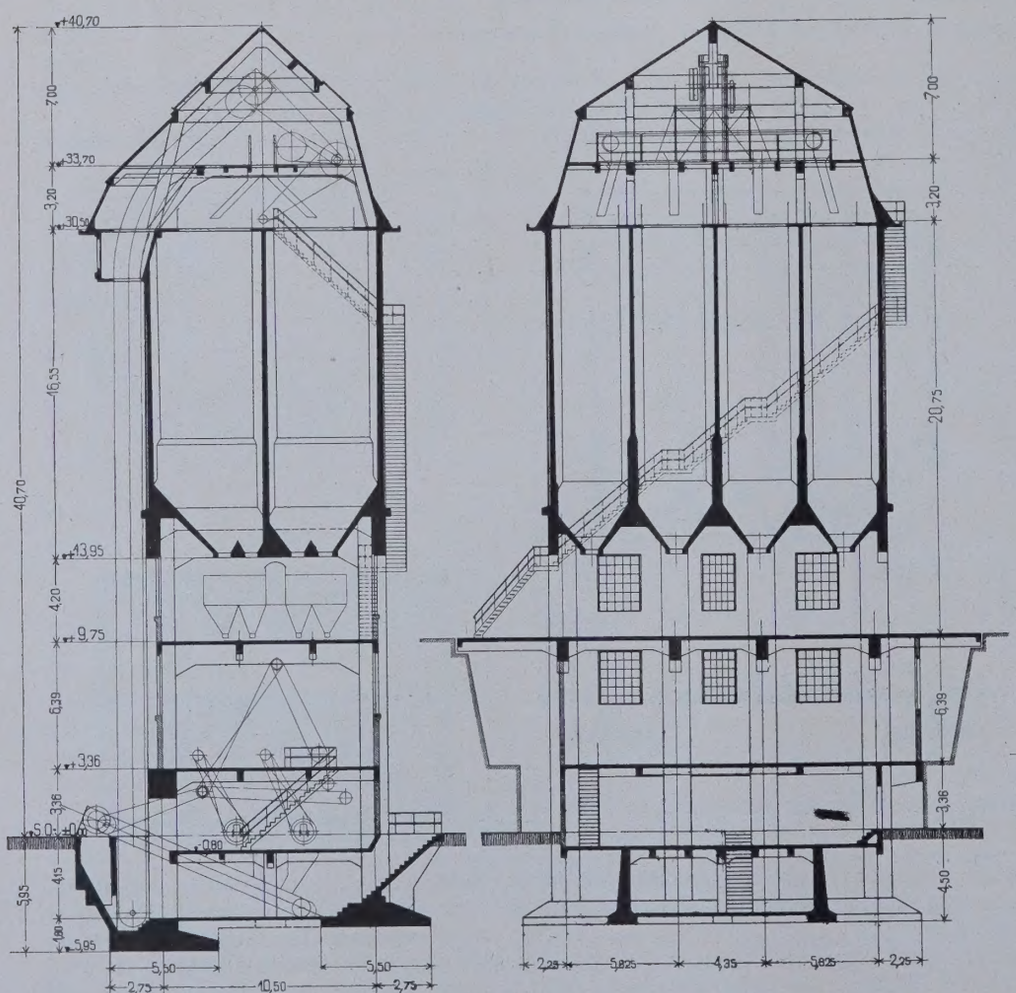
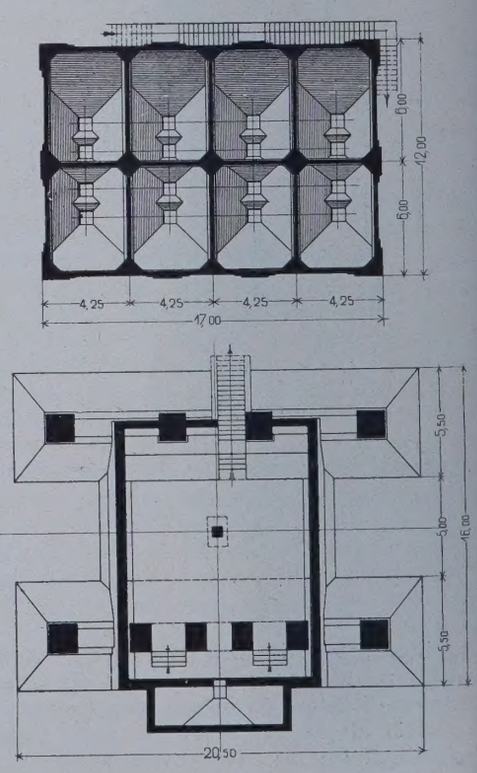


Abb. 3.
Kohlenturm auf der Gleiwitzer Grube O.-S.



Feinkohlen benutzt. Für die Beschickung der Öfen, die früher durch kleine Trichterwagen erfolgte, wurden große Koksfüllwagen eingeführt, die auf einmal den Inhalt einer ganzen Ofenkammer aufnehmen können. In gleicher Weise ist auch der Lösch- und Ladevorgang des fertigen Kokses weitgehend maschinell durchgebildet worden. So konnte es nicht ausbleiben, daß die Zwischenbehälter für die Feinkohle, die in der Nähe der Koksöfen erforderlich sind, um einen gleichmäßigen, ungestörten Arbeitsvorgang sicherzustellen, im Laufe der Zeit mannigfache Veränderungen erfahren haben. Insbesondere hat die oben erwähnte Leistungssteigerung eine Entwicklung heraus, unter Berücksichtigung der Konstruktionsgrundsätze der Baustoffe, entwickelt werden.

So ist im Laufe der letzten 10 Jahre eine große Reihe solcher Bauten entstanden, bei denen fortschreitend die Entwicklung eines Stiles zu erkennen ist, der mit Sachlichkeit die Zweckbestimmung des Bauwerkes zum Ausdruck bringt. Sie legen beredtes Zeugnis ab für das aufstrebende Wollen und Können der Ingenieure und Architekten und für die Entwicklung des Eisenbetonbaues.

Im nachstehenden sollen einige Kohlentürme, die im Laufe der letzten Jahre ausgeführt wurden, näher beschrieben werden:

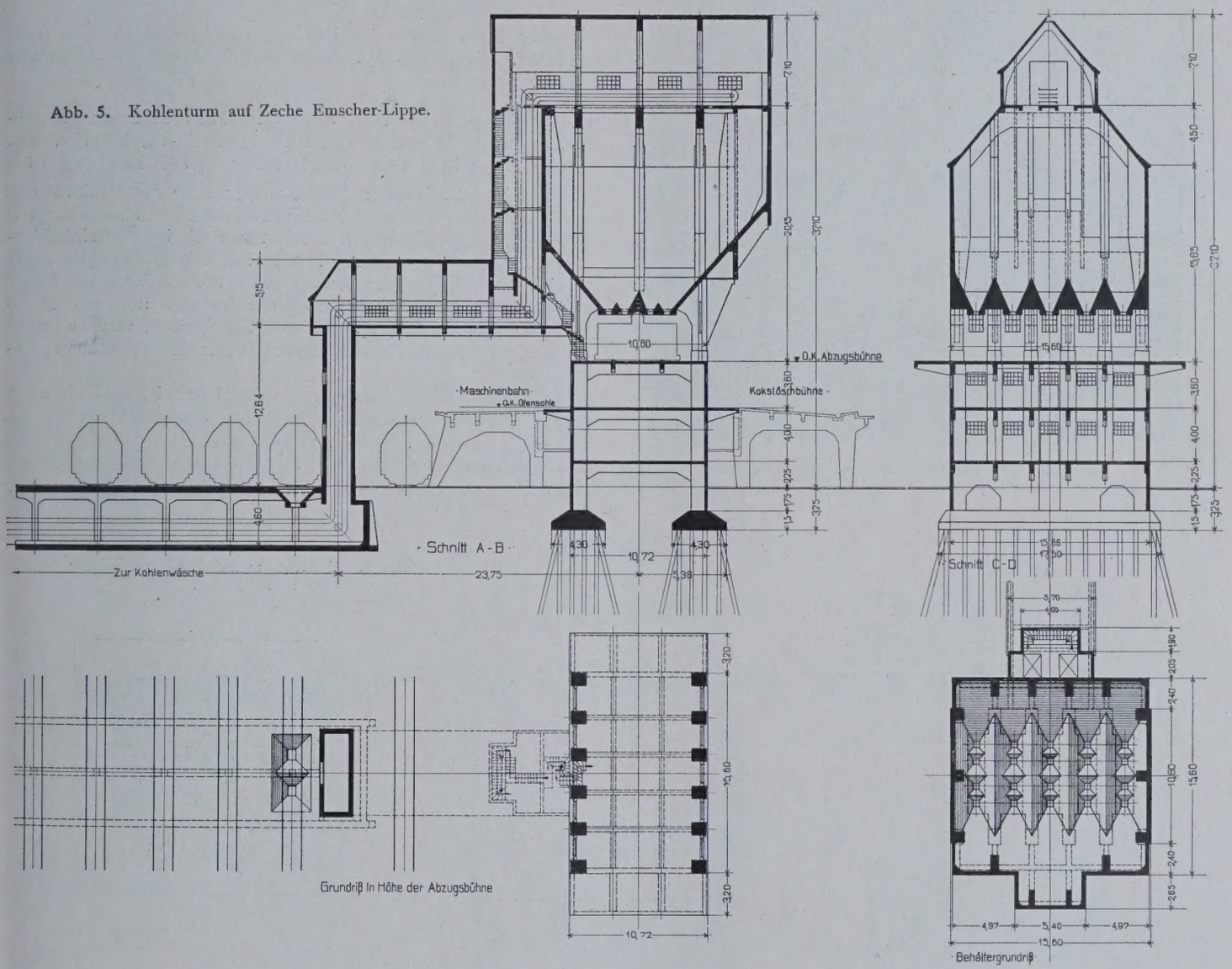


Abb. 5. Kohlenturm auf Zeche Emscher-Lippe.

vom kleinen Zwischenbehälter bis zum 3—4000 t fassenden Großraumbunker mit sich gebracht.

Die Kokskohlentürme, die heute fast ausschließlich aus Eisenbeton errichtet werden, fanden ursprünglich wegen ihrer geringen Größe hinsichtlich der äußeren Formgebung sowohl bei den Bauherren als auch bei den Ingenieuren wenig Beachtung. Mit zunehmender Größe wurden sie jedoch oft zum Wahrzeichen von Kokereien und Zechen. Dieser Umstand, und die zunehmende Erkenntnis, daß man — ohne Aufwendung von Mehrkosten — auch Industriebauten in der Formgebung künstlerisch behandeln müsse, führten Bauherren, Ingenieure und Architekten in dem Bestreben zusammen, ästhetisch befriedigende Bauwerke zu errichten. Grundsatz muß hierbei bleiben innere Wahrhaftigkeit und Zweckmäßigkeit, d. h. die Formgebung des Bauwerkes muß aus dem Konstruktiven

I. Kohlenturm für die Oberschlesischen Kokswerke und Chemischen Fabriken, A.-G., Berlin, Auf dem Borsigwerk O. S.

Im Jahre 1914 errichtete die obengenannte Gesellschaft für ihre Kokerei auf dem Borsigwerk in Oberschlesien einen Kohlenturm mit einem Fassungsvermögen von 1000 t. Das Bauwerk wurde vollkommen in Eisenbeton ausgeführt. Auf zwei 5 m breiten Eisenbeton-Fundamentstreifen sind die drei Hauptrahmen mit einer Stützweite von 16,75 m aufgeführt. Ihre Form war durch den für den Koksfüllwagen erforderlichen Lichtraum gegeben, so daß die Ausbildung der Eckschrägen bei den Hauptbindern unmöglich war, wodurch naturgemäß erhebliche Erschwernisse bei der Unterbringung der Bewehrung hervorgerufen wurden. In diese Hauptrahmen sind die Trichterböden

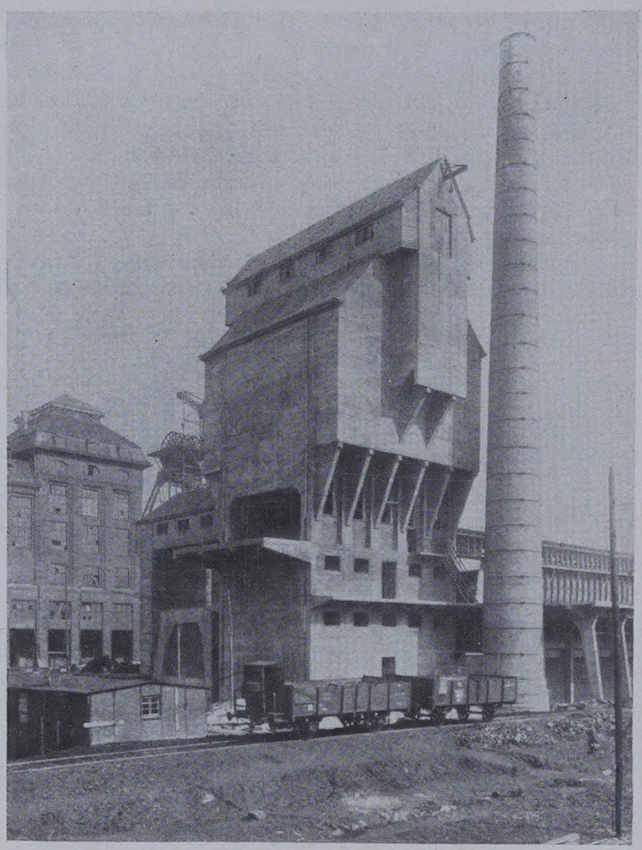


Abb. 6. Kohlenturm auf Zeche Emscher-Lippe.

eingespannt. Der Bunker selbst ist in zwei Zellen geteilt mit einer Gesamtgrundfläche von 12 × 17 m und mit einer größten Tiefe von 9,50 m. Die Bunkerwände sind durch Rahmen ausgesteift, die bis zum Dach hochgezogen sind und somit mit den Dachbindern ein geschlossenes Tragwerk bilden, das in Höhe der Bühne + 303,10 nochmals durch Zugbänder zusammengehalten wird.

Die Zufuhr der Kohlen erfolgt durch eine Elektrohängebahn, die auf einer eisernen Brücke bis an den Turm herangeführt wird und oberhalb der Bühne + 303,10 m über dem Bunker verkehrt. Laufstege in + 303,10 m und 292,55 m Höhe ermöglichen die Bedienung der Hängebahn und der Bunkerverschlüsse.

Der Kohlenturm ist im Äußeren in einfachen Formen gehalten. Die großen Wandflächen sind lediglich in Felder aufgeteilt.

II. Kohlenturm für die Oberschlesischen Kokswerke und Chemischen Fabriken A.-G., Berlin, auf der Consolidierten Gleiwitzer Steinkohlengrube.

Bereits im folgenden Jahre, 1915, wurde der Neubau eines Kohlenturmes von 2000 t Fassungsvermögen auf der derselben Gesellschaft gehörigen Corsolidierten Gleiwitzer Steinkohlengrube in Angriff genommen. Wie im folgenden noch näher gezeigt wird, lagen hier sowohl die örtlichen Verhältnisse als auch die Art der Beschickung des Turmes und der Koksbatterien ganz anders als auf dem Borsigwerk, wodurch auch der gesamte Aufbau des Turmes eine andere Gestaltung erforderte.

Mit Rücksicht auf die weiter unten beschriebene Zuführung der Kokskohle mußten die Eisenbetonfundamentstreifen bis auf — 5,95 m bzw. — 4,50 m herabgeführt werden, wodurch sich von selbst im mittleren Teil des Grundrisses die Anordnung eines Kellers ergab.

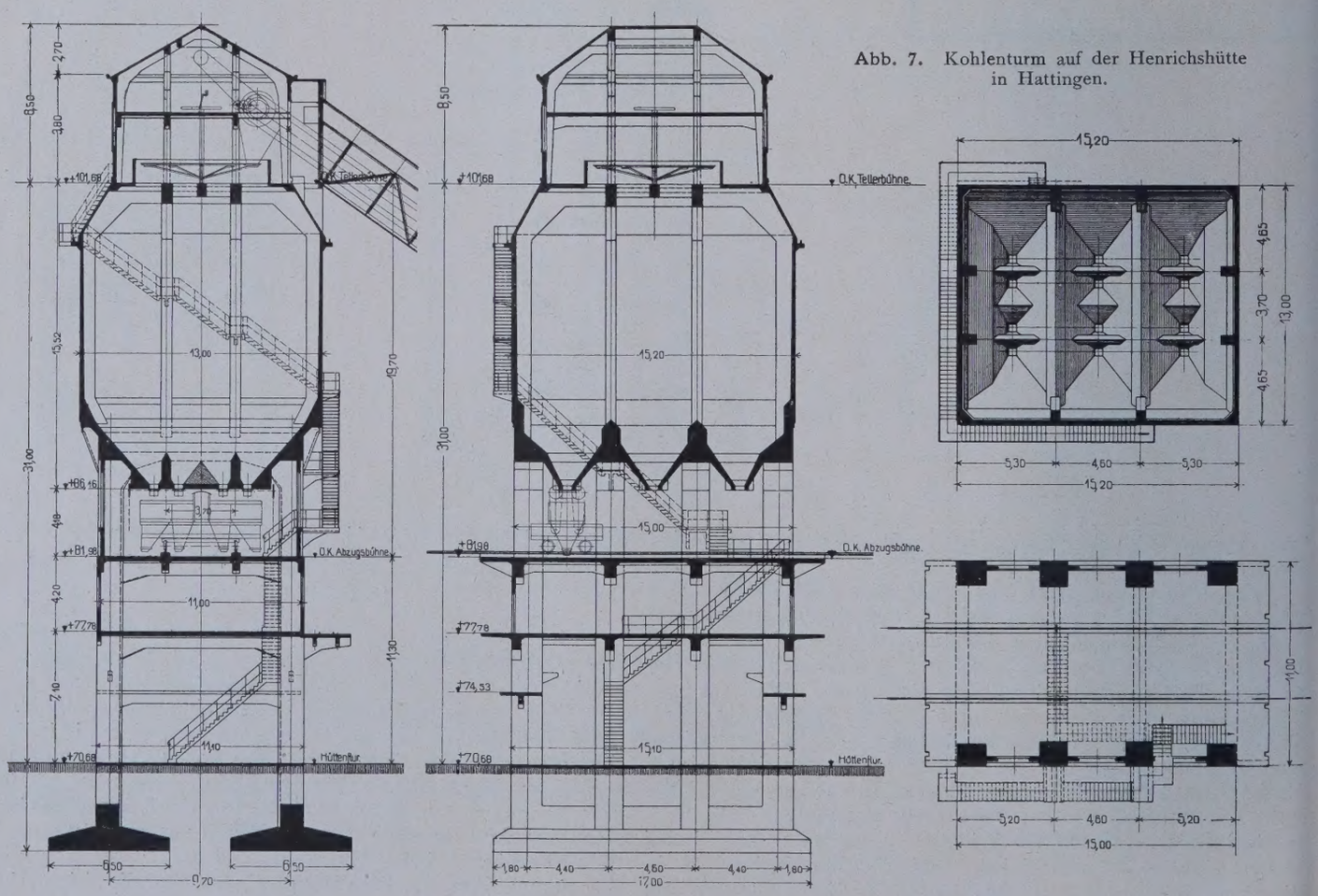


Abb. 7. Kohlenturm auf der Henrichshütte in Hattingen.

Die Zufuhr der Kokskohlen erfolgt hier durch kleine Zechenwagen, die auf der Bühne — 0,80 m durch zwei Wipper in einen unter der Decke liegenden Behälter entleert werden. Der Antrieb der Wipper ist auf der Bühne + 3,36 m untergebracht. Von dem Keller aus wird die Kohle durch ein schräg ansteigendes Band nach einem dicht neben dem Turm liegenden Zwischenbehälter gebracht, der gegebenenfalls auch von außen beschickt werden kann. Ein an der Außenseite des Kohlenturmes angeordnetes Pendelbecherwerk bringt die Kohlen von diesem Behälter auf die Bühne + 33,70, von wo sie mittels Blechrutschen in die einzelnen Bunkerzellen verteilt werden.

Einerseits zur Trennung der einzelnen Kohlensorten, andererseits mit Rücksicht auf den Feuchtigkeitsgehalt der Kohle wurde im vorliegenden Falle eine Aufteilung in acht einzelne Zellen vorgenommen. Der untere Teil der Querwände wurde zur Bildung der Hauptträger besonders verstärkt. Der Bunker bedeckt eine Grundfläche von 12 . 17 m bei einer größten Höhe von 16,55 m. Als Besonderheit sei noch erwähnt, daß die beiden schweren mittleren Hauptstützen des Turmes auf der Becherwerksseite in Höhe der Bühne + 3,36 m abgefangen werden mußten, eine Anordnung, die durch die maschinelle Einrichtung bedingt war.

Abb. 4 stellt eine Ansicht des Turmes dar, dessen äußere Form einfach gehalten ist und lediglich den schlichten Nutzbau zeigt.

III. Kohlenturm auf Schacht 3/4 der Gewerkschaft Emscher-Lippe bei Datteln i. W.

Bei dem in den Jahren 1914—1916 erfolgten Ausbau der Tagesanlagen auf Schacht 3/4 der Zeche Emscher-Lippe bei Datteln i. W. kam auch ein Kohlenturm von 2000 t Fassungsvermögen zur Ausführung. Die Bodenverhältnisse — es stand hier Fließ mit einer Mächtigkeit bis zu 10 m an — erforderten für alle Bauwerke, also auch für den Kohlenturm, eine Gründung auf etwa 13 m langen Eisenbetonpfählen. Diese sind auf — 3,25 m durch kräftige Eisenbetonbankette miteinander verbunden, auf denen der gesamte Aufbau ruht. Die Abmessungen des Unterbaues bis zur Abzugsbühne mußten mit Rücksicht auf die anschließende Maschinenbahn und Kokslöschbühne erheblich beschränkt werden. Um das geforderte Fassungsvermögen des Bunkers zu erzielen, mußte man diesen daher weit auskragen lassen. Hierdurch ergab sich aber gleichzeitig eine

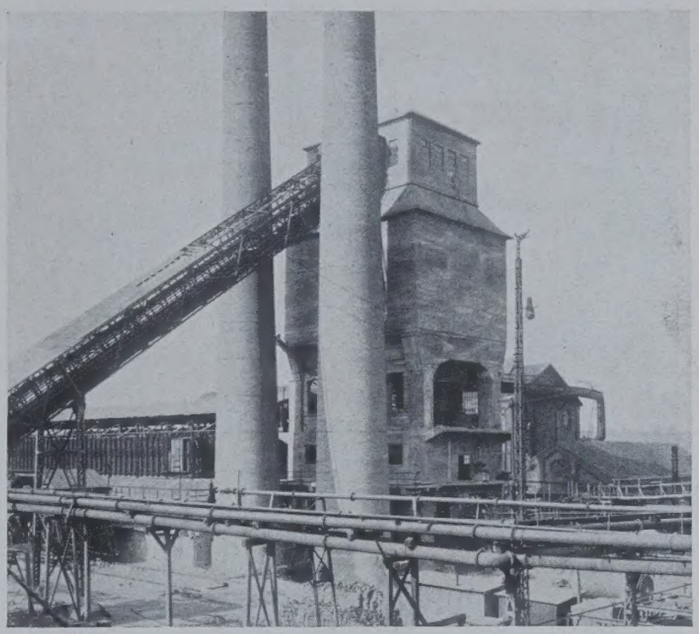


Abb. 8. Kohlenturm auf der Henrichshütte in Hattingen.

sehr glückliche und charakteristische äußere Form des Bauwerkes, wie sie in Abb. 5 dargestellt ist.

Die Beschickung des Kohlenturmes erfolgt hier durch ein Pendelbecherwerk, das die Kohlen von der benachbarten Kohlenwäsche durch einen Becherwerkskanal unter den Zechengleisen hindurchbefördert. Zwischen den beiden letzten Gleisen wird das Becherwerk in einem Eisenbetonschacht hochgeführt, der durch eine Brücke über die Maschinenbahn hinweg an den Kohlenturm angeschlossen ist. In einem seitlichen Schacht, in dem auch das Treppenhaus untergebracht ist, steigt das

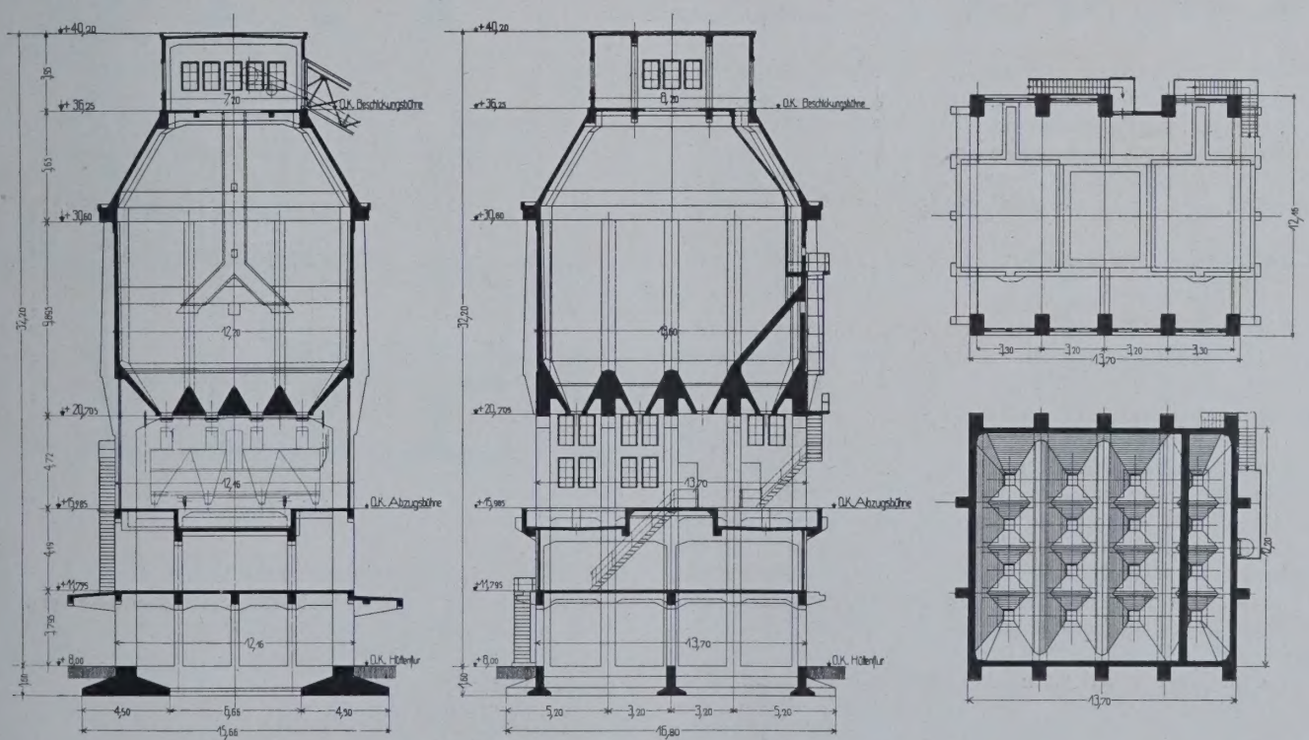


Abb. 9. Kohlenturm auf dem Hochofenwerk Ymuiden.

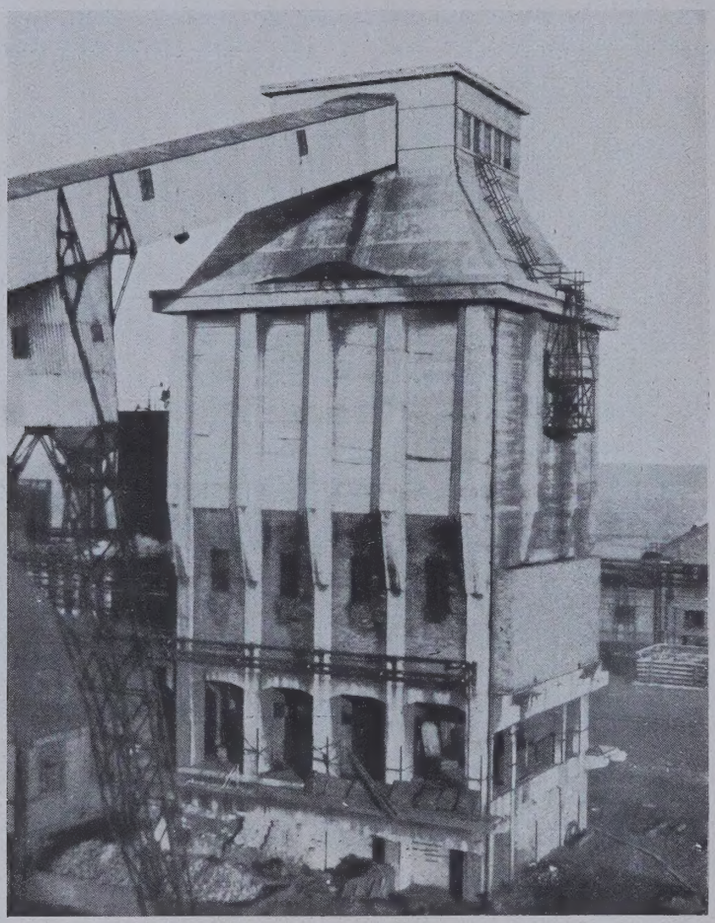


Abb. 10. Kohlenturm auf dem Hochofenwerk Ymuiden.

Becherwerk zur obersten Bühne des Kohlenturmes empor, von wo aus der Bunker gefüllt wird. Dieser bedeckt eine Grundfläche von 15,60 . 15,60 m bei einer größten Höhe von 16,50 m.

Besondere Einwurfsöffnungen in der Decke des Becherwerkkanales ermöglichen auch eine Beschickung des Kohlenturmes unmittelbar vom Eisenbahnwagen aus.

IV. Kohlenturm der Henrichshütte für die Firma Henschel & Sohn in Hattingen.

Der Umbau der Kokerei auf der Henrichshütte der Firma Henschel & Sohn in Hattingen erforderte im Jahre 1922 die Ausführung eines Kohlenturmes von 2000 t Fassungsvermögen.

Schlechte Untergrundverhältnisse zwangen hier zur Anordnung sehr breiter Fundamentstreifen, um die Bodenpressungen in mäßigen Grenzen zu halten. Der Aufbau war im vorliegenden Falle verhältnismäßig einfach. Acht Hauptstützen tragen auf + 77,78 m zunächst eine Zwischenbühne und auf + 81,98 m die Abzugsbühne. Hierüber erhebt sich der Bunker über einer Grundfläche von 15,20 . 13 m mit einer Höhe von 15,52 m. Zwei Hauptrahmen in der Querrichtung und zwei Rahmen in der Längsrichtung, die sich kreuzen, bilden das Traggerippe des Behälters, zwischen das die Bunkerwände gespannt sind. Über + 101,68 m erhebt sich ein zweigeschossiger Aufbau, in dem die maschinelle Einrichtung zur Verteilung der Kohlen untergebracht ist. Die Beschickung erfolgt durch zwei Bänder, die in einer schrägen Brücke von dem benachbarten Kohlenvorratsbunker auf den Turm führen. Von den Bändern werden die Kohlen durch eine Rutsche einem Drehteller, der auf der Tellerbühne + 101,68 m angeordnet ist, zugebracht; von hier aus wird die Verteilung der Kohle im Bunker durch einen verstellbaren Abstreicher geregelt. Die oberen Bühnen sind auf eisernen Treppen zugänglich, die zwischen Eisenbetonpodeste gespannt sind. Das Äußere des Turmes läßt in einfachsten Formen die Bestimmung des Bauwerkes als Bunker erkennen, wobei die Struktur des Betons, so wie sie aus der Schalung kommt, gezeigt wird.

V. Kohlenturm für die Königl. Niederländischen Hochofen- und Stahlfabriken in Ymuiden (Holland).

Weiterhin wurde im Jahre 1923 für die Kokerei der Königl. Niederländischen Hochofen- und Stahlfabriken in Ymuiden (Holland) ein Kohlenturm von 1500 t Fassungsvermögen errichtet. Die Fundamentstreifen aus Eisenbeton wurden bis zu einer Tiefe von 1,60 m unter Hüttenflur herabgeführt. Auf diesen sind die äußeren zehn Hauptstützen errichtet, die zunächst eine Zwischenbühne und auf + 15,985 m die Abzugsbühne tragen. Da die Koksfüllwagen im vorliegenden Falle

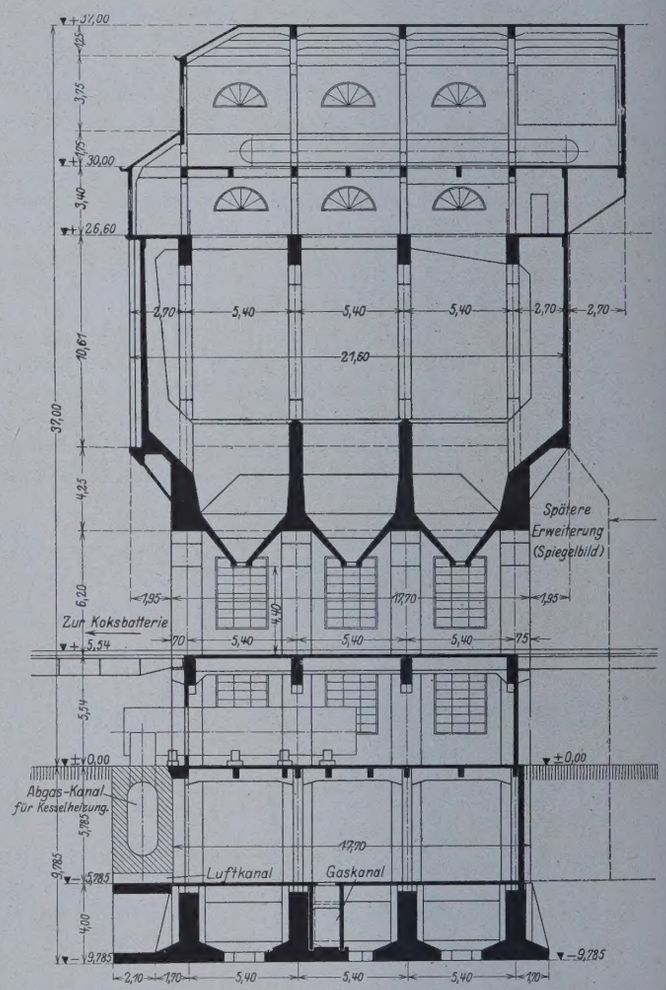


Abb. 11 a.

nicht selbst, wie sonst vielfach üblich, mit einer automatischen Wiegevorrichtung ausgestattet sind, wurden hier zwei Waggonwagen in der Abzugsbühne vorgesehen. Diese erfordern die Anordnung von zwei Versenkungen in dieser Bühne. Auf + 20,705 m sind die Hauptstützen durch kräftige Querrahmen miteinander verbunden, die den Trichterboden tragen. Der Aufbau des Bunkers, der bei einer Höhe von 15,45 m eine Grundfläche von 13,70 × 12,20 m bedeckt, besteht aus senkrechten Hauptrippen mit zwischengespannten lotrechten Wänden. Die Wandrippen sind an ihrem oberen Ende auf + 30,60 m durch einen kräftigen Horizontalrahmen, der gleichzeitig als Hauptgesims und Dachrinne ausgebildet ist, zusammengefaßt. Der obere Teil des Behälters, der schräge Dachflächen erhalten hat, wird nicht, wie gewöhnlich, durch Rahmen getragen, sondern ist vielmehr kuppelartig ausgebildet. Es wurden ledig-

lich in den vier Ecken Druckstreben angeordnet, die sich an ihrem oberen Ende auf + 36,25 m gegen einen wagerecht liegenden Druckrahmen stützen und an ihrem unteren Ende ihre Zugkraft an den schon genannten wagerechten Rahmen auf + 30,60 m Höhe abgeben. Zwischen diese beiden horizontalen Rahmen ist die schräge Dachplatte ohne jede Unterkonstruktion gespannt.

An der einen Giebelseite des Turmes wurde noch eine kleinere Zelle abgetrennt als sogenannter Probebunker. Da

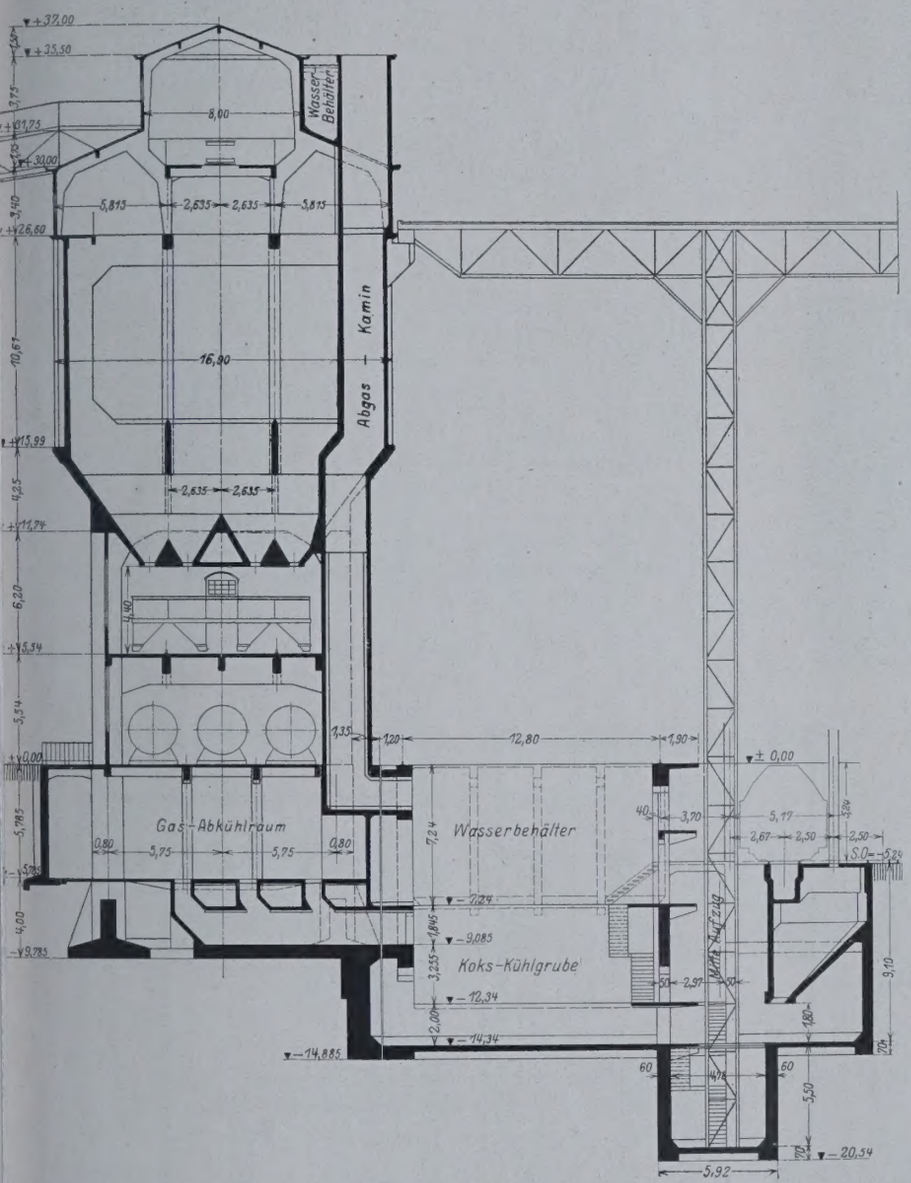


Abb. 11.

VI. Kohlenturm auf Schacht IV der Zeche Lothringen in Gerthe i. W.

Zwecks wirtschaftlicher Ausnutzung ihrer Zechenanlagen begann im Frühjahr 1925 die Bergbau A.-G. Lothringen mit dem Bau einer Zentralkokerei auf ihrer Schachtanlage IV. Diese nach den neuesten Erfahrungen durchgebildete Anlage

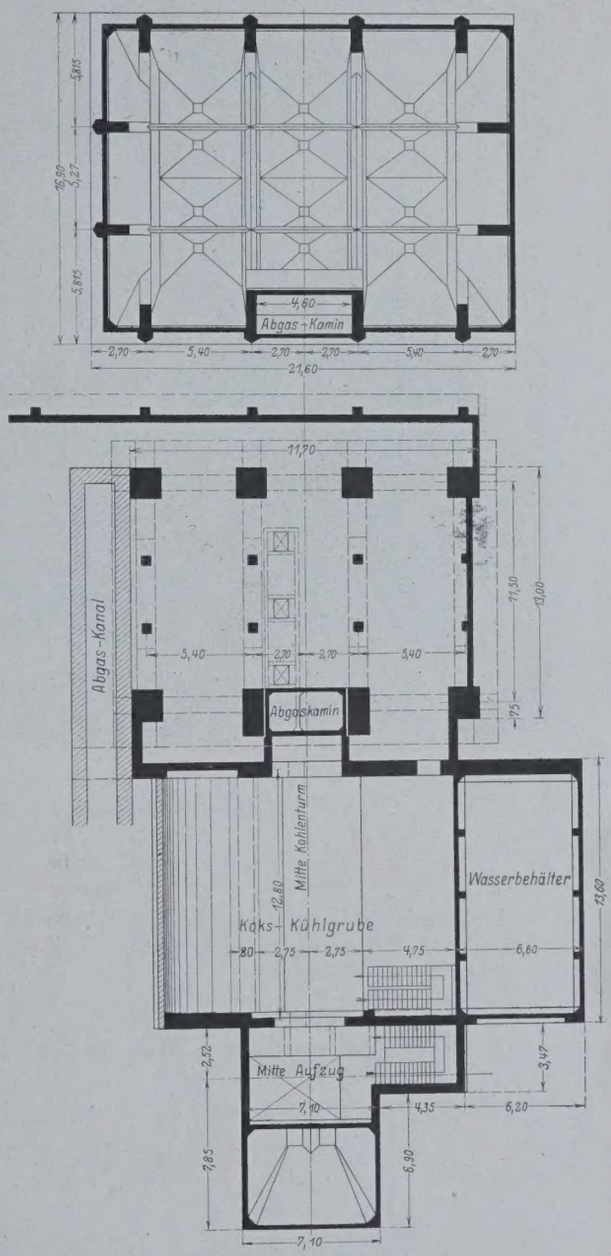


Abb. 11 b.

das Hochofenwerk vielfach auf verschiedene Bezugsquellen für die Kokskohle angewiesen ist, müssen unter Umständen erst Versuche angestellt werden, um die Eigenschaften der Kohle festzustellen. Zur Aufnahme einer Probemenge dient der genannte Zwischenbunker, der von der Beschickungsbühne aus durch einen schmalen Eisenbetonschacht gefüllt werden kann. Oberhalb der auf + 36,25 m liegenden Beschickungsbühne ist noch ein leichter Dachaufbau als Abschluß angeordnet, in welchen die Transportbrücke mündet. Innerhalb derselben läuft ein Transportband, das die Kohle nach dem Turm befördert und unmittelbar in den Bunker abstürzt. Die Ansichtflächen der Eisenbetonkonstruktion des Turmes sind so geblieben, wie sie aus der Schalung kommen. Die großen Wandflächen sind in einfacher Weise durch die Wandvorlagen senkrecht gegliedert.

weicht in vielem von den bisherigen Bauten dieser Art ab. So ist man hier z. B. davon abgegangen, den fertigen Koks mit Wasser abzulöschen. Man ist vielmehr zu der sogenannten Trockenlöschung des Kokses mit Hilfe indifferenter Gase übergegangen. Infolgedessen wurde in Verbindung mit dem 3500 t fassenden Kohlenturm eine tiefliegende Kokskühlanlage erforderlich, in welcher zur Ablöschung die Gase mittels Ventilatoren durch den Koks getrieben werden.

Der Kohlenturm ist in Höhe — 9,785 auf einer aus Längs- und Querbanketten bestehenden Fundamentplatte aus Eisenbeton gegründet, deren Hauptrippen mit Rücksicht auf die großen Lasten eine Höhe von 3,50 m erhalten mußten. Hierüber sind auf einer Zwischenbühne auf — 5,785 die obengenannten Ventilatoren für die Kokskühlanlage aufgestellt, die durch zwischen den Fundamentrippen liegende Eisenbetonkanäle

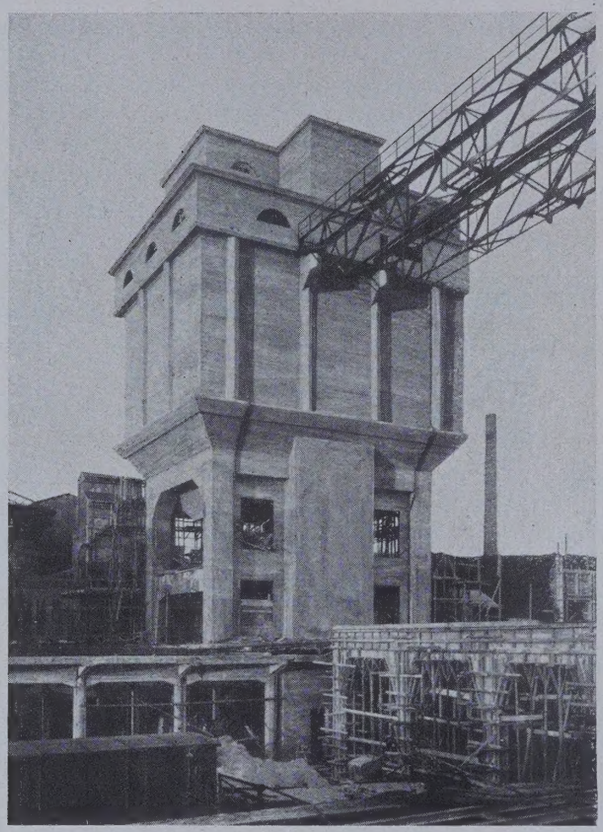


Abb. 12. Kohlenturm auf Zeche Lothringen IV.

miteinander verbunden sind. Acht Hauptstützen mit einem mittleren Querschnitt von 1,50 . 1,50 m reichen von Fundamentoberkante bis zum Bunker und dienen zur Übertragung der Lasten. Der Raum auf der Bühne ± 0 ist als Kesselraum, in dem drei Kessel zur Aufstellung gelangen, ausgenutzt. Die behördlichen Vorschriften verlangen, daß mit Rücksicht auf die Explosionsgefahr die Decke über dem Kesselraum leicht dem Explosionsdruck nachgeben kann; infolgedessen wurden die Deckenplatten der Abzugsbühne nach Fertigstellung der Unterzüge in einem zweiten Arbeitsgang betoniert und in den Falzen der Haupt- und Nebenrippen lose aufgelagert, wobei zur sicheren Trennung Dachpappe zwischengelegt wurde.

Vier Querrahmen und zwei Längsrahmen bilden das Haupttragwerk des Bunkers, der über einer Grundfläche von 16,90 × 21,60 m eine größte Höhe von 16,60 m aufweist. Der Bunker mußte nach allen Seiten etwa 2 m auskragen, um über der verfügbaren Grundfläche des Unterbaues das geforderte Fassungsvermögen zu erzielen. Die Trichterböden sind in die Hauptrippen eingespannt, die bis zu einer Höhe von 5,50 m hochgezogen worden sind, um im unteren Teile des Bunkers als Zwischenwände zu wirken, so daß durch die hier auftretende Wandreibung eine gewisse Entlastung des Bunkerbodens und somit leichtere Entleerung der Trichter erzielt wird. Aus dem gleichen Grunde sind die Zugbänder, die die unteren Enden der Längsrahmen miteinander verbinden, als schmale 2,60 m hohe Rippen ausgebildet.

Zwischen den Wandrippen der beiden mittleren Hauptrahmen ist auf der Seite nach der Kokskühlanlage hin der Dunstschlot angeordnet, der zur Abführung der heißen Löschgase dient. Im unteren Teile des Turmes bis zur Höhe + 10 m sind die Wände des Schlotes mit Rücksicht auf die zu erwartenden Temperaturdehnungen vollkommen von den Stützen und Bühnen losgelöst.

Im oberen Teile jedoch, wo die Abgase bereits eine gewisse

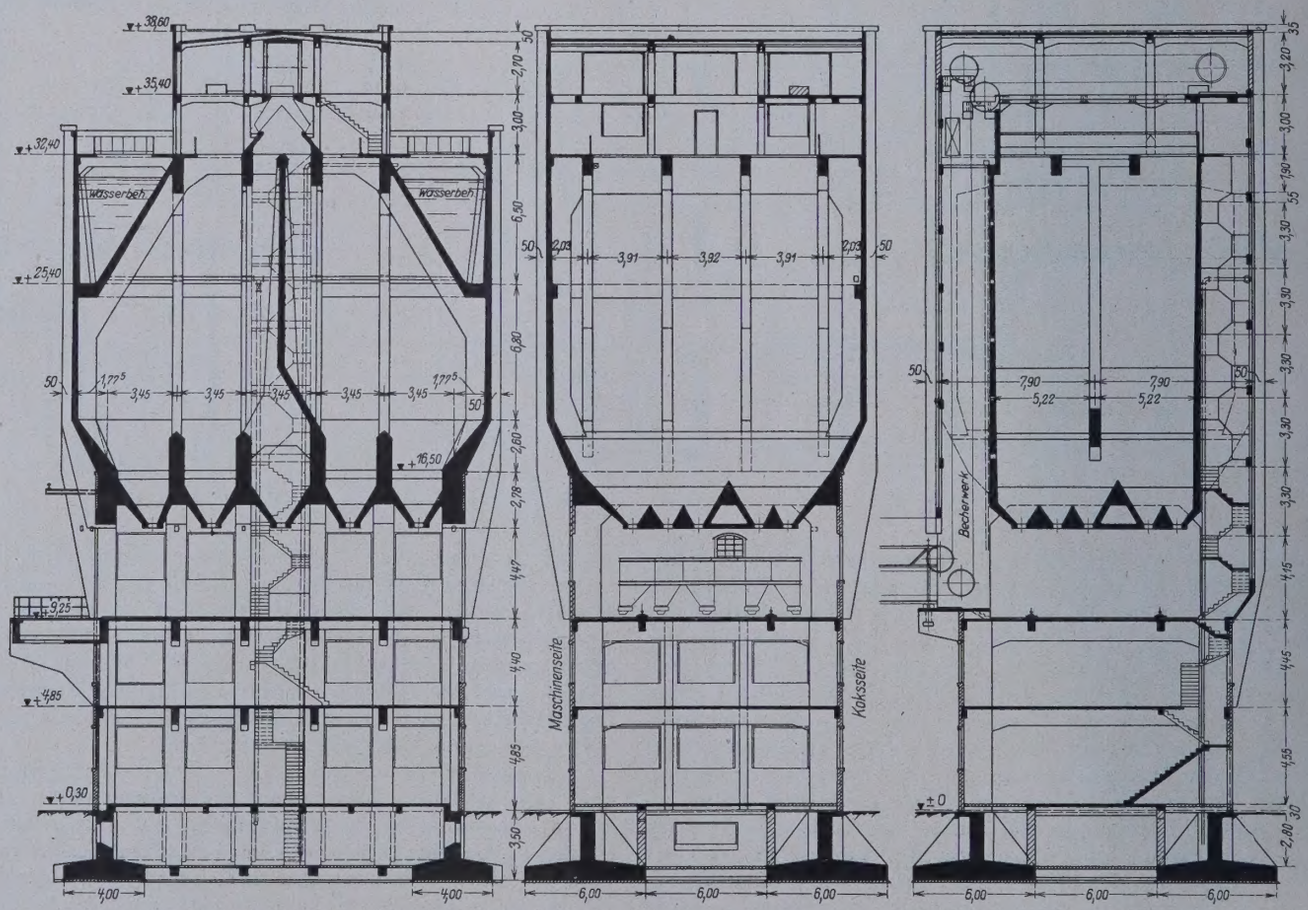


Abb. 13.

Abkühlung erlitten haben, hat man von dieser Trennung abgesehen und die Hauptrippen mit den Wänden des Schlotes fest verbunden.

Über + 26,60 m erhebt sich der zweigeschossige Dachaufbau. Auf + 26,60 m sind lediglich Laufstege angeordnet, während auf + 30 m die Beschickungsbühne liegt. Auf zwei weit ausladende Konsolen mündet die Transportbrücke, in der auf einem Band die Kokskohlen herangebracht werden. Diese werden durch ein auf der Bühne + 30 m angeordnetes Längsband in der Längsrichtung des Turmes verteilt. Zwischen Dachaufbau und Dunstschlot ist auf Höhe + 31,75 m noch ein kleiner Wasserbehälter untergebracht. Die Kokskühlanlage, die bis auf 20,54 m unter Gelände reicht, weist keine Besonderheiten auf. Lediglich ein Klärbehälter ist angefügt zur Löschwasserklärung, um im Falle einer Störung in der Trockenkühlanlage jederzeit den Koks mit Wasser löschen zu können.

Die gesamten Betonierungsarbeiten bei diesem Bau sind mittels eines hölzernen Gießturmes von etwa 40 m Höhe durchgeführt worden, der in gleicher Weise wie die bekannten amerikanischen Ausführungen (untenstehende Betonmischmaschine) ausgebildet war. Die Vorzüge des Gußbetonverfahrens, kurze Betonierungszeiten, verminderte Arbeitslöhne und Ersparnisse an Aufwendungen für Betonierungsgerüste kamen hier deutlich zum Ausdruck. Die erzielte gleichmäßige Struktur des Gußbetons läßt die Ansicht des Turmes, Abb. 12, deutlich erkennen. Die Ansichtsflächen werden nicht verputzt, sie bleiben vielmehr so, wie sie aus der Schalung kommen.

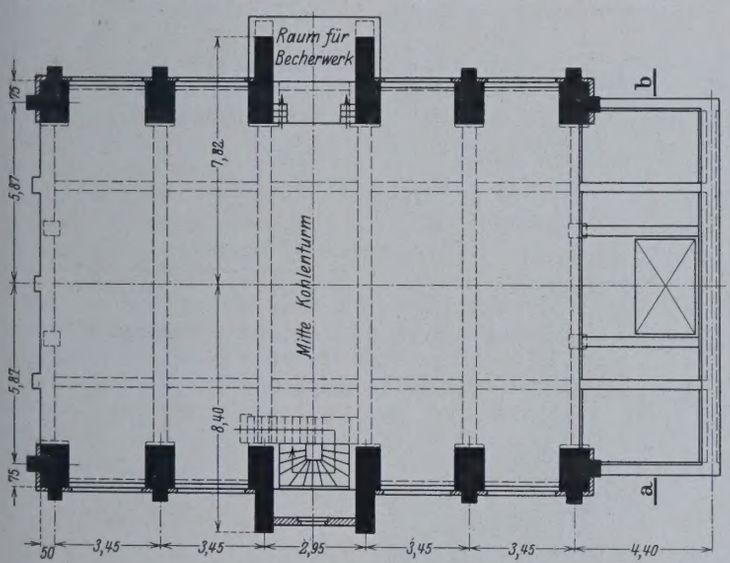


Abb. 13 a.

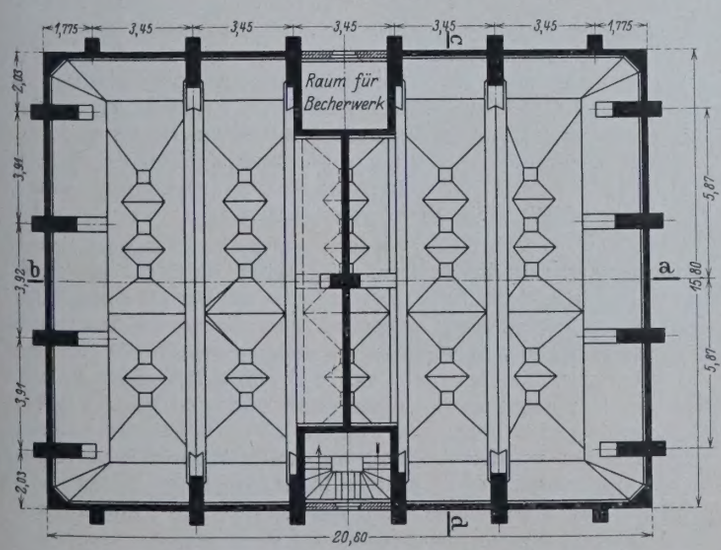


Abb. 13 b.

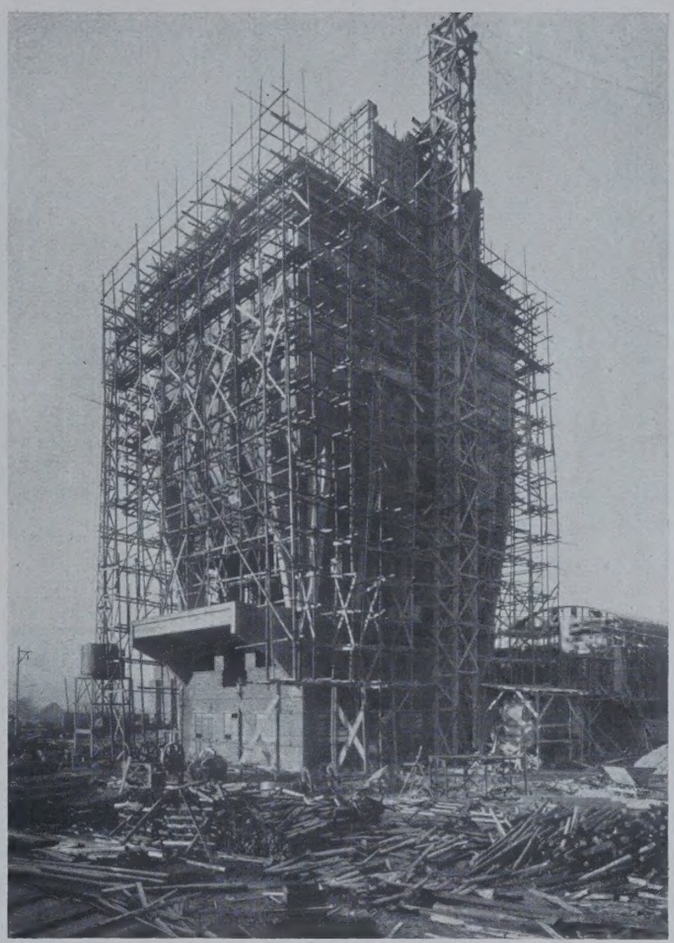


Abb. 14. Kohlenturm auf Zeche Sachsen (mit hölzernem Gießturm).

VII. Kohlenturm auf Zeche Sachsen für die Direktion der Mansfeldschen Steinkohlenbergwerke.

Ein Kohlenturm von gleichem Fassungsvermögen wurde im Jahre 1925 für die neue Kokerei auf Zeche Sachsen bei Hamm i. W. ausgeführt. Die für die Gestaltung des Bauwerkes maßgebenden Bedingungen waren hier wiederum ganz andere, wie die nachstehende Beschreibung zeigen wird.

Die aus Längs- und Querbanketten bestehende Fundamentplatte aus Eisenbeton reicht bis auf 3,50 m unter Gelände.

In dem in der Mitte zwischen den Versteifungsrippen freibleibenden Raume ist ein Maschinenkeller für das im Erdgeschoß untergebrachte Laboratorium angeordnet. Zwölf Hauptstützen, die von Fundamentoberkante bis zum Bunkerboden durchgehen, dienen zur Übertragung der Lasten. Im Erdgeschoß sind Büroräume für den Kokereichef, Assistenten und ein Chemisches Laboratorium untergebracht, während der Raum oberhalb Bühne + 4,85 m als Magazin vorgesehen ist.

Die Abzugsbühne liegt auf + 9,25 m, sie ist durch eine Eisenbetonbrücke, die über die am Kohlenturm vorbeiführende Zechenstraße führt, mit der Koksbatterie verbunden. Auf der anderen Seite ist eine 4,30 m weit vorspringende Auskragung vorgesehen, die zur Aufstellung eines Reservekoksfüllwagens dient und gleichzeitig eine Revisionsgrube enthält, um auch jederzeit von unten an die Wagen gelangen zu können.

Das Haupttragwerk des Bunkers besteht aus vier Querrahmen und zwei Längsrahmen, zwischen welche die Bunkerwände gespannt sind. Der Trichterboden ist zwischen die unteren Hauptriegel gespannt. Der Aufbau mußte wiederum nach allen Seiten über dem Unterbau auskragen, um den geforderten Inhalt des Bunkers zu erreichen. Die Aufteilung des Turmaufbaues ergab sich von selbst aus der Bedingung,

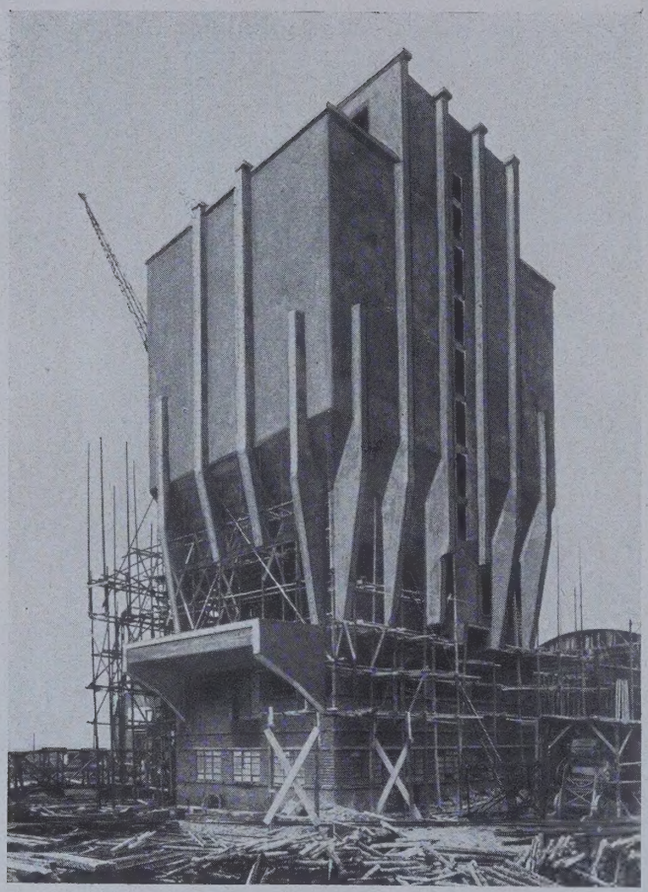


Abb. 15. Kohlenturm auf Zeche Sachsen.

daß in der Mittelachse ein Schacht angeordnet werden mußte, in dem das von der Kohlenwäsche auf einer 200 m langen Transportbrücke ankommende Pendelbecherwerk bis zu der auf + 35,40 m liegenden Beschickungsbühne hochgeführt werden kann. Es war hierdurch gleichzeitig die Möglichkeit gegeben, symmetrisch hierzu auf der anderen Seite des Turmes einen zweiten Schacht zur Unterbringung einer Treppe anzuordnen.

In den Ecken des Treppenschachtes wurden die Steig- und Falleitungen zu den Wasserbehältern angebracht, während in dem Schacht für das Pendelbecherwerk Steigeisen vorgesehen sind, um ihn zu Revisionszwecken begehen zu können.

Die zunächst befremdend wirkende Anordnung der unten seitlich vorgezogenen mittleren Querwand ergab sich dadurch, daß, als bereits der Bunkerboden eingeschalt war, noch die Trennung der Silos in zwei möglichst gleich große Teile gefordert wurde, um zwei verschiedene Kohlensorten unterbringen zu können, da auch die Kohlenwäsche auf Zeche Sachsen zur Aufbereitung zweier Kohlensorten vorgesehen ist.

Die Füllung des Bunkers erfolgt durch das oben genannte Pendelbecherwerk, das auf Bühne + 35,40 m den Bau fast in ganzer Breite bestreicht. Durch verstellbare Rutschen ist es möglich, die Kohlen in der Mitte oder seitlich abzustürzen. In dem seitlichen Raume des Bunkers im oberen Teile, der mit Rücksicht auf den Böschungswinkel doch nicht als Füllraum ausgenutzt werden kann, wurden zwei gleich große Wasserbehälter von je 250 m^3 Fassungsvermögen untergebracht, die miteinander durch Rohrleitungen zum Spiegelausgleich verbunden sind, um unsymmetrische Belastungen durch ungleich gefüllte Wasserbehälter auszuschließen. Auf + 32,40 m sind Laufstege über den Wasserbehältern angeordnet.

Die auf + 35,40 m liegende Beschickungsbühne ist in dem mittleren Dachaufbau untergebracht und dient gleichzeitig zur Aufstellung des gesamten Antriebes für das Pendelbecherwerk.

Die Architektur dieses Kohlenturmes wurde in Übereinstimmung mit den übrigen Kokereibauten von Prof. Alfred Fischer, Essen, entworfen. Der untere Teil ist mit Ziegelmauerwerk verblendet, dessen Flächen durch wagerechte Bänder aufgeteilt sind. Der Bunkeraufbau zeigt jedoch die schalungsrauhen Betonflächen. Kräftig vorgezogene Pfeilervorlagen tragen den nach allen Seiten auskragenden großen Füllrumpf und lassen die das Haupttragwerk bildenden Hauptrahmen klar erkennen.

Auch dieser Bau wurde mit Hilfe eines hölzernen Gießturmes im Gußbetonverfahren hergestellt, um dessen Vorzüge und Vorteile in gleicher Weise wie bei dem Kohlenturm auf Zeche Lothringen nutzbar zu machen.

SPRITZBETON IM NASSVERFAHREN.

Einige Anwendungsbeispiele.

Von Direktor W. Gebauer, Berlin.

Übersicht. Beschreibung des Umbaues eines hölzernen Deckwerks zu einer Eisenbetonkonstruktion und der Auswechselung der Holzverkleidung einer als Deckwerk dienenden Larssenwand durch vorgehängte Eisenbetonplatten.

Im Bauingenieur 5. Jahrg. 1924 Heft 2 sind die Betonspritzmaschinen beschrieben, die nach dem Moser-Kraftbau-Verfahren völlig mit Wasser durchgearbeiteten Beton verspritzen. Nachstehend soll an einigen Beispielen erläutert werden, wie verschieden die Aufgaben sind, welche dem Betonspritzverfahren im Baufach gestellt werden und wie diese Aufgaben gelöst wurden.

Abb. 1 zeigt eine Betonmauer an der Stauwehranlage eines Elektrizitätswerkes, die im Laufe der Jahre durch chemische Einflüsse und Frosteinwirkungen besonders in der Wasserlinie stark beschädigt worden war. Daß solche Beschädigungen hauptsächlich in der Zone eintreten, welche zeitweise vom Wasser benetzt wird und zeitweise der Luft zugänglich ist, wurde schon vielfach beobachtet. Auf die Ursachen, die auch im vorliegenden Falle diese typische Zerstörungsarbeit herbeigeführt haben, soll hier nicht näher eingegangen werden. Der Beton der Mauer war bis tief in das Innere hinein (1,0—1,5 m und mehr) zerstört; meist war er vollkommen mürbe und ohne jede Festigkeit. Das Wasser durchdrang stellenweise schließlich die ganze durchlässig gewordene Mauer und ließ den vollständigen Zusammenbruch des Bauwerks befürchten.

Die mehrfach vorgenommenen Ausbesserungsarbeiten in Stampf- und Gußbeton führten zu keinem Ergebnis, da einmal eine einwandfreie Haftung des alten am neuen Beton nicht zu erzielen war, andererseits auch die neuaufgebrachte Betonschicht bald wieder durchlässig wurde und damit für weitere Zerstörungsarbeit freie Bahn geschaffen war.

Abb. 1 zeigt, wie die Wiederherstellung der angegriffenen Betonmauern mit Spritzbeton ausgeführt wurde: Nach Freilegen aller schadhaften Stellen wurde überall bis auf den gesund gebliebenen Betonkern ausgespitzt und die so entstandenen, teilweise sehr tiefen Löcher und Gruben oder auch die geringer abgearbeiteten Flächen mit naß aufgebrachtem Spritzbeton, teilweise in mehreren Lagen ausgefüllt und glattgespritzt, bis die ursprüngliche Form der Mauern allerorts wieder erreicht war. Hierbei wurden Stellen, an denen Wasser in geringer Menge durchdrang, ohne weitere Maßnahmen überspritzt und gedichtet, stärkere Wasseradern wurden in Rohren abgefangen, diese eingespritzt und das Wasser auf diese Weise, unschädlich für den Bestand des frisch angebrachten Betons, abgeleitet.

Abb. 1.

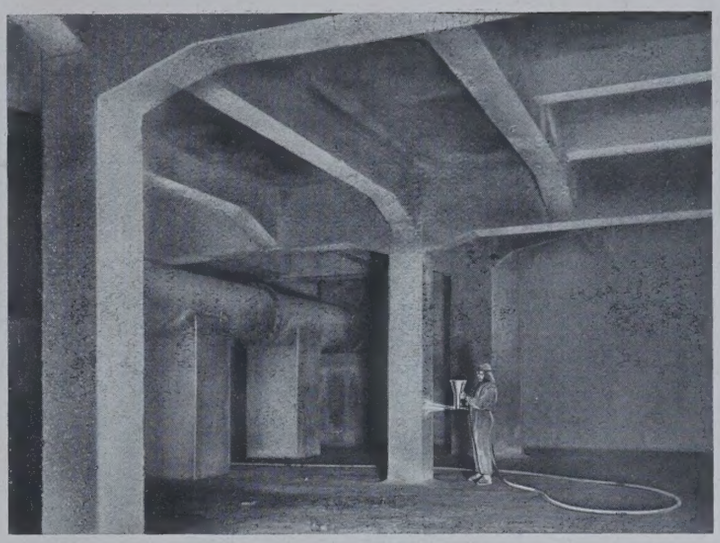


Abb. 2.

Es ist gelungen und konnte nur auf diesem Wege gelingen, das Bauwerk unter Vermeidung erheblicher Kosten seiner Bestimmung zu erhalten. Mit der kleinen und sehr einfachen Handspritzmaschine der Kraftbaugesellschaft, Berlin, wurden in 25 Tagen etwa 40 m^3 Spritzbeton hergestellt. Die für die Arbeit zur Verfügung stehende Zeit von 3 Wochen, während welcher die Floßgasse gesperrt werden mußte, genügte für die Vollendung der Wiederherstellungen.

Die Eigenschaft des Spritzbetons, in besonders vorteilhafter Weise zur Ausführung von wasserdichten Überzügen dienen zu können, wurde bei den in Abb. 2—4 dargestellten Ausführungsbeispielen ausgenutzt. Beim Neubau der in Eisenbeton ausgeführten Kühltürme eines anderen Elektrizitätswerkes wurden sämtliche inneren Flächen mit wasserdichtem Spritzputz versehen, um zu verhindern, daß die Eisenbewehrung durch die im Turminnern ständig vorhandene Feuchtigkeit zum Rosten gebracht und durch diesen Vorgang die äußere Betonschicht abgesprengt wird. Die Verputzarbeiten an den über dem Keller befindlichen Bauteilen gestalteten sich einfach. Besonderer Wert wurde jedoch auf die Ausführung der Arbeiten an dem im Keller liegenden Behälter (Abb. 2) gelegt. Da dieser Behälter dauernd bis 4 m Höhe mit Wasser von einer Temperatur von ca. 40° C gefüllt ist, mußte der Auftrag des Spritzbetons hier mit besonderer Sorgfalt vorgenommen werden, da selbst kleinste Undichtigkeiten bei dem ständigen Wasserdruck unbedingt vermieden werden mußten.

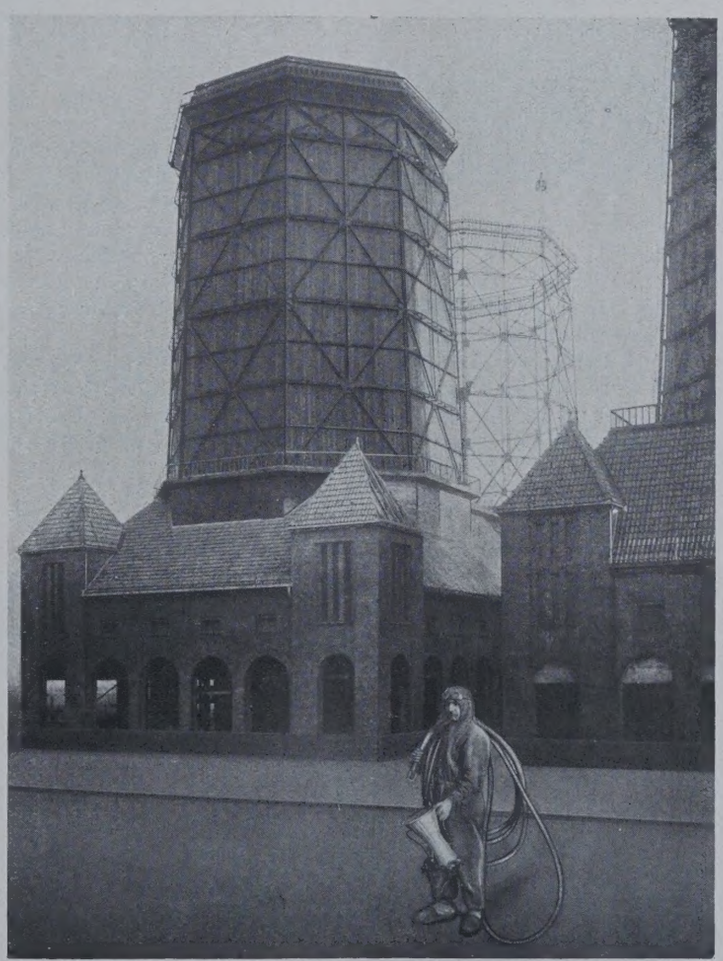


Abb. 3.

Der Spritzbeton wurde aus diesem Grunde in 3 Lagen mit einer Gesamtstärke von 2—2,5 cm aufgetragen. Beim Spritzen von Beton gegen eine harte Fläche springen bekanntlich zunächst alle gröberen Körner zurück, während der Zement zuerst allein und dann in Verbindung mit den feineren Sandteilchen haften bleibt. Hierdurch wird eine dünne filmartige, vollständig wasserundurchlässige Schicht gebildet. Eine ähnliche Schicht bildet sich auf der äußeren Seite jeder aufgespritzten Lage, indem hierdurch den Druck des auftreffenden Spritzstrahles feine Zementteilchen an die Oberfläche gepreßt werden.

Durch das Spritzen eines Überzuges in mehreren Lagen werden daher zahlreiche völlig wasserundurchlässige Schichten und damit die erwünschte mehrfache Sicherheit für eine absolut vollkommene Dichtigkeit erzielt. Da aus besonderen Gründen eine glatte Oberfläche gefordert war, wurde der Überzug zum Schluß noch abgezogen und mit der Kelle geglättet. Es ist hier eine Arbeit von besonders hohem Werte ausgeführt, wie sie mit anderen Mitteln unter sonst gleichen Bedingungen nicht hätte geschaffen werden können.

Der auf Abb. 4 dargestellte Kühlturm erhielt einen äußeren Mantel aus Spritzbeton, welcher auf die teilweise morsche und verwitterte Holzverkleidung aufgetragen wurde. Auch hier ist der Zweck, einen wasserundurchlässigen Überzug zu erhalten, vollkommen erfüllt.

Während die bisher geschilderten Arbeiten den Antrag von Spritzbeton auf große Flächen in geringerer Stärken

oder das Ausfüllen bedeutender Fehlstellen in Betonkörpern behandelten, wurde bei einer weiteren Ausführung die Verstärkung der tragenden Frontpfeiler einer Gebäudefassade verlangt. Diese gemauerten Frontpfeiler erwiesen sich für

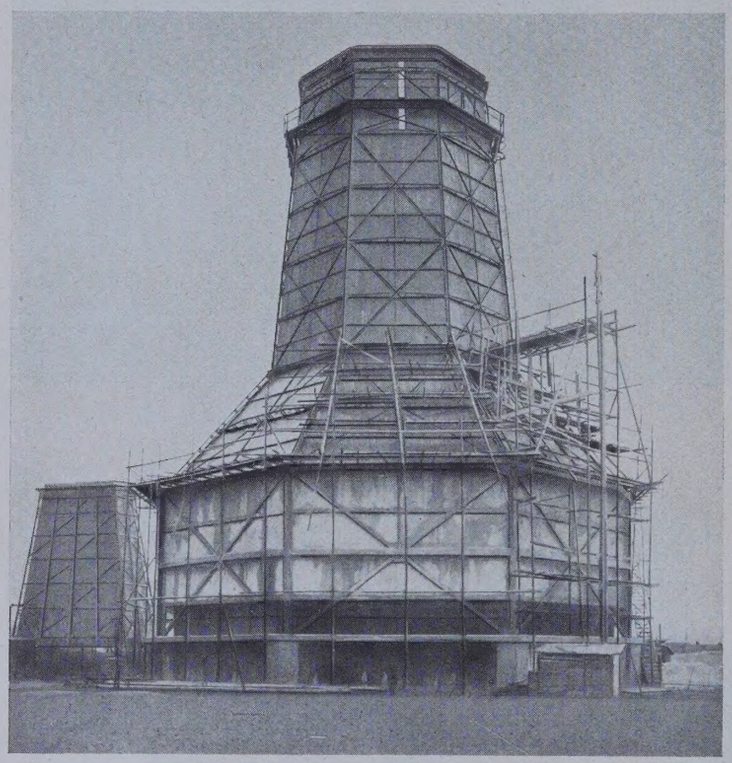


Abb. 4.

eine Aufstockung als zu schwach, jedoch war es nicht möglich, wegen der Baufluchtlinie über das vorhandene Profil erheblich hinauszugehen, so daß sich eine Ummauerung der Pfeiler als unmöglich erwies. Die statischen Berechnungen ergaben, daß die Anbringung eines starken Gerüstes aus Profileisen genügen würde, wenn zur Einbettung dieses Eisengerüstes ein Material und ein Verfahren verwendet würden, durch welches die Abmessungen der Pfeiler nicht bedeutend vergrößert wurden, auf der anderen Seite aber eine innige Haftung zwischen dem alten Mauerkörper und den Walzeisenprofilen gewährleistet werden konnte. Es wurde daher die Anbringung einer Betonschicht im Spritzverfahren gewählt. Nachdem das Mauerwerk mit Preßlufthämmern abgespitzt war, um alle losen Teile zu entfernen und die Linien für das neue Profil zu gewinnen, wurde das Eisengerüst anmontiert und sodann der Spritzbeton auf das alte Mauerwerk aufgebracht, bis das Eisengerüst völlig von Beton ummantelt war. So wurde auf einfachste Weise ein genügend starker Pfeiler-

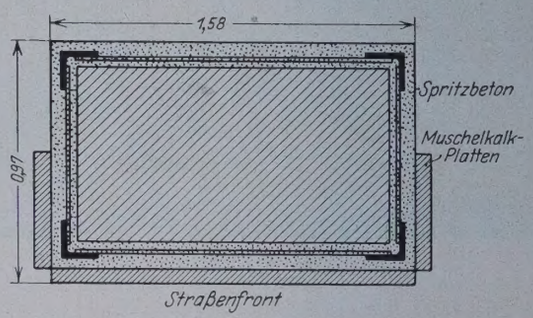


Abb. 5.

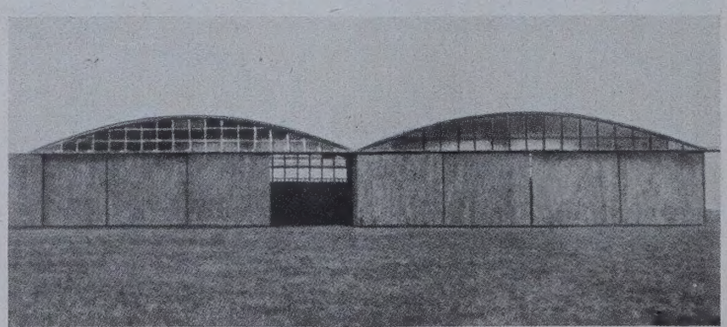
querschnitt geschaffen, der die neuen stärkeren Belastungen aufnehmen konnte (s. Abb. 5) und doch nicht mehr Raum einnahm als der alte Pfeiler.

Die wenigen hier geschilderten Ausführungen werden dazu beitragen, das Vertrauen des Bauingenieurs in die neue Bauweise weiter zu festigen und immer weitere Kreise veranlassen, gerade in schwierigen Fällen die Anwendung des Naßverfahrens in Erwägung zu ziehen. Die maschinelle Einrichtung ist bei den nach dem Naßverfahren der Moser-Kraftbau-Patente arbeitenden Apparaten so wenig umfangreich und dabei so einfach, daß es nur einer ganz kurzen Anleitung bedarf, um die Bedienung des Apparates zu erlernen. Die in den vorstehenden Ausführungsbeispielen verwendeten Handspritzmaschinen wiegen etwa 3—4 kg und haben einen Bedarf an angesaugter Luft von etwa 1,9 m^3 in der Minute bei 2,5 at Überdruck. Zur Bedienung des Apparates sind lediglich ein Spritzer und ein Einfüller erforderlich; letzterer bringt den fertig gemischten und naß durchgearbeiteten Betonmörtel unmittelbar in die Spritzmaschine.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

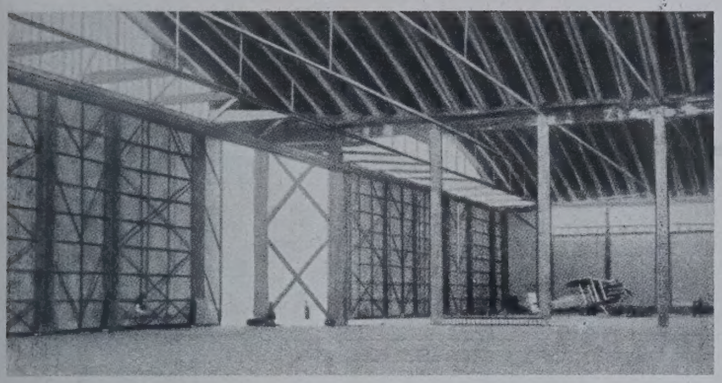
Die Flugzeughallen des Flugplatzes Villacoublay.

Das im Jahre 1924 errichtete Bauwerk verdient wegen der ihm eigenen Haupttragkonstruktion Erwähnung. Die beiden Flugzeughallen mußten nach den Ausschreibebedingungen eine Grundfläche von je 55 × 50 m bedecken. Im übrigen war selbst das Material freigestellt.



Ausgeführt worden sind die Hallen in Eisenbeton. Sie wurden nebeneinandergestellt, so daß sie architektonisch nach außen ein Bauwerk bilden. Getrennt sind sie im Innern nur durch eine Reihe von Säulen, deren Zwischenräume nicht ausgemauert sind, so daß auch hier der Eindruck einer Halle gewahrt bleibt. Einer der beiden Giebel ist vollkommen offen und läßt sich durch acht große Schiebetüren von je 13,85 m Länge und 11,95 m Höhe verschließen. Die übrigen Umfassungsmauern sind in Ziegelmauerwerk von 0,22 m Stärke errichtet und tragen in 8 m Höhe eine 4 m hohe durchlaufende Fensterreihe; ein Viertel der Fensterfläche kann zum Zwecke der Lüftung geöffnet werden. Die beiden Giebelflächen der Bogendächer sind gleichfalls zu einem großen Teile von Glasflächen eingenommen. Die Beleuchtung ist somit selbst bei geschlossenen Toren gut. Jede Eisenbetondachkonstruktion besteht aus einem 55 m freitragenden Gewölbe, das sich in seiner Tiefe von 50 m aus einer Anzahl sich aneinanderreihender, nach Art der Zoreseisen geformter Wellen zusammensetzt und weder mit Balken noch Rippen versehen ist. Jede Welle ist im ganzen 1,64 m breit. Ihre Höhe nimmt nach den Bogenenden zu ab. Diese Gewölbekonstruktion ist besonders leicht, andererseits widerstandsfähig gegen Temperatur- und Formänderungen.

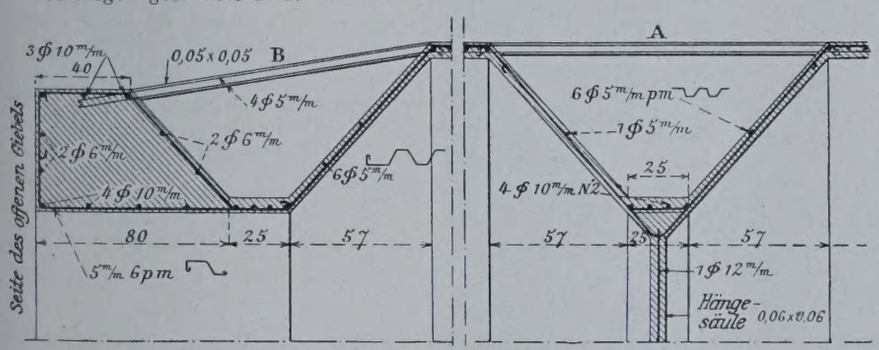
Der Bogenstich von rd. 1 : 9 ergibt eine nicht ausnutzbare Höhe von nur 5,77 m. Die beiden Gewölbe ruhen in Hallenmitte auf einem Längsbalken, der auf einer Reihe im Achsabstand von 6,56 m errichteter Eisenbetonsäulen liegt. An diesem gemeinsamen Auflager heben sich die Horizontalschübe der Gewölbe auf, und die vertikalen Komponenten werden durch den Längsbalken von 0,70 m Höhe, dessen obere gekehlte Fläche gleichzeitig als Wasserableitungsrinne ausgebildet ist, auf die Säulen übertragen. Der in den Gewölben auftretende beträcht-



liche Zug wird durch 30 Rundeisen von 14 mm Durchmesser aufgenommen, die im Abstand der Säulen in je einer Zugstange zusammengefaßt sind, deren jede 90 Zug übernimmt. Zum Schutze gegen Feuchtigkeit und Feuer wurden die Zugstangen mit Beton umgeben, nachdem sie vorher vorgespannt worden waren. Ihre Montage erfolgte in der Weise, daß von einem „unendlichen", sich aus den 30 Rundeisen zusammensetzenden Stahlkabel Längen von je 115 m abgewickelt und mit Hilfe von Winden auf die Gesamtbreite der Halle verspannt wurden. Die Verankerung der Zugstangen läuft in den auskragenden Randbalken aus. Als zulässige Beanspruchungen der Eisen in den Zugstangen wurden 1800 kg/cm², in den Eisen der übrigen Eisenbetonkonstruktionsteile 1200 kg/cm² und für den Beton der Gewölbe 65 kg/cm² zugrunde gelegt.

Die Säulen und auch die Gewölbe, letztere unter Benutzung eines verschiebbaren Lehrgerüstes, sind in Gußbeton unter Verwendung hochwertigen Zementes hergestellt worden. Alle sichtbaren Betonflächen sind unbearbeitet; nur die Mauern sind geputzt.

Die in Eisen ausgeführten und mit galvanisiertem Wellblech bedeckten Schiebetore wurden auf der Baustelle zu ebener Erde aufmontiert und anschließend mittels zweier Krane gehoben. Über den Schiebetoren springt die Giebelfläche um 2,36 m vor, so daß die Tore vor Regen geschützt sind.



Die gesamte Bauausführung der Flugzeughalle hat acht Monate beansprucht; seit Beginn des letzten Jahres ist sie in Betrieb genommen. (Berichtet aus Annales des Ponts et Chaussées P. T. 1925, V.) E.

Neue Methoden der Betonbereitung.

Bericht nach „Engineering News-Record" 1925, Heft 17.

Von Dr.-Ing Hummel, Karlsruhe.

Bei der letzten Versammlung der amerikanischen Gesellschaft der Zivilingenieure in Kanada standen im Mittelpunkt der Besprechungen u. a. auch die Methoden der Betonbereitung. Besonders interessant waren die Ausführungen Mc. Millans vom Structural Materials Research Laboratory über das Thema: „Normierung des Wasserzementfaktors beim Beton". Da der Wasserzementfaktor, d. h. das Verhältnis von Wasser zu Zement, der Hauptfaktor beim Zustandekommen der Betoneigenschaften ist, demgegenüber die Kornzusammensetzung des Zuschlags erst in zweiter Linie kommt, schlägt Mc. Millan die Einführung einer Betonbestimmungsmethode auf der Grundlage des Wasserzementfaktors vor. Er regt an, für jede Betonart einen bestimmten Wasserzementfaktor festzulegen, wobei dieser für die jeweils gegebenen Zuschläge so auszuwählen ist, daß die gewünschte Bauwerksfestigkeit stets die unterste Grenze der nach dem Wasserzementfaktor zu erwartenden Festigkeit darstellt, also in jedem Fall gesichert ist. Bezüglich der Zuschlagsstoffe soll lediglich der Verwendung allzu sandreicher Mischungen durch die Bestimmung entgegengewirkt werden, daß die Anteile an grobem Zuschlag nicht weniger als den einfachen Betrag und nicht mehr als den doppelten Betrag der feinen Anteile ausmachen dürfen. Innerhalb dieser Grenzen sollen alle im übrigen reinen und harten Zuschlagsstoffe zugelassen sein, die einen verarbeitbaren Beton gewährleisten. Zur Frage der Anpassung des Wasserzementfaktors an die wechselnde Eigenfeuchtigkeit der Zuschläge, die ja die Festlegung des Wasserzementfaktors erschwert, wurde die Beobachtung Youngs angeführt, wonach der Feuchtigkeitswechsel bei den Zuschlagsstoffen keine so bedeutende Rolle spielt. Die maximale vorkommende Eigenfeuchtigkeit mache weniger als 3% aus; sie unterliege außerdem Tagesschwankungen von weniger als 1%. Zudem seien Feuchtigkeitsprüfungen am Zuschlag durch Darrproben auf jeder Baustelle leicht durchführbar.

Die Idee der Überwachung bzw. Festhaltung des Wasserzementfaktors bei der Betonbereitung ist in der amerikanischen Praxis bereits verwirklicht. John Ahlers, New York, hat einen besonderen Apparat für die Festhaltung des Wasserzementfaktors konstruiert und zum Patent angemeldet. Dieser Apparat, der Wasserzementregulator, ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Er ist im Prinzip eine Wage, deren eine Schale zur Aufnahme des Zementes und deren andere Schale für das Anmachwasser dient. Die Hebelarme der Wage sind durch eine besondere Einstellschraube

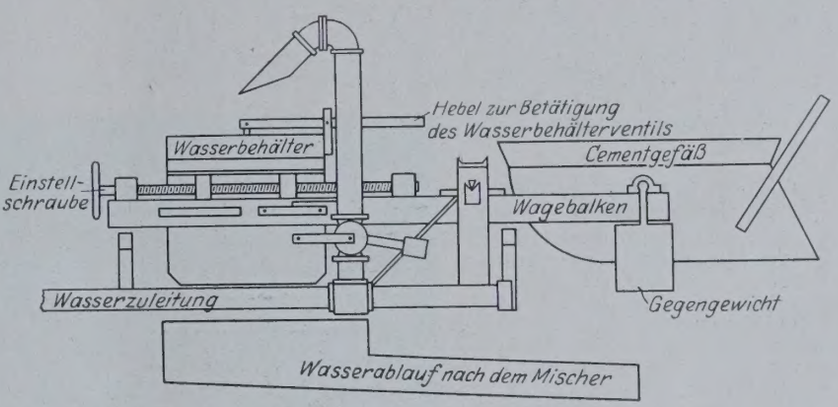


Abb. 1.

verstellbar, so daß die Wage auf jedes Verhältnis von Wasser zu Zement, d. h. für jeden beliebigen Wasserzementfaktor eingestellt werden kann. Damit können nicht nur alle möglichen Wasserzementfaktoren Berücksichtigung finden, sondern auch der wechselnde Eigenfeuchtigkeitsgehalt der Zuschläge, nachdem dieser durch Darrproben bestimmt worden ist.

Der in den einzelnen Fällen anzuwendende Wasserzementfaktor wird nun auf folgende Weise bestimmt:

Man kennt ja den allgemeinen Verlauf der Kurve, die sich ergibt, wenn man die 28-Tage-Druckfestigkeit als Funktion des Wasserzementfaktors aufzeichnet (s. Abb. 2, Kurve A). Diese Kurve ist zwar für jeden Zement eine andere, jedoch laufen die Kurven für verschiedene Zemente innerhalb gewisser Grenzen des Wasserzementfaktors parallel. Es werden nun auf der Baustelle zunächst einige Probekörper aus gut verarbeitbarem Beton mit bestimmtem Wasserzementfaktor hergestellt und, um nicht 28 Tage warten zu müssen, bereits schon nach 7 Tagen auf Druckfestigkeit geprüft. Aus dieser 7-Tage-Druckfestigkeit wird mit Hilfe der Formel $D_{28} = D_7 + 8\sqrt{D_7}$ die 28-Tage-Druckfestigkeit errechnet. Angenommen, man hätte z. B. bei einem Wasserzementfaktor von 0,8 eine Druckfestigkeit von 210 kg/cm² errechnet, so hat man damit einen Punkt P (Abb. 2) der für die vorliegenden Zement- und Zuschlagsverhältnisse geltenden Wasserzement-Festigkeitskurve. Die Kurve selbst erhält man als Parallelkurve (Kurve B) zu der allgemeinen Kurve (vgl. Abb. 2). Aus der so

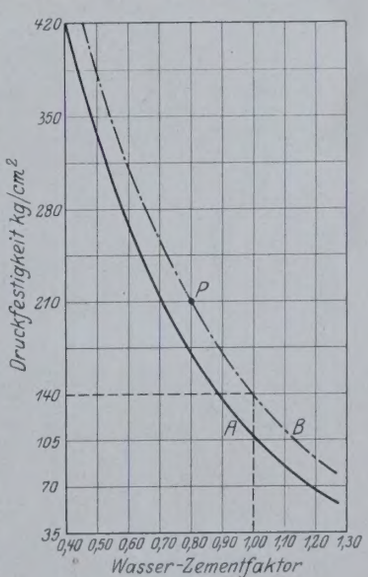


Abb. 2.

gewonnenen Kurve endlich kann entnommen werden, welcher Wasserzementfaktor für einen bestimmten Zweck zu wählen ist. Man erkennt beispielsweise, daß man zur Erzielung einer Festigkeit von 140 kg/cm² im vorliegenden Falle einen Wasserzementfaktor von 1,00 anzuwenden hat. Wenn genügend Zeit zur Verfügung steht, kann man den Punkt P natürlich auch durch eine 28-Tage-Prüfung an Beton ohne Rechnung ermitteln.[1])

Der Wasserzementregulator wird nun entsprechend dem Ergebnis dieser Voruntersuchung eingestellt und automatisch für alle Mischungen konstant gehalten.

Aus den Erfahrungen mit dieser Methode wird mitgeteilt:

1. Bei konstantem Wasserzementfaktor wurden praktisch gleichbleibende Festigkeiten erzielt, selbst wenn die Mengen der zugesetzten Betonzuschlagsstoffe etwas variierten; Bedingung ist nur, daß die Betonkonsistenz, d. h. die Betonverarbeitbarkeit, annähernd gleich blieb.

2. Bei konstantem Wasserzementfaktor erwies sich die Art der Zuschlagsstoffe als von nur geringem Einfluß auf die Festigkeit.

Der Vorschlag beruht auf einer durchaus richtigen Bewertung der für die Betoneigenschaften vorliegenden Einflußfaktoren; er kann zur Beachtung empfohlen werden. Diese einfache Methode verspricht indessen nur so lange Erfolg, als man beim Betonieren im Bereich der erdfeuchten und plastischen Konsistenzen bleibt. Beim Gußbeton dagegen muß neben dem Wasserzementfaktor in genauerer Weise, als Mc. Millan es vorschlägt, auch noch die Kornzusammensetzung des Zuschlags beachtet werden. Zur Erzielung einer wirtschaftlichen gießfähigen Mischung genügt es nicht, wenn für die Zuschlagsstoffe nur die oben von Mc. Millan angegebenen Grenzen gesetzt werden; für gießfähige Mischungen muß das Korn in weit engeren Grenzen festgelegt werden.

Beseitigung des Verschnittes bei Betonsteifen.

Die verschiedensten Vorschläge zur Beseitigung des Verschnittes bei Betonsteifen sind ein Beweis dafür, daß der Lösung dieser Frage für das Baugewerbe eine sehr hohe Bedeutung zukommt. Da wir in dem verarmten Deutschland sparen müssen, wo es nur möglich ist, kann die Frage für uns nur dann als gelöst angesehen werden, wenn neben absoluter Sicherheit die Anschaffungs- und Unterhaltungskosten denkbar gering sind.

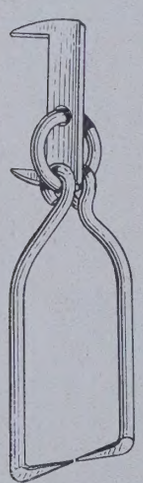


Abb. 1.

Beide Bedingungen sind durch den soeben auf den Markt gekommenen „Columbus"-Betonsteifenhalter erfüllt. Der „Columbus"-Sprießhalter ist in einigen Sekunden durch ungelernte Arbeiter anzubringen, zu lösen und immer wieder zu verwenden. Die Bausteifen werden in jeder Bauhöhe absolut sicher gehalten.

Bevor der „Columbus"-Sprießhalter auf den Markt kam, wurde er von seinem Konstrukteur praktisch ausprobiert.

Abb. 2.

Abb. 1 läßt die Halter, Abb. 2 den Abschluß der Proben erkennen, welche glänzend ausfielen. Trotz der hohen Belastung gaben die durch den „Columbus"-Steifenhalter verbundenen Baustützen keinen Millimeter nach.

Der „Columbus"-Sprießhalter wird von der Metallwarenfabrik Creußen, Bayern, hergestellt.

Erhärten von Beton in trockenem Wetter.

Die Baustoffprüfungsanstalt des Lewis-Instituts in Chicago hat gemeinsam mit der Kalifornischen Straßenbauverwaltung das Erhärten von Betonkörpern in trockenem Wetter unter verschiedener Behandlung untersucht, und zwar bei 5 cm starker Abdeckung mit feuchter Erde 3, 7, 14, 26 und 80 Tage lang, bei Abdeckung mit Asphaltpappe, an der Luft ohne Oberflächenbehandlung, bei Besprengung mit Chlorcalciumlösung verschiedener Verdünnung und bei Anstrich mit Wasserglas-(Natriumsilikat-)Lösung verschiedener Verdünnung. Geprüft wurden 518 Balken von 18 × 25 × 195 cm und 75 Zylinder und Prismen von 15 × 30 cm nach 3 bis 90 Tagen Erhärtung.

Während der besonders wichtigen Zeit des Abbindens hat die Abdeckung mit feuchter Erde am besten die erforderliche Feuchtigkeit geliefert, nach 7 bis 14 Tagen jedoch keinen erheblichen Einfluß mehr gehabt, so daß Betonstraßendecken, 16 bis 24 Stunden unter feuchten Decken und 7 Tage unter feuchter Erde, bei Temperaturen nicht unter 21° C, unbedenklich nach 14 Tagen dem Verkehr übergeben werden können. Das Erhärten unter Asphaltpappe gibt ungefähr ebenso günstige Wirkung als unter feuchter Erde. Chlorcaliumbehandlung vermindert die Festigkeit erheblich, wenn es nach 3 Stunden weggewaschen wird, dagegen nicht mehr wesentlich bei gleicher Behandlung nach 24 Stunden. Erhärten an offener Luft und unter Wasserglas vermindern die Festigkeit bedeutend.

Die Kugeldruckprobe ergab für die Oberflächen mit Chlorcalcium- oder Wasserglas-Behandlung und mit offener Erhärtung wesentlich größere Brüchigkeit als für diejenigen mit Erd- oder Asphaltpappen-Abdeckung. (Concrete vom Dezember 1925, S. 20.) N.

Eine neue Prüfung der Betonkonsistenz.

Berichtet nach Public Roads 1925, S. 121, von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Für die Bestimmung der Betonkonsistenz, diesem zur Beurteilung von Beton wichtigen Faktor, sind im Laufe der Zeit zahlreiche Vorschläge gemacht worden. Nur wenige der Vorschläge sind so ausgestaltet worden, daß sie von praktischer Bedeutung wurden. In erster Linie zu nennen ist hier die sehr häufig angewandte besonders von Abrams empfohlene Slump-Probe[1]). Ihre allgemeine Anwendung ist dadurch verhindert, daß sie bei trockenen Betonmischungen, bei mageren Betonmischungen und bei Mischungen mit grobem Schottermaterial ziemlich versagt. Eine andere Methode ist die Fließtisch-Probe[2]) (flow-test), die besonders als Laboratoriums-Methode gilt. Für die Baustelle soll sie wegen der Natur des Apparates angeblich unpraktisch sein. Weiterhin existiert die von Pearson und Hitchcock vorgeschlagene Eindringungsprobe (penetration test), deren Anwendung wiederum auf weiche Betonmischungen beschränkt ist.

Wegen des begrenzten Anwendungsfeldes der angeführten Methoden wurde eine neue Methode in Vorschlag gebracht, die besonders als Baustellenmethode gedacht ist. Prüfungsapparat und -methode werden wie folgt beschrieben: Über einem Kasten mit Federwage befindet sich eine kreisrunde Eisenplatte mit 30 cm Durchmesser (vgl. Abb. 1 und 2, siehe Seite 209). Darüber ist ein Trichter angeordnet, dessen Ausgußöffnung 30 cm von der Oberfläche der Kreisplatte entfernt liegt und durch einen Blechschieber verschlossen werden kann. Der zu prüfende Beton wird in den Trichter eingefüllt, der ungefähr 20 kg Beton fassen kann. Nach Öffnen des Schiebers fließt der Beton auf die Kreisplatte herab. Das Gewicht des auf der Kreisplatte liegenbleibenden Betons gilt als Maß für die Betonkonsistenz. Während der Beton aus dem Trichter herabfließt, wird die Kreisplatte durch Nasenhebel gestützt zur Entlastung der Wage. Erst wenn jegliche Bewegung im Beton beendet ist, wird der Hebel so eingestellt, daß die Wage in Tätigkeit tritt. Mit dem neuen Apparat wurden zahlreiche Untersuchungen angestellt. Bei einer Betonmischung 1:2:4 z. B. wechselte das Gewicht des auf der Platte zurückbleibenden Betons von 9,5 kg bei einem Wasserzementfaktor von 0,85 auf 2,7 kg bei einem Wasserzementfaktor 1,2. Größere Genauigkeit als auf 450—900 g wird nicht beansprucht.

[1]) Dies ist für deutsche Verhältnisse zunächst erforderlich, weil die oben angegebene Formel zur Ermittelung der 28-Tage-Festigkeit aus der 7-Tage-Festigkeit vorerst nur für amerikanische Durchschnittszemente gilt.
Der Berichterstatter.

[1]) Vgl. „Bauingenieur" 1924, Seite 66.

[2]) Bethke, Das Wesen des Gußbetons, Verlag Springer, Seite 16.

Interessant sind nun die Ergebnisse von Vergleichsuntersuchungen nach den drei Konsistenzmeßmethoden: Slump, Fließtisch und Konsistenzwage. Sie sind in Abb. 3 zusammengestellt. Hiernach schneidet die Slump-Probe ganz schlecht ab, während die beiden andern Methoden gute Ergebnisse lieferten. Erfreulich gleichmäßige Ergebnisse zeigte auch der Fließtisch. Die Slump-Proben sollen in genauer Anlehnung an die diesbezüglichen Normen durchgeführt worden sein. Es erscheint indessen ganz unwahrscheinlich, daß der Beton mit Wasserzementfaktoren bis 1,05 bei der Slump-Probe noch nicht zusammengesackt sein soll, wo doch bei üblichen Mischungsverhältnissen 1:5 bis 1:7 und normaler Kornzusammensetzung bereits mit Wasserzementfaktoren 0,7—0,9 gut plastische Mischungen herauskommen müßten. Die mitgeteilten Ergebnisse sprechen stark zugunsten des Fließtisches. Der Berichterstatter für die neue Methode der Wägeprobe glaubt aber auf einen besonderen Vorzug dieser Methode hinweisen zu können. Es ist ihm die Ähnlichkeit der Festigkeitskurve mit der nach der Wägemethode bestimmten Konsistenzkurve aufgefallen (vgl. Abb. 3), und er urteilt hieraus, daß die neue Konsistenzprobe unmittelbar ein sehr gutes Bild von der vermutlichen relativen Festigkeit des Betons gäbe, sofern sich die durch die Kurven dargestellten Beziehungen über den ganzen Bereich der baupraktischen Betonkonsistenzen und Betonarten als gültig erweisen. Weitere Untersuchungen in dieser Hinsicht ergaben unter sich ähnliche, wenn auch im Vergleich zu Abb. 3 andere Kurven. Der Berichterstatter sieht sein früheres Urteil bestätigt. Wir vermögen uns indessen einer solchen Schlußfolgerung aus ähnlichen Kurven nicht anzuschließen. In Abb. 3 ist z. B. der anfangs steigende Festigkeitskurvenast sicher ein Zufall, da wir ja aus sämtlichen anderen Untersuchungen dieser Art wissen, daß die Betonfestigkeit bei Wasserzementfaktoren 0,8 bis hinauf zum Wasserzementfaktor von mindestens 0,4 immer noch wächst. Nichtsdestoweniger kann aber zugegeben werden, daß der neue Konsistenzprüfer Werte zu ergeben scheint, die recht gleichmäßig bleiben, im Gegensatz zu den Werten der Slump-Probe, die manchmal eine große Streuung aufweisen. Im Bereich der untersuchten Konsistenzen arbeitet aber der Fließtisch nicht minder gut. Und es kann nicht eingesehen werden, inwiefern die Natur des Fließtisches seine Anwendung auf der Baustelle weniger praktisch gestalten soll als die Natur der kaum minder komplizierten Konsistenzenwage. Es ist aber zu bedauern, daß bei den angestellten Untersuchungen nicht noch trockenere Mischungen mit Wasserzementfaktoren von etwa 0,4 bis 0,7 berücksichtigt wurden, um den tatsächlichen Abgrenzungs- und Geltungsbereich der einzelnen Konsistenzmeßmethoden noch besser herauszuarbeiten.

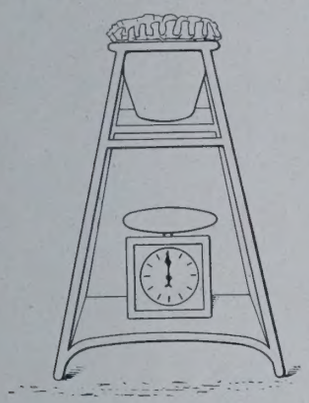


Abb. 1.

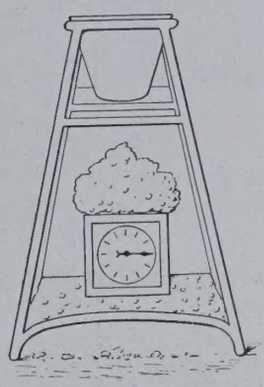


Abb. 2.

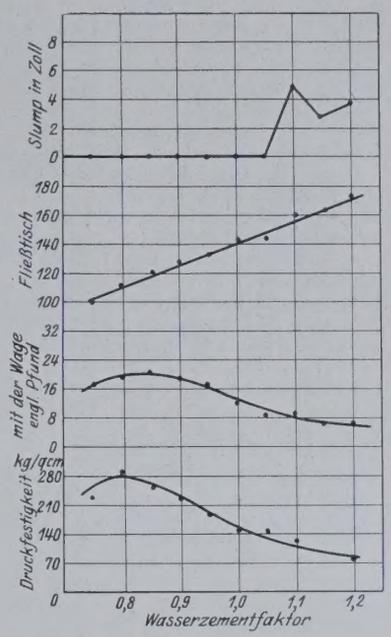


Abb. 3.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Vertragsbedingungen der Reichsbahn und Haftpflicht. Durch die besonderen Bedingungen der Deutschen Reichsbahngesellschaft für Anlieferungen und betriebsfertige Aufstellung von Anlagen auf Eisenbahngeländen wird dem Unternehmer vielfach die Haftpflicht für alle bei den Arbeiten vorkommenden Unfälle und für deren Folgen aufgebürdet, ganz gleich, ob sich die Unfälle mit oder ohne Verschulden des Unternehmers oder seiner Angestellten und Erfüllungsgehilfen ereignet haben. In derartigen in Bauverträgen enthaltenen Klauseln wird z. B. bestimmt, daß der Bauunternehmer die Aufwendungen zu ersetzen hat,

„die die Reichsbahn infolge von Unfällen, die sich bei oder gelegentlich der Ausführung von Arbeiten des Unternehmers durch den Eisenbahnbetrieb ereignen, auf Grund gesetzlicher Vorschriften an die Leute des Unternehmers oder Dritte oder insbesondere an Berufsgenossenschaften zu machen hat".

Ein Unternehmer, der derartige Vertragsklauseln anerkennt, wird unter Umständen für einen Unfall, der sich auf einer seiner auf dem Eisenbahngelände gelegenen Baustellen ereignet, in unbilliger Weise doppelt mit Rentenkosten usw. belastet.

Nach § 1 des Reichshaftpflichtgesetzes vom 7. Juni 1871 haftet die Deutsche Reichsbahngesellschaft, wenn in ihrem Betrieb ein Mensch getötet oder körperlich verletzt wird, für den dabei entstandenen Schaden, sofern sie nicht zu beweisen vermag, daß der Unfall durch höhere Gewalt oder durch eigenes Verschulden des Getöteten oder Verletzten verursacht ist. Die Eisenbahn haftet also nicht nur für die Handlung ihrer eigenen Beamten und Angestellten, sondern unter Umständen auch für das Verschulden dritter Personen, z. B. des Unternehmers oder dessen Leute, ja sogar für Zufall, außer wenn dieser unter den Begriff der höheren Gewalt fällt. Ihre Haftpflicht wird noch dadurch verschärft, daß ihr die Beweispflicht obliegt, d. h. sie muß nachweisen, daß höhere Gewalt vorliegt oder daß der Unfall durch Verschulden des Ansprucherhebenden herbeigeführt wurde. Es liegt hier ein Fall der sogenannten „Gefährdungshaftung" vor, die der Eisenbahn mit Rücksicht auf die bei ihr vorliegenden Betriebsgefahren auferlegt ist. Daraus folgt allerdings, daß Unfälle, die sich beim Bau oder bei der Reparatur ereignen, für sie nur eine Ersatzpflicht erzeugen, wenn die eigentliche Eisenbahnbetriebsgefahr, z. B. ein herannahender Zug, mitwirkte.

Nun ist jeder Arbeiter, Geselle und Betriebsbeamte in Baubetrieben gemäß §§ 537, 544 der Reichsversicherungsordnung gegen alle Unfälle, die sich bei Bauarbeiten ereignen, bei der Reichsunfallversicherung gegen Unfall versichert, d. h. die Berufsgenossenschaft hat ihm ohne Rücksicht darauf, ob ihn, den Unternehmer oder einen Dritten die Schuld an dem Unfall trifft oder ob kein Verschulden vorliegt, den Schaden zu ersetzen, der durch die Körperverletzung oder Tötung entsteht. Es würde sich also ergeben, daß der Verletzte auf Grund des § 1 des Reichshaftpflichtgesetzes sowohl einen Anspruch gegen die Reichsbahngesellschaft, als auch auf Grund der Reichsversicherungsordnung gegen die zuständige Berufsgenossenschaft hat. Da es nun unbillig wäre, dem Verletzten den ihm entstandenen Schaden in gleichem Umfange von zwei Seiten zu ersetzen, bestimmt § 1542 der Reichsversicherungsordnung, daß der Schadensersatzanspruch, welchen der Versicherte oder dessen Hinterbliebene auf Grund gesetzlicher Vorschriften haben, auf den Träger der Reichsunfallversicherung, d. h. die Berufsgenossenschaft, übergeht. Die Berufsgenossenschaft, die dem Verletzten usw. nun eine Rente zahlt, kann auf Grund der vorgenannten Bestimmungen ihrerseits die Deutsche Reichsbahngesellschaft durch Regreß in Anspruch nehmen. Die Reichsbahngesellschaft hat aber durch die in ihre Bauverträge aufgenommenen Klauseln ihre Haftpflicht in vollem Umfange wieder auf den Unternehmer abgewälzt, so daß dieser in die eigenartige Lage versetzt wird, durch seine Prämienzahlungen an die Berufsgenossenschaft für die Haftpflichtgefahren in seinem Betrieb aufzukommen und andererseits nun für den Schaden, der dem Verletzten erwachsen ist, nochmals auf Grund seiner vertraglichen Haftpflicht eintreten zu müssen, d. h. er muß die erwachsenden Unkosten doppelt an die Berufsgenossenschaft abführen, das eine Mal in Form der Prämie, das andere Mal in Form des tatsächlich berechneten Schadens im Einzelfalle.

Gegen die vertragliche Überwälzung der der Reichsbahn obliegenden Haftpflicht hat der Reichsverband der Deutschen Industrie auf Veranlassung der interessierten Verbände bei der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft kürzlich Einspruch erhoben. Insbesondere hat er auch einen in den Vertragsbedingungen enthaltenen Satz: „dabei hat über die Anerkennung der Haftpflicht die Eisenbahnverwaltung allein zu entscheiden" für unhaltbar bezeichnet, weil sich hierdurch die Reichsbahnverwaltung letzten Endes zum Richter in eigener Sache bestelle. Die Frage, ob die Bahn die Haftpflicht trifft, müsse von einer neutralen Stelle entschieden werden. Nunmehr hat die Deutsche Reichsbahngesellschaft sich zu der Frage wie folgt geäußert:

„Die in den besonderen Bedingungen der Reichsbahndirektion Berlin, „für Anlieferung und betriebsfertige Aufstellung von Anlagen auf Eisenbahngelände", enthaltenen Bestimmungen über die Haftpflicht des Unternehmers entsprechen der bestehenden Rechtslage. Wenn darauf hingewiesen wird, daß die Bestimmungen schon insofern

vollkommen einseitig seien, als sie allein dem Unternehmer für alle bei den Arbeiten vorkommenden Unfälle und deren Folgen die Haftpflicht aufbürden, gleichviel ob ein Verschulden vorläge oder nicht, so dürfte hier eine irrtümliche Auslegung vorliegen. Denn die Bestimmungen sollen nur das Verhältnis der Reichsbahnverwaltung zum Unternehmer regeln, und soweit dieses in Frage kommt, soll der Unternehmer Unfälle, die sich bei Ausführung seiner Arbeiten ereignen, grundsätzlich zu vertreten haben. Die Regelung kann als unbillig nicht angesehen werden, zumal die Reichsbahnverwaltung nach dem letzten Satz dieser Bestimmung die Haftpflicht dann übernimmt, wenn der Unfall im Eisenbahnbetriebe sich ereignet hat, es sei denn, daß den Unternehmer oder seine Angestellten ein Verschulden trifft.

Ob und inwieweit der Unternehmer für Unfälle, die sich bei seinen Arbeiten ereignen, Dritten gegenüber haftpflichtig ist, richtet sich nach den gesetzlichen Vorschriften, insbesondere wird sich auch die Frage, ob und inwieweit der Unternehmer für Unfälle seiner Leute haftet oder inwieweit die betreffende Berufsgenossenschaft einzutreten hat, nach den gesetzlichen Bestimmungen, besonders auch der Reichsversicherungsordnung, regeln.

Was schließlich die Beanstandung des Schlußsatzes der fraglichen Bestimmung, nach der die Entscheidung über die Anerkennung der Haftpflicht allein der Eisenbahnverwaltung zusteht, anlangt, so dürfte die Anerkennung des Anspruchs bisher nur dann erfolgt sein, wenn irgendwelche rechtlichen Zweifel an der Verpflichtung zur Tragung der Haftpflicht nicht mehr bestanden haben. Wir werden aber trotzdem, um jeglichen Schein einseitiger Entscheidungsbefugnis zu vermeiden, die Streichung dieser Bestimmung anordnen, so daß im Streitfalle die zuständigen Gerichte zu entscheiden haben."

Diese Antwort entspricht den Grundsätzen, welche schon in einem Erlaß des Preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 28. Juli 1910 — V D 11638 — enthalten waren, d. h. es soll ein Rückgriff auf den Unternehmer in den besonderen Vertragsbedingungen nur unter der Voraussetzung vorgesehen werden, daß den Unternehmer oder einen seiner Angestellten (Bauführer, Aufseher usw.) ein Verschulden trifft.

Wenn eine derartige Regelung auch der Interessenlage der Reichsbahn entspricht, enthält sie für den Unternehmer eine große Härte, da er doppelt in Anspruch genommen wird, denn von seiner Berufsgenossenschaft kann er gemäß § 903 ff. RVO durch Regreß nur in Anspruch genommen werden, wenn festgestellt ist, daß er vorsätzlich oder fahrlässig bei Leitung oder Ausführung des Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst gehandelt hat. Die Reichsbahn nimmt aber gegen ihn schon Regreß, wenn nur irgendein Verschulden (z. B. eine Unachtsamkeit), das von ihm zu vertreten ist, vorliegt. Da es dem Unternehmer als dem weitaus Schwächeren schwer fallen wird, die vertragliche Überwälzung der Haftpflicht durch die Reichsbahngesellschaft abzuwehren, muß er Wert darauf legen, durch seine private Haftpflichtversicherung auch gegen die Haftpflichtansprüche gedeckt zu sein, die auf ihn auf Grund der Bauverträge überwälzt werden. Dr. R.

Die Vereinbarung über ein zentrales Lohnschiedsgericht im Baugewerbe. Die Verhandlungen über einen Reichstarifvertrag für das Baugewerbe, die am 11. und 12. Februar d. J. fortgesetzt wurden, sind ebenso wie bei früheren Versuchen wiederum an dem grundsätzlichen Gegensatz in der Arbeitszeitfrage gescheitert. Die Gewerkschaften waren nicht dazu zu bewegen, auf die Forderung der Arbeitgeber einzugehen, die im Winter und sonst durch ungünstige Witterung ausfallenden Arbeitsstunden durch längere Arbeitszeit im Sommer nachzuholen. Sie beharrten auf ihrem früheren Vorschlag, wonach jede Mehrarbeit im Sommer der Vereinbarung im Bezirk überlassen bleiben und nur im Falle augenblicklicher Arbeitshäufung (durch Facharbeitermangel, Wohnungsbau) vorübergehend zulässig sein sollte. Außerdem verlangten sie für jede Mehrarbeit einen Überstundenzuschlag von 10 %. Bei diesem grundsätzlichen Gegensatz war eine Einigung nicht möglich. Die Verhandlungen mußten als ergebnislos abgebrochen werden.

Da mit dem Scheitern der Reichstarifvertragsverhandlungen, wenn die Parteien ohne jedes Ergebnis auseinander gingen, für das Baujahr 1926 mit regellosen bezirklichen Verhandlungen und Kämpfen zu rechnen war, machte der unparteiische Verhandlungsleiter den Vorschlag, daß sich die Parteien über ein zentrales Lohnschiedsgericht einigen sollten. Nach langwierigen Verhandlungen kam eine Vereinbarung zustande etwa folgenden Inhaltes:

„Die laufenden bezirklichen Lohnabkommen können am 8. März zum 31. März d. J. gekündigt werden. Werden sie nicht gekündigt, so laufen sie bis zum 30. Juni dieses Jahres weiter. Wird ein Lohnabkommen zum 31. März gekündigt, so haben die bezirklichen Vertragsparteien des Abkommens in Verhandlungen einzutreten. Führen die Verhandlungen zu keinem Ergebnis, so ist das zentrale Lohnschiedsgericht anzurufen, welches in der Zeit vom 20. bis 31. März d. J. zu entscheiden hat. Das vom zentralen Lohnschiedsgericht festgesetzte Lohnabkommen gilt bis zum 30. Juni dieses Jahres. Die Entscheidung ist endgültig.

Die bis zum 30. Juni d. J. gültigen Lohnabkommen können spätestens am 8. Juni zum 30. Juni gekündigt werden. Erfolgt keine Kündigung, so läuft das Abkommen bis zum 30. September d. J. weiter. Wird das Abkommen gekündigt, so gilt das gleiche Verfahren wie oben.

Das Abkommen über das zentrale Lohnschiedsgericht läuft bis zum 28. Februar 1927. Die Arbeiterverbände können jedoch das Abkommen bis zum 1. September kündigen. Machen sie von dem Kündigungsrecht Gebrauch, so endet die Zuständigkeit des zentralen Lohnschiedsgerichtes mit dem Tage der Kündigung, jedoch bleibt es für die Zeit bis zum 30. September im Rahmen seiner Zuständigkeit tätig. Wird das Abkommen von den Arbeiterverbänden nicht gekündigt, so gelten für die auf den 30. September d. J. folgenden Monate die gleichen Bestimmungen wie für die Zeit bis zum 30. September d. J."

Durch das Abkommen wird erreicht, daß mindestens bis zum 30. September 1926 Streiks oder Aussperrungen wegen des Lohnes nicht auftreten können. Es kann also voraussichtlich im kommenden Baujahr mit etwas größerer Ruhe gerechnet werden als im Jahre 1925. Cl.

Bauarbeiterlöhne und Indexziffern vom Januar 1924 bis März 1926.

1. Stundenlohn in Pfennigen[1]).

	Maurer	Tiefbauarbeiter		Maurer	Tiefbauarbeiter
1913/14	72,44	50,8			
1924			1925		
Januar	58,0	47,8	Januar	86,8	64,9
Februar	58,0	47,7	Februar	88,0	65,7
März	58,7	48,0	März	94,4	69,4
April	63,9	51,8	April	98,8	71,8
Mai	73,6	55,9	Mai	102,8	75,6
Juni	75,3	57,1	Juni	111,2	78,4
Juli	77,1	58,1	Juli	111,4	79,3
August	81,0	60,7	August	112,0	79,6
September	81,2	60,9	September	116,1	80,1
Oktober	84,8	62,9	Oktober	116,6	79,9
November	86,3	64,5	November	116,6	80,0
Dezember	86,3	64,5	Dezember	116,6	80,0

1926	Maurer	Tiefbauarbeiter
Januar	116,6	80,0
Februar	116,6	80,0
März	116,6	80,0

2. Vergleich zwischen Lohnentwicklung und Entwicklung der Preise und Lebenshaltungskosten.

Die Lohnhöhe ist relativ zum Vorkriegsstand angegeben:

	Lohnmeßziffern (1913/14 = 100)		Amtl. Indexziffern	
	Maurer	Tiefbauarbeiter	Großhandelsindex	Reichslebenshaltungsindex[2])
1913/14	100	100	100	100
1924				
Januar	80,2	94,0	117,3	119
Februar	80,25	93,9	116,2	112
März	81,0	94,6	120,7	115
April	88,2	101,9	124,1	121
Mai	101,6	110,0	122,5	124
Juni	104,0	112,4	115,9	122
Juli	106,5	114,4	115,0	125
August	111,8	119,5	120,4	123,5
September	112,1	119,8	126,9	125
Oktober	117,1	123,8	131,2	131
November	119,2	127,0	128,5	132
Dezember	119,2	127,0	131,3	132,3
1925				
Januar	119,8	127,7	138,2	133,6
Februar	121,4	129,3	136,5	135,6
März	130,4	136,6	134,4	136,0
April	136,4	141,2	131,0	136,7
Mai	141,9	148,8	131,9	135,5
Juni	152,2	154,3	133,8	138,3
Juli	153,8	156,1	134,8	143,3
August	154,3	156,8	131,7	145,0
September	160,2	157,8	125,9	144,9
Oktober	160,9	157,3	123,7	143,5
November	161,0	157,5	121,1	141,4
Dezember	161,0	157,5	121,5	141,2
1926				
Januar	161,0	157,5	120,0	139,8
Februar	161,0	157,5	—	—
März	161,0	157,5	—	—

[1]) Gewogener Durchschnitt von 47 Großstädten.

[2]) Die Indexziffern von Januar 1924 bis Januar 1925 sind proportional auf die von Februar 1925 ab angewandte neue Berechnungsart umgerechnet, um eine durchgehende einheitliche Vergleichsmöglichkeit zu bieten.

Kostensteigerung auf dem Gebiete der Bauten und Beschaffungen bei der Deutschen Reichsbahn. Nach einem von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn erstatteten Bericht über die finanzielle Lage der Deutschen Reichsbahn sind im Laufe des Geschäftsjahres 1925 auf dem Gebiete der Bauten und Beschaffungen eine große Reihe von Kostensteigerungen eingetreten, die für die Wirtschaft der Reichsbahn eine dauernde Verteuerung bedingten.

Die folgenden von der Reichsbahn angestellten Berechnungen dürften auch in Kreisen der Bauwirtschaft Beachtung verdienen. Nach den Angaben der Reichsbahn kosteten etwa:

	am 1. Okt. 1924 RM.	am 1. Dez. 1925 RM.	also Steigerung rd
1 cbm Erdaushub einschl. Absteifung	2,80	3,50	25 %
1 cbm Zementbeton	16,—	18,—	12 %
1 cbm aufgehendes Mauerwerk	40,—	45,—	12 %
1 lfd. m Abbinden des Dachverbandes	0,60	0,80	33 %
1 qm gespundete Dachschalung (23 mm)	3,40	4,—	18 %
Im ganzen kostet			
1 cbm umbauter Raum	28,—	34,—	21 %
1 lfd. m Gleisumbau bei Hauptgleisen	5,80	6,90	20 %
1 lfd. m Bettungserneuerung f. Hauptgleise	4,20	5,60	33 %
Umbau einer einfachen Weiche	350,—	465,—	33 %
Umbau einer doppelten Kreuzungsweiche	550,—	640,—	16 %

Auch auf dem Gebiet der Materialien zeigen sich bei einzelnen Stoffen Verteuerungen, so schon bei Stabeisen, das im Durchschnitt von 125 auf 134 RM. für die Tonne, also um 7 % gestiegen ist. Ferner sind Preissteigerungen eingetreten bei Ölen. So ist der Preis für

100 kg Mineralschmieröl von 23 RM. auf 27 RM., also um 17 %
100 kg Heißdampföl von 56 RM. auf 64 RM., also um 14 %

gestiegen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 24. Februar.)

Preuß. Gesetz über die Bereitstellung von Geldmitteln für die Ausgestaltung des staatlichen Besitzes an Bergwerken, Häfen und Elektrizitätswerken sowie zur Förderung der Landeskultur. Vom 16. Februar 1926. (Pr. Ges.-Samml. S. 50.) Für die in der Überschrift genannten Zwecke werden 150 Millionen Mark zur Verfügung gestellt. Die Verteilung der Mittel wird durch besondere Gesetze geregelt. Die Ausführung des Gesetzes ist dem Finanzminister übertragen.

Ruhende Eisenbahnbauten. Der Verkehrsausschuß des Reichstages hat beschlossen, die Reichsregierung zu ersuchen, eine Zusammenstellung der im Bau befindlichen Haupt- und Nebenbahnstrecken, bei denen der Weiterbau ruht, dem Ausschuß vorzulegen. Am 5. März soll dann mit dem Reichsfinanz- und Reichsverkehrsministerium und evtl. einem Vertreter des Kommissars der Reichsbahngesellschaft beraten werden, ob und welche Mittel für den Weiterbau zur Verfügung gestellt werden sollen. Im Reichstag liegen Anträge auf Weiterbau folgender Linien vor: Münster—Dormund, Verden—Rotenburg, Hannover—Celle, Zwiesel—Bodenmais, Beilngrieß—Kunding, Eisenberg—Enkenbach (Pfalz).

Abschaffung der Wegebauvorausleistungen in Preußen. Im Hauptausschuß des preußischen Landtages wurde ein deutschnationaler Antrag angenommen, daß bei der Neugestaltung der Kraftfahrzeugsteuer die Wegebauvorausleistung beseitigt wird. Ferner fand ein Antrag der Sozialdemokraten auf Bau rationeller Kraftwagenstraßen Annahme.

Verbandsmitteilungen.

(Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V., Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V., Berlin W 10, Lützowufer 1a.

Herr Karl Kübler, Ehrensenator der Technischen Hochschule Stuttgart, Vorsitzender der Württembergischen Gewerks-Berufsgenossenschaft, i. Fa. Karl Kübler A.-G., ist am 23. Februar im Alter von 57 Jahren verstorben. Die Bauindustrie erleidet durch sein Hinscheiden in noch rüstigem Alter einen schweren Verlust. Der Verstorbene leitete mit seinem Bruder Emil Kübler, 2. stellvertr. Vorsitzenden unserer Gruppe Württemberg, die bereits seit über 150 Jahren bestehende, bekannte Firma Kübler in Stuttgart und Göppingen.

Am 2. März findet im Verbandshause eine Sitzung des Vorstandes des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes und des Hauptausschusses des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes statt. An den geschäftlichen Teil der Sitzung schließt sich eine in einfachem Rahmen gehaltene Feier zur Ehrung des langjährigen 1. Vorsitzenden und jetzigen Ehrenvorsitzenden des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes Herrn Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Rudolf Wolle, Leipzig, anläßlich der Aufstellung seiner Büste im Sitzungssaal und der Eröffnung des neuen Verbandshauses.

Zu den Fernsprechanschlüssen der Verbände: Nollendorf 3492 und 3493 ist der Anschluß Lützow 3915 hinzugekommen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 4. Febr. 1926.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 119 371. Dipl.-Ing. Walter Brewitt, Charlottenburg, Berliner Str. 46. Füllstück für Schienenherzstücke. 21. IV. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 027. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung für mehrflügelige Signale. 16. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. W 68 955. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Betätigung von Schienenweichen und Signalen. 31. III. 25. Großbritannien 8. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 16. L 64 051. Louis Laspeyres, Paris; Vertr.: R. H. Korn Pat.-Anwalt, Berlin SW 11. Elektropneumatische Stellvorrichtung für die Weichen von Gleisschienen. 18. IX. 25. Frankreich 24. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. A 92 466. Minna Acker, Berlin-Frohnau, Nibelungenweg 2/3. Vorrichtung gegen Überfahren von Haltsignalen. 16. I. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 64 756. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Aufhängeanordnung für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 12. I. 24.

Kl. 35 b, Gr. 4. M 90 681. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Fahrbarer Drehkran. 24. VII. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. A 41 866. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Abbau von Deckgebirgen mittels Abraumförderbrücke. 22. III. 24.

Kl. 81 e, Gr. 127. A 43 265. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung zur Gewinnung von Deckgebirgsmassen mittels Abraumförderbrücke. 18. X. 24.

Kl. 81 e, Gr. 127. A 43 266. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 18. X. 24.

Kl. 84 a, Gr. 4. V 18 777. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern. 19. XII. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 60 622.* Grün & Billfinger, Akt.-Ges., Mannheim. Vorrichtung zur Herstellung von Ortpfählen. 5. II. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 92 855. Friedr. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Baggereimermesser. 9. II. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 48 859. Hugo Putsch, Wellinghofen. Absitzbecken mit Filterung des abziehenden Wassers durch auf der Sohle und an den Wänden des Beckens angeordnete Filterschichten. 27. IX. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 5 vom 4. Febr. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 425 500. Dr. Karl Mayer, Wien; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Verbindung für Druckstollenrohre. 13. V. 23. M 81 372. Österreich 15. V. 22.

Kl. 5 c, Gr. 10. 425 501. Josef Christgen, Dortmund, Heiliger Weg 70. Nachgiebiger Grubenstempel. 12. XI. 22. C 32 817.

Kl. 5 d, Gr. 14. 425 417. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg, Schlesien. Im Anschluß an eine Schüttelrutsche arbeitende Bergeversatzmaschine. 25. I. 24. G 60 545.

Kl. 20 k, Gr. 9. 425 425. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrleitung ohne Zwischenmasten und mit entgegengesetzter Zickzackführung des Fahr- und Tragdrahtes für elektrische Bahnen. 19. X. 24. A 43 271.

Kl. 35 b, Gr. 1. 425 361. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher, u. Kurt Ullrich, Leipzig-Kleinzschocher, Windorfer Str. 62. Seilunterstützung für Kabelkrane. 18. 12. 21. A 36 809.

Kl. 84 c, Gr. 1. 425 327. Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin. Saugbrunnen für Grundwasserabsenkung. 10. V. 23. S 62 824.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 19. Februar 1926 sprach Herr Professor Dr. Moede vor der Arbeitsgemeinschaft deutscher Betriebsingenieure und zugleich im Rahmen der Vortragsreihe der D. G. f. B. über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" über „Rationalisierung der Handarbeit, Begriff der psychotechnischen Arbeitsrationalisierung, ihre Methoden und Ziele".

Man kann nur im engeren Sinne von Handarbeit sprechen; sonst könnte man auch z. B. die Arbeit des Buchhalters als Handarbeit bezeichnen. Bei den Verrichtungen eines Schlossers, dessen Tätigkeit spezifische Handarbeit darstellt, liegt der Schwerpunkt bei seiner Geschicklichkeit und Aufmerksamkeit. In Wirklichkeit ist also auch die Handarbeit eine Zusammenarbeit der verschiedensten Funktionen des Gehirnes und der Sinne, und wenn wir die Handarbeit rationell gestalten wollen, so ist es zunächst erforderlich, den Arbeitsvorgang in seinen Einzelheiten und seinen Anforderungen an den Arbeitenden zu untersuchen. Erst dann kann mit der Rationalisierung begonnen werden, die sich das Ziel gesetzt hat, eine Stetigkeit der Leistungen unter Wegfall aller Nebenzeiten, einen stetigen Fluß der Arbeit zu erzielen. Bei dem erstrebten Leistungsoptimum sollen die Arbeitsfunktionen im Sinne des Minimums beansprucht werden; auf keinen Fall ist bei der Rationalisierung an einen Raubbau an der Arbeitskraft gedacht.

Den menschlichen Sinnen kann die Arbeit durch günstige Kontrastwirkung wesentlich erleichtert werden. Allgemein bekannt ist ja, welche Rolle eine gute Beleuchtung spielt. Große Anforderungen stellen manche Arbeiten an die Aufmerksamkeit. Diese kann entlastet werden; so hat man durch geschicktes Sortieren der vielen verschiedenen Werkzeuge die Übersicht so verbessert, daß bedeutende Ersparnisse erzielt worden sind. Sodann ist die Bewegung nach Zeit, Kraft und Form zu studieren. Die Zeitdauer einer Handarbeitseinheit kann nur als Mittel aus einer längeren Arbeit bestimmt werden; dabei ist, je kürzer eine solche Arbeitseinheit ist, ein desto größerer Zuschlag für eventuelle Fehlgriffe und Unregelmäßigkeiten einzusetzen. Bei Kraftaufwand ist unnötige statische Arbeit zu vermeiden. Stehen ermüdet. Die Unterstützung des Rückens oder ganzer Körperteile ist angebracht. Was die Form des Arbeitsvorganges anbetrifft, so sind möglichst günstige Griffelder notwendig. Einen typischen Fall ungünstiger Form des Arbeitsvorganges stellt das Mauern dar. Neben diesem rein Mechanischen des Arbeitsvorganges ist das Physiologische zu untersuchen. Die Übung stellt einen wichtigen Faktor dar, dann der Kraftverbrauch, sobald eine gewisse Ermüdung eintritt, und schließlich die Konzentration. Um der Ermüdung entgegenzuwirken, legt man kurze Pausen ein, die nicht zu früh kommen dürfen, damit der Arbeit nicht ihr Schwung genommen wird, nicht zu spät, sonst kommt der Arbeiter nicht wieder zu Kräften. Durch Rhythmus wird die Leistung erhöht.

Nachdem der Vortragende diese notwendigen Untersuchungen des Arbeitsvorganges besprochen hatte, entwickelte er Grundsätze der Rationalisierung:

1. Der Arbeitsvorgang ist zunächst zu zerlegen, darauf sind verschiedene Arbeitselemente zweckmäßig zusammenzufassen. Zerlegung und Bindung sind notwendig.
2. Ein Zeitminimum ist anzustreben.
3. Desgleichen ein Kraftwirkungsmaximum.
4. Durch mehrfache Funktionen, wobei die Hauptleistung isoliert wird, kann Leistungsverdichtung erzielt werden.
5. Ein Leistungsfluß nach Menge und Leerlauf ist anzustreben.

Der Arbeitsvorgang zerfällt im allgemeinen in Vorbereitungsarbeit, Hauptleistung, Abschlußarbeit, Pause und wieder von vorn. Es ist nun zu erstreben, die Hauptarbeit zu isolieren und aneinanderzuschieben, so daß sie in stetigem Flusse ist, während die anderen nötigen Funktionen nebenbei durch andere Glieder oder mechanisch z. B. durch Arbeitsband auszuüben sind.

Man muß zunächst mit einer Arbeitsstudie beginnen, bevor man an neue Arbeitsmethoden herangeht. Grundsatz soll sein, einerseits die Arbeitsfunktionen so wenig wie möglich zu belasten, andererseits dem Manne Mehrfachfunktionen zuzumuten, die Hauptleistung zu isolieren und in stetigen Fluß zu bringen. Kein Raubbau an der Arbeitskraft soll eintreten, sondern Intensität im Sinne des Optimums und Beanspruchung im Sinne des Minimums, Leistungssteigerung bei gleichzeitiger geringerer Belastung ist das Ziel.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Bericht über das Jahr 1925.

Im Jahr 1925 war gegenüber den vorhergehenden Jahren die Vereinstätigkeit reger. Dies ist in erster Linie auf die Erleichterungen im Verkehr zwischen unbesetztem rechtsrheinischen und besetztem linksrheinischen Gebiete zurückzuführen, die Ende 1924 infolge Abzugs der französischen Besatzung von den rechtsrheinischen Gebietsteilen Badens eintraten.

So konnten in diesem Jahr zum erstenmal neben Vorträgen und Mitgliederversammlungen auch Besichtigungen vorgenommen werden. Insgesamt fanden 3 Mitgliederversammlungen, 3 Vorträge aus den Reihen der Ortsgruppe und 3 Besichtigungen statt.

Die Vorträge behandelten folgende Themen: Im Januar Herr Dr. Zimmermann über „Hochwertige Zemente"; im März Herr Dr.-Ing. Döring über „Einfluß von Wind und Wärme auf hohe Schornsteine aus Eisenbeton"; im November Herr Direktor Meisenhelder (Wayss und Freytag A.-G.) über den „Bau des Frankfurter Stadions".

Diese Vorträge fanden jeweils auch vor Angehörigen anderer technisch-wissenschaftlicher Vereine statt, die mit unserer Ortsgruppe zu einer losen Vortragsvereinigung zusammengeschlossen sind. Auf diese Weise war es unseren Mitgliedern möglich, noch eine ganze Reihe anderer Vorträge zu hören, die von Mitgliedsvereinen der Vortragsgemeinschaft veranstaltet wurden und teilweise äußerst interessante Gebiete der Technik und Wissenschaft behandelten.

Auch die Besichtigungen fanden stets in Gemeinschaft mit anderen Verbänden statt. Es wurden besichtigt: Im Februar die Walzmühle Ludwigshafen a. Rhein; im Mai das Ammoniakwerk Oppau der B. A. S. F.; im Juni das Murgkraftwerk mit der im Bau begriffenen Schwarzenbach-Talsperre. Die Besichtigungen wiesen durchweg einen recht befriedigenden Besuch auf.

Aus der weiteren öffentlichen Tätigkeit der Ortsgruppe muß die Stellungnahme zu dem hiesigen Wettbewerb der dritten Neckarbrücke hervorgehoben werden. Im Juni des Jahres war anläßlich des Preisausschreibens der dritten Neckarbrücke ein zweiter Preis drei hiesigen städtischen Baubeamten zuerkannt worden, die bereits 1911 mit den Entwurfsarbeiten befaßt waren. Die Angelegenheit hatte hier heftigen Unwillen hervorgerufen und zu einer lebhaften Presseauseinandersetzung geführt. Unsere Ortsgruppe nahm in einer gut besuchten außerordentlichen Mitgliederversammlung eine Entschließung an, die dem Stadtrat übermittelt wurde und die unseren Protest zum Ausdruck brachte. Dieser Schritt fand gleichzeitgg mit einem Vorgehen der hiesigen Ortsgruppe des B. D. A. statt. Die Eingabe wurde mit dem Bemerken beantwortet, daß zu einem Einschreiten seitens des hiesigen Stadtrates keine Veranlassung vorläge. Aus dem inneren Leben der Ortsgruppe ist zu melden, daß die Zahl der Mitglieder, die Ende 1924 61 betrug, sich bis Ende Dezember auf 67 vergrößerte. Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die Ortsgruppe sich auch im letzten Jahre durchaus lebenskräftig erwiesen hat.

Dipl.-Ing. Engelmann.

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Werbt neue Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neue Mitglieder können vorläufig gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag noch das Jahrbuch 1925 erhalten.

Unbekannt verzogene Herren

mit der letzten, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen bekannten Anschrift.

Günther, Karl, stud. ing., Hannover, Wiesentstr. 34, Kardamakis, Dr.-Ing., Köln, Hohenzollernring 77 (lt. Postvermerk nach Griechenland verzogen), Knietsch, Dr. Dipl.-Ing., Bremen, Kronenstraße 14, Krauss, Ludwig, Berlin-Friedenau, Hähnelstr. 14, Kruse, Friedrich, Dipl.-Ing., Heidelberg, Kronprinzenstr. 39, Maglakedidze, Michael, cand. ing., Charlottenburg, Wernigeroder Str. 31, Schwegler, Hermann, Dipl.-Ing., Bauführer, Köln-Lindenthal, Theresienstr. 62, Thieme, Arthur, Mannheim, Heinrich-Lang-Str. 37/39, Völzke, Georg, Bauing., Humboldtstr. 29. — Wir bitten uns dabei behilflich zu sein, die jetztgültigen Anschriften zu ermitteln.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

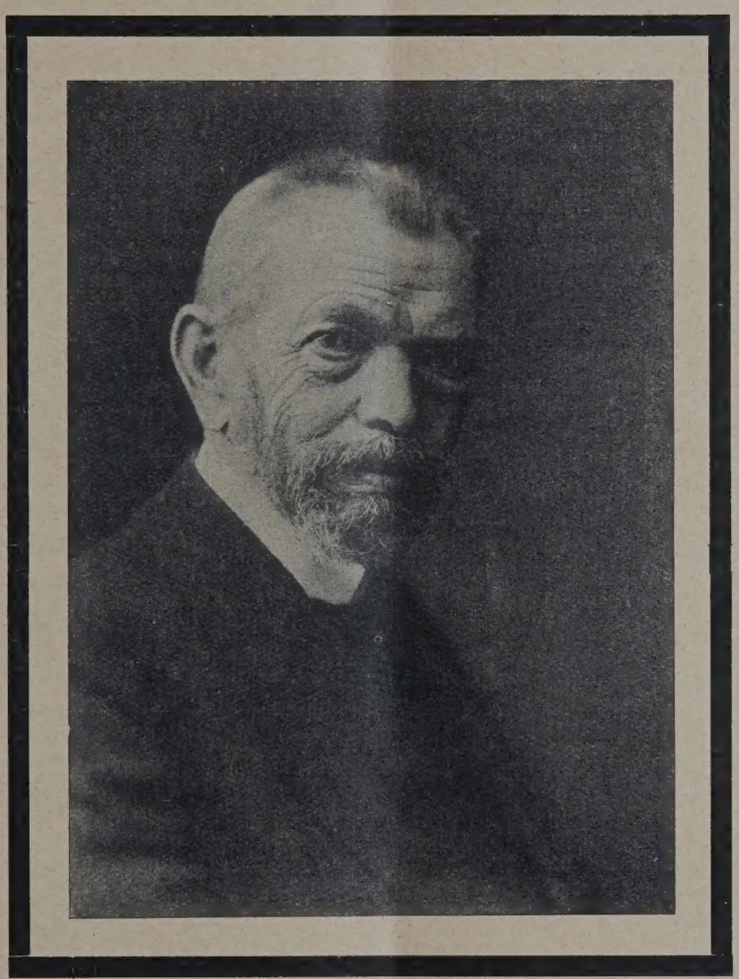
Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 12. März 1926 Heft 11

ANTON VON RIEPPEL †.

Unerbittlich räumt der Tod mit den Bahnbrechern deutscher Ingenieurkunst aus der Mitte des vorigen Jahrhunderts auf. So leitete Rieppel im Jahre 1912 seinen Nachruf für Gerber ein. Nun ist er selber dem hervorragenden Lehrer und vorbildlichen Arbeitsgenossen gefolgt. Und auch ihn müssen wir zu den Bahnbrechern deutscher Ingenieurkunst zählen, wennschon in einem etwas anderen, weiteren, ja höheren Sinne. Damit sollen die Gaben und Verdienste dieser beiden Männer nicht gegeneinander abgewogen werden. Ihre Wirkungskreise haben sich zwar anfänglich fast gedeckt; der des jüngeren ist aber aus bescheidenen Grenzen zu einer Größe und Bedeutung angewachsen, die sein Lebensbild ganz anders gestaltet hat, als es dasjenige Gerbers war. Selbstverständlich haben dabei äußere Umstände mitgewirkt. Rieppels beste Jahre fielen in die Zeit des großen wirtschaftlichen und technischen Aufschwunges der deutschen Industrie, den ja die älteren unter uns noch miterlebt und in wehmütiger Erinnerung haben. Aber sie warf ihren Trägern die Früchte nicht in den Schoß. Man mußte sie erarbeiten. Das hat Rieppel ehrlich getan, und mehr. Sind es doch die Menschen, die die Wirtschaft hochbringen, nicht umgekehrt. Unter denen, die in dieser Richtung schöpferisch tätig gewesen sind, stand er in erster Reihe. Das wird ihm nicht nur durch die offenkundigen äußeren Erfolge seiner Unternehmungen bezeugt, sondern — was noch schwerer ins Gewicht fällt — durch seine Mitarbeiter bestätigt. Eigentlich können allein sie es sicher wissen, ob er ein großer Techniker war oder nur — man verzeihe das Wort! — ein gewandter Organisator, ein geschickter Auswähler und Ausnützer tüchtiger Hilfskräfte. Das neuzeitliche Schaffen hochstehender Techniker ist anders geartet, als das der freien Berufe, des Künstlers, des Arztes, des Forschers. Nur das harmonische Zusammenarbeiten vieler kann die großen Werke erzeugen, die das Staunen der Mitwelt sind. Da ist es schwer, den Anteil des Einzelnen richtig abzuschätzen. Man weiß, daß die obersten Führer mehr beherrschen müssen, als ihr engeres Fach. Dennoch freuen wir uns darüber, wenn sie sich das Verständnis und die Liebe dafür bewahren. Wir Ingenieure sind nun einmal so. Und wenn jetzt einiges über Rieppels Schaffen berichtet wird, so dürfen die Leser beruhigt glauben, daß es sich dabei nicht nur um Leistungen seiner Firma und seines Mitarbeiterstabes handelt, dem übrigens sein Anteil an dem Ruhme und den Ehrungen des Meisters nicht verkürzt werden kann und soll, sondern hoffentlich spätestens in einer Geschichte der Ingenieurkunst unparteiisch zugewiesen werden wird.



Anton Rieppel wurde am 17. April 1852 in Hopfau auf dem Land- und Hammergute seines Vaters geboren. Er wuchs in den einfachsten Verhältnissen auf, besuchte die Dorfschule in Grötschenreut und später die städtische Volksschule zu Erbendorf in Oberfranken. Schon vom Frühjahr 1863 — also vom elften Jahre des Buben an! — bis zum Herbst 1867 beschäftigte ihn sein Vater mit Arbeiten in der Landwirtschaft, in der Säge- und Mahlmühle, im Hammerwerk und der dazu gehörenden kleinen Schlosserei. Die Arbeit war schwer, und eine bedrohliche Erkrankung des Sohnes ließ den Vater erkennen, daß dessen Kräfte solchen Anstrengungen nicht gewachsen waren. Das bestimmte ihn, dem Anton seinen Wunsch, „studieren" zu dürfen, zu gewähren. Es kam dafür nur die dreiklassige Gewerbeschule in Wunsiedel in Betracht. Durch großen Fleiß überwand Rieppel die Schwierigkeiten, die ihm seine mangelhafte Vorbildung hier bereitete. Mit einem Preis und dem Abgangszeugnis „Eins" verließ er die Anstalt im Herbst 1869, um nun die Industrieschule in München zu besuchen. Nach zwei Jahren war er damit fertig, zugleich aber auch am Ende seiner Mittel angelangt. Seine Eltern hatten ihr Gut durch Zwangsversteigerung eingebüßt und waren nach Amerika ausgewandert.

Man muß den Mut bewundern, der Rieppel in dieser Lage den Entschluß fassen ließ, dennoch das Polytechnikum in München zu beziehen, um dort die Ingenieurwissenschaften zu studieren. Seinen Unterhalt wollte er sich durch Stundengeben und sonstige Nebenarbeit verschaffen. Das ist ihm dann auch dank der Unterstützung durch seine Lehrer gelungen, von denen sich besonders der bekannte Geodät Bauernfeind seiner in der Weise annahm, daß er ihm die Ausführung von Landmesserarbeiten übertrug. Die Bezahlung war anfangs „äußerst kärglich", besserte sich aber nach und nach. Anderseits wurde das Studium durch die zeitraubende Nebenbeschäftigung sehr erschwert. Trotzdem gelang es Rieppel, die Schlußprüfung im Jahre 1875 mit dem Zeugnis „Eins"

zu bestehen. Schon vorher, im Oktober 1874, war er bei Gerber eingetreten. Von da bis zu seinem Ausscheiden im Jahre 1921 ist er ununterbrochen bei derselben Firma, die nur ihren Namen mehrmals wechselte, tätig gewesen. Bei seinem Dienstantritt hieß sie Süddeutsche Brückenbau-Aktiengesellschaft. Sie liquidierte im Herbst 1884 und ging im Frühjahr 1885 an die Maschinenbau-Aktiengesellschaft Nürnberg als Filiale Gustavsburg über. Der Besitzer war nach wie vor Th. von Cramer-Klett der ältere. Jm Jahre 1898—99 vereinigte sie sich auf Betreiben Rieppels mit der Maschinenfabrik Augsburg unter der Firma Vereinigte Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg und Maschinenbaugesellschaft Nürnberg. Diese Entwicklung hat in Rieppels Leben eine wichtige Rolle gespielt und ist von ihm selbst entscheidend beeinflußt worden. Dabei hat der Erfolg bewiesen, daß er nicht nur ein hervorragender Techniker war, sondern auch ungewöhnlichen Weitblick und große Vielseitigkeit in der Lösung wirtschaftlicher Aufgaben besaß. Er hat von 1899—1913 als zweiter, von da an als alleiniger Generaldirektor des großen Unternehmens gewirkt.

Nun zu Rieppel, dem Brückenbauer. Wie oben schon erwähnt, trat er 1874 nach Beendigung des Studiums in die Brückenbauabteilung des Werkes Gustavsburg bei Mainz ein, die von Gerber geleitet wurde. Nach dessen Abgang im Jahre 1884 übernahm Rieppel die Leitung, bis er 1888 in den Vorstand der damaligen Maschinenbaugesellschaft Nürnberg berufen wurde. Als Konstrukteur schlug er eine etwas andere Richtung ein als Gerber. Man sagte diesem eine starke Vorliebe für statisch bestimmte Anordnungen nach, die z. B. auch in der Anwendung von Knotenpunktsgelenken zutage trat. Rieppel machte sich von solcher Beengung frei. Im übrigen hielt er an der sorgfältigen Durchbildung aller Einzelheiten und an guter Werkstattarbeit fest. Daneben entwickelte er eine lebhaftere Tätigkeit im „Hereinbringen“ großer und größter Aufträge, dem Lebenselement für das Gedeihen eines jeden industriellen Werkes. Doch hat ihn diese mehr kaufmännische Sorge nicht gehindert, auch den Entwurfsarbeiten dauernd seine Aufmerksamkeit zu schenken, mit seinen Mitarbeitern über die Ausbildung der Bauwerke im ganzen und einzelnen zu beraten und auf immer höhere Leistungen bedacht zu sein. Mit welchem Erfolg, das zeigt die große Zahl der Bauten, die in Gustavsburg und Nürnberg gefertigt und in allen Gauen Deutschlands errichtet worden sind. Es genügt, davon nur die folgenden aufzuzählen: Die Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Grünenthal; die Brücke über die Wupperschlucht bei Müngsten mit einem gelenklosen Bogen von 170 m Spannweite und 107 m über der Talsohle liegender Fahrbahn; die Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim; die Rheinbrücke bei Worms; die Elbebrücke bei Harburg; die Rheinbrücke bei Ruhrort; die Schwebebahn Elberfeld-Barmen. Daß auch das Ausland Rieppels Arbeit zu schätzen wußte, beweist sein Entwurf für die riesenhafte Brücke bei Sydney in Australien, der in einem Wettbewerb den ersten Preis erhielt.

Auf die weltbekannten großen Leistungen von Augsburg-Nürnberg im Bau von Großdampf- und Großgasmaschinen, ferner auf die Verdienste, die sich die Firma durch die jahrelang fortgesetzte, geduldige und opfervolle Arbeit an der Ausbildung des Dieselmotors erworben hat, können wir hier nur hinweisen. Daß Rieppel unter diesen Umständen seine Tätigkeit immer mehr auf die Leitung des Ganzen, auf Wirtschafts- und Organisationsfragen richten mußte, leuchtet ein. Hier hat er es verstanden, aller Schwierigkeiten Herr zu werden; in erster Linie durch die Heranziehung tüchtiger Mitarbeiter, meist aus den Reihen der Angehörigen des Werkes. Daß er für Erziehungsfragen das größte Interesse hatte, sei es beim Ingenieur, sei es beim Arbeiter, erscheint angesichts seiner Jugenderfahrungen fast selbstverständlich. Daraus erklärt sich auch sein tatkräftiges Vorgehen im sozialen Sinne. Er sorgte für eine planmäßige Lehrlingsausbildung und bekundete sein Mitgefühl für den Einzelnen durch Wohlfahrtseinrichtungen aller Art. Und wie im eigenen Werk, so verfolgte er auch in weiteren Kreisen den Gedanken der Leistungssteigerung durch Zusammenschluß der Einzelkräfte. Beispielsweise hat er durch Förderung des Verbandswesens viel zur Gesundung der zersplitterten deutschen Maschinenindustrie beigetragen. Daneben wirkte er noch in vielen Körperschaften und bei den Behörden mit Rat und Tat. Kein Wunder, daß es ihm weder an innerer Wertschätzung, noch an äußeren Ehrungen gefehlt hat. War er doch Ehrendoktor von drei Hochschulen, Inhaber vieler Orden und der Grashofdenkmünze, der höchsten Auszeichnung, die einem deutschen Ingenieur durch den Spruch seiner Fachgenossen zuteil werden kann. Er erhielt den persönlichen Adel und wurde 1916 auf Lebenszeit zum Reichsrat der Krone Bayerns ernannt. Der Einfachheit und Freundlichkeit seines Wesens hat das keinen Abbruch getan.

Wir sind am Ende. Ob der Versuch, in so engem Rahmen ein der Bedeutung des Mannes angemessenes Bild seines Werdens und Schaffens zu entwerfen, einigermaßen gelungen ist, sei dahingestellt. Über den Ausgang wären nur noch wenige Worte zu sagen gewesen. Nach einem großen Erfolg in der Erzeugung von Heeresbedarf kamen die Wirkungen des verlorenen Krieges. Im Jahre 1921 legte Rieppel wegen geschwächter Gesundheit sein Amt als Generaldirektor der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg nieder. Fünf Jahre später wurde er von seinem immer mehr zunehmenden Leiden im Alter von 74 Jahren erlöst. Das ist Menschenschicksal nicht ungewöhnlicher Art. Jeder muß einmal von seinem Schauplatz weichen. Wohl ihm, wenn er mit dem Bewußtsein dahingehen kann, die Aufgaben treulich nach bestem Wissen und Können erfüllt zu haben, die ihm seiner Begabung gemäß durch den eigenen Willen und durch seine Pflichten gegenüber den Mitlebenden gestellt worden sind. Das ist dem Bauernsohn aus Hopfau beschieden gewesen. Den Lohn für alle Mühen hat er sicherlich stets in sich getragen. Er hat uns gezeigt, wie sich nach des Dichters Worten Verdienst und Glück verketten, und damit den Glauben daran trotz mancher Zweifel, die das Schicksal in uns wecken mag, gestärkt. Seine Werke werden ihn lange überdauern. Möge das auch mit unserem und unserer Nachfolger Gedenken so sein.

Hermann Zimmermann.

UNTERSUCHUNG EINFACHER TRÄGERANSCHLÜSSE.

Von W. Rein, Berlin-Lichterfelde.

Die Verbindung von Trägern mit den meist senkrecht dazu liegenden Unterzügen erfolgt im Hochbau i. d. R. durch gleichschenkelige oder ungleichschenkelige Winkeleisen und Verschraubung (Abb. 1). Bei der Berechnung solcher Verbindungen wird meistens nur die Querkraft $\frac{P}{2}$ berücksichtigt und das Anschlußmoment $a\frac{P}{2}$ vernachlässigt. Die Angaben vieler Taschenbücher fußen fast ausnahmslos auf dieser Vereinfachung, welche sich zwar bei Tausenden von Ausführungen bewährt hat, aber auch vielfach beanstandet worden ist.

Gelegentlich einer vom Deutschen Eisenbau-Verband im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem durchgeführten Versuchsreihe mit verbesserten Trägeranschlüssen wurde auch eine einfache Trägerverbindung in der bisher üblichen Ausführung durch den Versuch erprobt. Den später folgenden Versuchsergebnissen und ihrer Auswertung sei zunächst eine

kurze Betrachtung über die Wirkungsweise solcher Verbindungen vorausgeschickt.

Das Kräftespiel in einfachen Trägeranschlüssen.

Die Schrauben S_1, S_2, S_3 und S_4 (Abb. 1) werden mittels Schraubenschlüssel fest angezogen. Die Verbindung des Winkels W mit dem Träger T kann infolge des bei den Schrauben S_3 und S_4 auftretenden Reibungswiderstandes zunächst als starr angenommen werden. Der Winkel W bildet dann eine Verlängerung des Trägers T, und jede der doppelschnittig wirkenden Schrauben S_3 und S_4 wird durch die senkrecht wirkende Querkraft $\frac{P}{2}$ und durch eine wagerecht gerichtete aus dem Moment $a\frac{P}{2}$ entstehende Kraft $\frac{a\,P}{2(b-c)}$, mithin durch eine resultierende Kraft $\frac{P}{2}\sqrt{1+\left(\frac{a}{b-c}\right)^2}$, auf Abscheren beansprucht.

Die Schrauben S_1 und S_2 haben die Querkraft $\frac{P}{2}$ aufzunehmen und Zugkräfte, welche aus der Durchbiegung des Trägers T herrühren. Diese Zugkräfte werden bei einseitigem Trägeranschluß nach Abb. 1 und geringem Verdrillungswiderstand des Unterzuges U in mäßigen Grenzen bleiben. I. d. R. haben aber diese Schrauben auf beiden Seiten des Unterzuges je einen Träger anzuschließen, und dann ist eine gewisse Einspannung der Träger vorhanden, welche zur Hauptsache von der Längenänderung der Schrauben S_1 und S_2 abhängig ist. Bezeichnen:

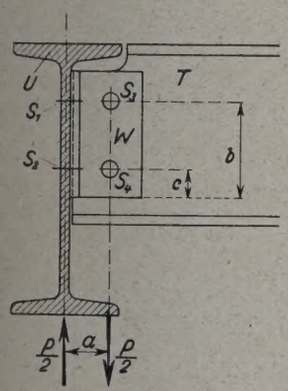


Abb. 1.

α den Verdrehungswinkel der Trägerenden,
Δ_1 und Δ_2 die Längenänderungen der Schrauben S_1 und S_2,
Z_1 und Z_2 die in ihnen wirkenden Zugkräfte,
F ihren wirksamen Zugquerschnitt,
l_s ihre Länge und
E den Elastizitätsmodul,

dann erhalten wir, unter der Voraussetzung, daß der von vornherein fest an dem Unterzug anliegende Winkel W mit seiner unteren Kante den Drehpunkt bildet:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\Delta_1}{b} = \frac{\Delta_2}{c};$$

$$\Delta_1 = \frac{Z_1 l_s}{E F}, \quad \Delta_2 = \frac{Z_2 l_s}{E F}.$$

Faßt man angenähert die aus den verschiedenen symmetrisch auf den Träger wirkenden Einflüssen herrührenden Biegelinien als Parabeln auf mit den Pfeilen in Trägermitte:

δ_0 aus der Belastung des Trägers T,
δ' und δ'' aus der von den Schraubenzügen Z_1 und Z_2 herrührenden Einspannung

und ist l die Stützweite des Trägers T, so wird:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{4}{l}(\delta_0 - \delta' - \delta'');$$

$$Z_1 = \frac{4\,b\,E\,F}{l\,l_s}(\delta_0 - \delta' - \delta'');$$

$$Z_2 = \frac{4\,c\,E\,F}{l\,l_s}(\delta_0 - \delta' - \delta'').$$

δ_0 läßt sich aus der jeweiligen Belastung des Trägers ohne weiteres ermitteln.

Ist J dessen Trägheitsmoment, so ergibt sich ferner:

$$\delta' = \frac{Z_1\,b\,l^2}{8\,E\,J}, \quad \delta'' = \frac{Z_2\,c\,l^2}{8\,E\,J}.$$

Aus diesen Beziehungen lassen sich also die überzähligen Größen Z_1 und Z_2 für jeden symmetrischen Belastungsfall

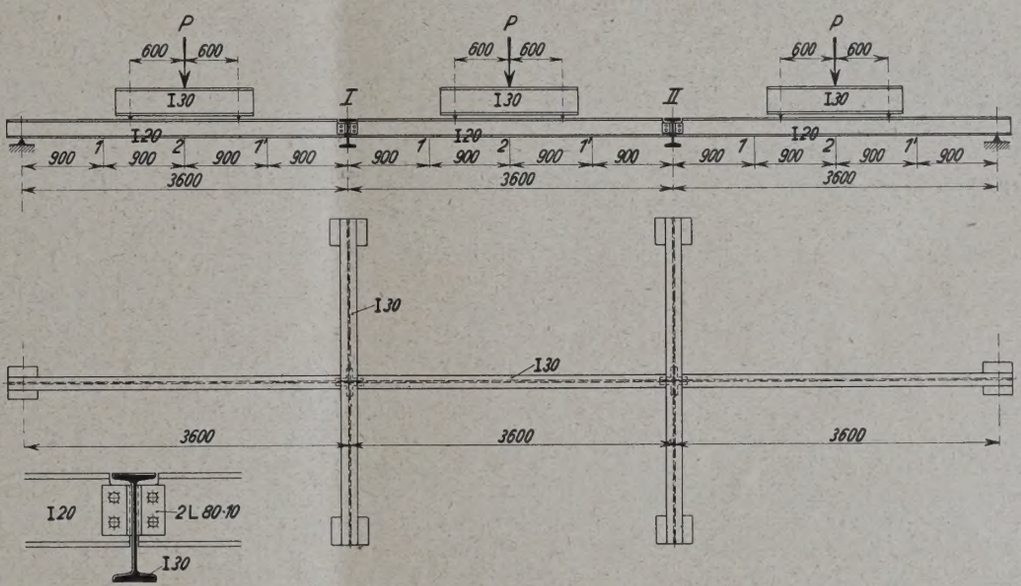


Abb. 2.

ermitteln unter der eingangs gemachten Voraussetzung starrer Verbindung bei S_3 und S_4. Die Rechnung wird für alle praktischen Fälle eine erhebliche Überlastung der Schraube S_1 ergeben.

Sobald aber die Reibung bei S_3 und S_4 überwunden ist, wird das Kräftespiel unbestimmt, weil der Träger T infolge des Spielraumes zwischen Schaft und Schraubenloch der Durchbiegung aus seiner Belastung bis zu einem gewissen aber unbekannten Grade folgen kann. Die Grenzfälle, zwischen denen sich das Kräftespiel vollziehen wird, sind also durch:

a) Starre Verbindung bei S_3 und S_4 und
b) reibungslose Drehbarkeit der Trägerenden in der senkrechten Ebene dieser Schrauben

gegeben.

Hauptaufgabe des Versuches war es daher, aus den zu messenden Durchbiegungen der Träger die tatsächlichen Einspannungsmomente und daraus die Größe der bei S_1 auftretenden Zugspannung, weiterhin aus diesen Einspannungsmomenten die zusätzliche Scherbeanspruchung der Schrauben S_3 und S_4 zu errechnen.

Versuchsanordnung.

Der Versuch umfaßte einen Strang von 3 Längsträgern mit dazwischen liegenden Unterzügen, bestehend aus einem Mittelfeld und zwei Endfeldern nach Abb. 2. Um schon bei geringen Belastungen deutlich sichtbare Ergebnisse zu erhalten, wurde für die Längsträger I NP 20 verwendet, die Unterzüge bestanden aus I NP 30. Die Verbindung zwischen den Längsträgern und Unterzügen bestand aus je vier Winkeleisen 80 × 80 × 10. Die Enden der Längsträger in den Endfeldern wurden auf Rundeisenstücken von etwa 10 mm Durchmesser frei drehbar gelagert.

Die Unterzüge ruhten an den Enden mittels Rundeisenstücken von 10 mm Durchmesser auf längslaufenden schweren Breitflanschträgern. [Die Belastung wurde mittels Druckwasserpressen erzeugt (vgl. Lichtbild Abb. 3, welches sich

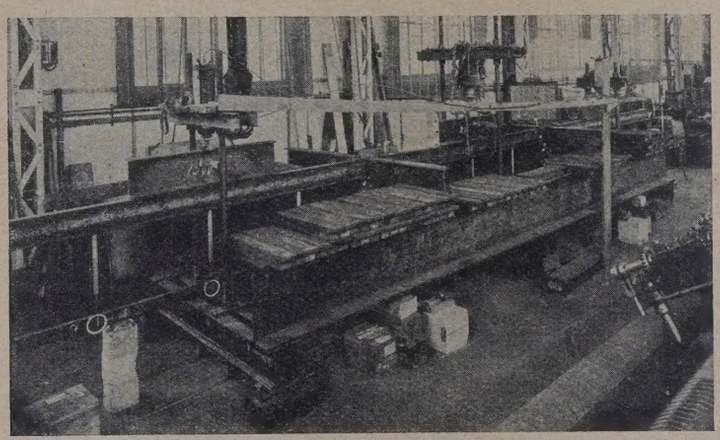


Abb. 3.

allerdings auf einen Versuch mit einer verbesserten Anschlußkonstruktion bezieht). Die Kolben der Pressen wirkten auf je ein I NP 30, welches den Kolbendruck mittels Rundeisenstücken nach den Drittelpunkten der Längsträger als senkrechte Belastung weiterleitete. Der Kolbendruck jeder Presse zerlegt sich also in zwei gleich große in den Drittelpunkten der Träger wirkende Einzellasten $\frac{P}{2}$. Die Belastung wurde in Stufen von 400, 800, 1200, 1600, 2000, 2400, 2800, 3500, 4200, 5000, 6000 kg usw. bis zur Zerstörung gesteigert.

Gemessen wurden mittels Leuner-Apparate: die Durchbiegung der Längsträger, die Durchbiegung der Querträger in den Kreuzungspunkten, die senkrechte Verschiebung der Träger gegen die Unterzüge und die Verschiebung der Anschlußwinkel gegen die Stege der Längsträger in senkrechter und wagerechter Richtung. Außerdem waren bei den ersten Laststufen an Stelle der Schrauben S_1 geeichte Meßbolzen eingebaut. Sie besaßen eine Einrichtung, die gestattete, ihre Längenänderungen ohne weiteres abzulesen.

Versuchsergebnisse und deren Auswertung.

A. Die Durchbiegungen.

An dem mittleren Längsträger wurden die Senkungen an den in Abb. 2 gekennzeichneten Punkten 1, 2 und 1′ gemessen. Nach Abzug der ebenfalls gemessenen Senkung der Unterzüge und der senkrechten Verschiebung der Längsträger gegen die Unterzüge ergaben sich die wahren Durchbiegungen δ_1, δ_2 und δ_1' für die einzelnen Laststufen nach den Angaben der Zahlentafel 1.

Zahlentafel 1.

Durchbiegungen δ in $\frac{1}{10\,000}$ cm.

P	bei eingebauten Meßbolzen an Stelle der Schrauben S_1			nach Auswechselung der Meßbolzen durch Schrauben S_1		
kg	δ_1	δ_2	δ_1'	δ_1	δ_2	δ_1'
400	215	341	226			
800	560	842	545	549	827	559
1200	955	1433	947			
1600	1411	2072	1383			
2000	1846	2667	1804	1958	2837	1949
2400	2524	3586	2456			
2800	2700	3874	2636			
3500	3408	4907	3351			
4200	4108	5947	4093	4271	6189	4239
5000	4943	7140	4932			
6000	6002	8633	5987	6242	8976	6238
8000	8159	11771	8183			

Die kräftig umrahmten Zahlen geben Gesamtdurchbiegungen, alle anderen Zahlen federnde Durchbiegungen an.

Berechnung der Einspannungsmomente aus den Durchbiegungen.

Es bedeuten (Abb. 4):

δ den beobachteten Biegepfeil,

δ_0 der Biegepfeil des einfachen Balkens,

$\delta_e = \delta_0 - \delta$ den Biegepfeil infolge Einspannung.

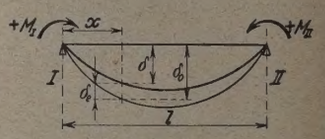


Abb. 4.

Ist $\delta_0 > \delta$, $\delta_e > 0$, so sind die Stützenmomente M_I und M_{II} positiv,

ist $\delta_0 < \delta$, $\delta_e < 0$, so sind sie negativ.

Sind die Stützmomente auf beiden Seiten des Trägers verschieden, so ist:

$$E J \delta_0 = \frac{l^2}{6}\left[3\left(\frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2}\right) M_I + \left(\frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}\right)(M_{II} - M_I)\right]$$

für eine beliebige Stelle des Trägers im Abstand x vom linken Auflager I. Mit l = 360 cm werden für unsere Fälle:

$$\text{für } x = \frac{1}{4}: \quad \delta_{e_1} = 0{,}000\,000\,210\,677\,6\,(7\,M_I + 5\,M_{II}); \quad . \quad . \quad (1)$$

$$\text{für } x = \frac{1}{2}: \quad \delta_{e_2} = 0{,}000\,001\,685\,421\,0\,(M_I + M_{II}); \quad . \quad . \quad . \quad (2)$$

$$\text{für } x = \frac{3\,l}{4}: \quad \delta_{0_1}' = 0{,}000\,000\,210\,677\,6\,(5\,M_I + 7\,M_{II}). \quad . \quad . \quad (3)$$

Der Wert E J war aus einem vorausgegangenen Biegeversuch zu:

$$E J = 4817 \cdot 10^6$$

ermittelt.

Für die einzelnen Meßstellen wird ferner:

$$\delta_{e_1} = \delta_{0_1} - \delta_1;$$

$$\delta_{e_2} = \delta_{0_2} - \delta_2;$$

$$\delta_{e_1}' = \delta_{0_1}' - \delta_1'.$$

Die Werte δ_{0_1}, δ_{0_2}, δ_{0_1}' sind aus der Biegelinie eines einfachen Balkens auf zwei Stützen berechnet. Die Werte δ_1, δ_2, δ_1' sind beim Versuch ermittelt und der Zahlentafel 1 zu entnehmen.

Zahlentafel 2 enthält die so errechneten Werte δ_{e_1}, δ_{e_2} und δ_{e_1}'.

Zahlentafel 2.

Durchbiegungen δ_e infolge Einspannung in $^1/_{10\,000}$ cm.

P	bei eingebauten Meßbolzen an Stelle der Schrauben S_1			nach Auswechslung der Meßbolzen durch Schrauben S_1		
kg	δ_{e_1}	δ_{e_2}	$\delta_{e_1'}$	δ_{e_1}	δ_{e_2}	$\delta_{e_1'}$
400	273	346	262			
800	415	533	430	426	548	416
1200	508	630	516			
1600	540	678	568			
2000	592	771	634	480	601	489
2400	402	539	470			
2800	713	939	777			
3500	859	1109	916			
4200	1012	1272	1027	849	1030	827
5000	1153	1455	1164			
6000	1313	1680	1328	1027	1337	1076
8000	1594	1980	1570			

Aus den beiden Zahlentafeln geht hervor, daß nach Auswechslung der Meßbolzen durch die Schrauben S_1 die Durchbiegungen δ größer und demgemäß die Werte δ_e entsprechend kleiner werden. Dies erklärt sich ohne weiteres dadurch, daß infolge der vorausgegangenen Vorbelastung die gleitende Reibung an den Schrauben S_3 und S_4 bereits überwunden war. Zudem hatten die Meßbolzen größeren Querschnitt als die Schrauben S_1, ihre Dehnungen waren mithin kleiner, und die Einspannung der Träger wurde größer. Schließlich ist auch zu erinnern, daß nach Zahlentafel 1 die Messungen bei 2000, 4200 und 6000 kg Belastung sich auf Gesamt-Durchbiegungen beziehen.

Aus den Gleichungen (1), (2) und (3) wurden die Stützenmomente (Einspannungsmomente) jeweils für die Werte (δ_{e_1} und δ_{e_2}) und (δ_{e_2} und δ_{e_1}) errechnet und in Zahlentafel 3 zusammengestellt, wobei zugleich auch die Mittelwerte für M_I und M_I errechnet sind.

Setzt man nun M_2 das Feldmoment in der Mitte des untersuchten Trägers

$$M_2 = \frac{Pl}{x}, \qquad x = \frac{Pl}{M_2}$$

und für den einfachen frei drehbar gelagerten Balken entsprechend:

$$M_{0_2} = \frac{Pl}{x_0},$$

wo $x_0 = 6$ (für unseren Belastungsfall), so gibt der Wert $\frac{x}{x_0}$ einen Maßstab für die vorhandene Einspannung.

Mit Bezug auf Abb. 5 errechnet sich M_2 zu:

$$M_2 = M_{0_2} - \frac{M_I + M_{II}}{2}.$$

Das Verhältnis $\frac{x}{x_0}$ läßt sich dann ohne weiteres ermitteln, und die Werte für die einzelnen Laststufen sind der Zahlentafel 3 ebenfalls beigefügt.

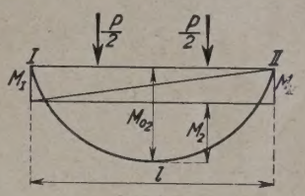


Abb. 5.

B. Die Verschiebungen in den Anschlüssen.

Die Verschiebungen der Winkel W gegen den Träger T wurden in wagerechter Richtung (e_3 und e_4) und in senkrechter Richtung (e_5) beiderseits der Anschlüsse des mittleren Trägers gemessen (Abb. 6).

Die Verdrehung des Anschlußwinkels W gegen den Träger T wird dann aus folgenden Beziehungen gewonnen:

Für das linke Auflager I: $\operatorname{tg}\alpha_w = \frac{e_3 + e_4}{10}$.

„ „ rechte „ II: $\operatorname{tg}\alpha_w' = \frac{e_3' + e_4'}{10}$.

Die senkrechten Verschiebungen ergeben sich ohne weiteres aus den gemessenen Werten e_5 und e_5' für die Auflager I und II.

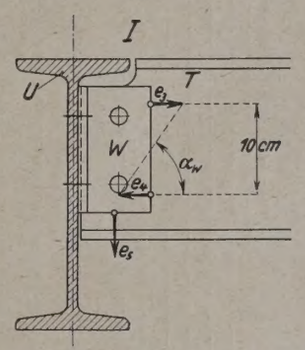


Abb. 6.

C. Dehnungen der Meßbolzen.

Die Messungen müssen als verfehlt bezeichnet werden, weil die angezeigten Dehnungen nur einen Bruchteil der nach den Messungen zu erwartenden betragen. Beispielsweise würden die bei der Belastung P = 5000 kg angezeigten Dehnungen der Meßbolzen Zugkräften $Z_1 = 353$ kg am Auflager I und $Z_1' = 253$ kg am Auflager II entsprechen. Aus den Einspannungsmomenten für diesen Belastungsfall errechnen sich diese Kräfte jedoch zu $Z_1 = 3610$ kg und $Z_1' = 3840$ kg.

Zahlentafel 3.

Einspannungsmomente M_I und M_{II} in cmkg (aus Beobachtungswerten errechnet).

P	Bei eingebauten Meßbolzen anstelle der Schrauben S_1							Nach Auswechslung der Meßbolzen durch die Schrauben S_1						
	M_I			M_{II}				M_I			M_{II}			
	Ermittelt aus:		Mittelwert	Ermittelt aus:		Mittelwert	$\frac{x}{x_0}$	Ermittelt aus:		Mittelwert	Ermittelt aus:		Mittelwert	$\frac{x}{x_0}$
kg	δ_{e_1} u. δ_{e_2}	δ_{e_2} u. $\delta_{e_1'}$		δ_{e_1} u. δ_{e_2}	δ_{e_2} u. $\delta_{e_1'}$			δ_{e_1} u. δ_{e_2}	δ_{e_2} u. $\delta_{e_1'}$		δ_{e_1} u. δ_{e_2}	δ_{e_2} u. $\delta_{e_1'}$		
400	— 13493	— 9874	— 11684	— 7267	— 10886	— 9077	1,64							
800	— 19471	— 8954	— 14213	— 11980	— 23026	— 17503	1,45	— 19858	— 15392	— 17625	— 13022	— 17488	— 15255	1,52
1200	— 27156	— 8748	— 17952	— 10644	— 29152	— 19898	1,36							
1600	— 27636	— 6408	— 17022	— 13044	— 34272	— 23658	1,27							
2000	— 26196	— 10110	— 18153	— 20064	— 36150	— 28107	1,24	— 24812	— 9115	— 33927	— 12248	— 26945	— 19597	1,18
2400	— 15502	— 722 ?	—	— 16838	— 31618	— 24228	—							
2800	— 30009	— 11163	— 20586	— 28331	— 45177	— 36754	1,21							
3500	— 39451	— 13580	— 26516	— 27089	— 52960	— 40025	1,19							
4200	— 51588	— 21214	— 36401	— 24732	— 55106	— 39919	1,18	— 48773	— 18241	— 33507	— 36727	— 43559	— 40143	1,17
5000	— 57921	— 26772	— 42347	— 29379	— 60528	— 44954	1,17							
6000	— 62541	— 34704	— 48623	— 38259	— 66069	— 52178	1,16	— 66188	— 23084	— 44636	— 24032	— 57136	— 41084	1,14
8000	— 84738	— 39750	— 62244	— 34062	— 79050	— 56556	1,14							

Diese erheblichen Unterschiede sind vermutlich so zu erklären, daß die mittels Schraubenschlüssels fest angezogenen Meßbolzen sich erst nach Überwindung der Anfangsspannung gedehnt haben. Zu den aus den angezeigten Dehnungen ermittelten Zugkräften müßten mithin noch die durch das Anziehen der Schrauben hervorgerufenen unbekannten Zusatzkräfte zugeschlagen werden.

D. Die Bruchlast.

Bei einer Belastung von 10 860 kg bog der in Abb. 2 links befindliche äußere Träger seitlich aus und verdrehte sich gleichzeitig unter dem Einfluß der im oberen Flansch wirkenden Druckkräfte. Die Belastung der beiden anderen Träger wurde daher bei 11 000 kg abgebrochen. Um Beschädigungen vorzubeugen, wurden die Meßapparate beim Erreichen einer Belastung von 6000 kg abgebaut.

E. Auswertung der Versuchsergebnisse.

1. Die tatsächlich wirkenden Biegungsmomente.

In Abb. 7 sind in Abhängigkeit von den Belastungen bei eingezogenen Meßbolzen sowohl als auch bei eingezogenen

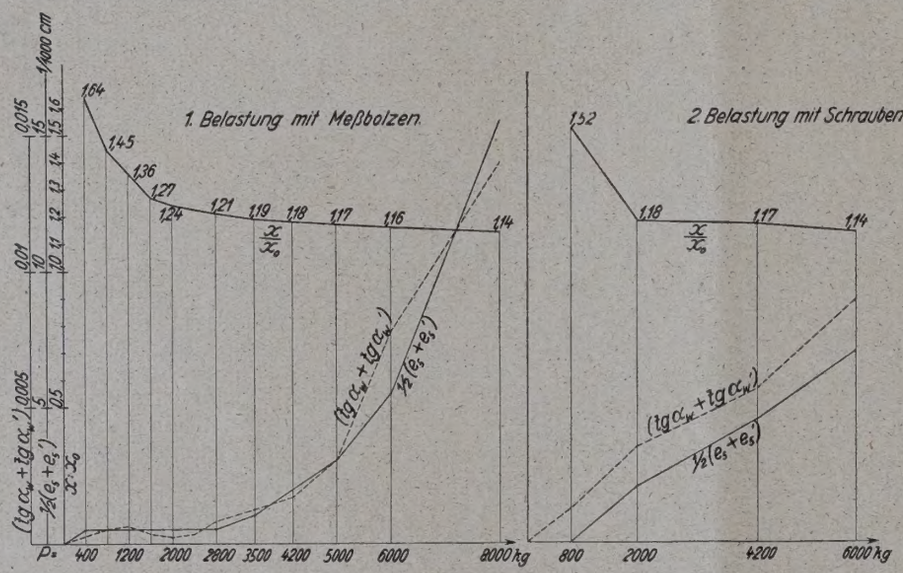


Abb. 7.

Schrauben S_1 als Schaulinien folgende Werte aufgetragen:

a) die in Zahlentafel 3 enthaltenen Werte $\frac{x}{x_0}$ als kräftig ausgezogene Linie,

b) die halbe Summe der senkrechten Verschiebungen der Anschlußwinkel W gegen die Trägerstege T, also die Senkung der Trägermitte $\frac{e_5 + e_5'}{2}$ als dünn ausgezogene Linie,

c) die Summe der Verdrehungen der Anschlußwinkel W gegen die Längsträgerstege T $(\operatorname{tg}\alpha_w + \operatorname{tg}\alpha_w')$ als dünn gestrichelte Linie.

Bei der ersten Belastung fällt der Wert $\frac{x}{x_0}$ bis etwa P = 2800 kg von 1,64 – 1,21 steil ab, um dann bei höheren Laststufen in eine schwach geneigte, von einer geraden wenig abweichende Linie überzugehen. Bis P = 2800 kg bleiben die Verdrehungen der Stabenden und die senkrechten Verschiebungen der Anschlußwinkel gering und ändern sich nur wenig. Dann aber scheint die gleitende Reibung bei den Schrauben S_3 und S_4 überwunden zu sein und bei beiden Werten setzt ein starkes Anwachsen ein. Der Verlauf der drei Schaulinien zeigt mithin recht gute Übereinstimmung.

Bei der zweiten Belastung tritt der Übergang der $\frac{x}{x_0}$ - Linie in eine schwache Neigung bereits bei etwa P = 2000 kg ein, während die Verdrehungen der Stabenden und die senkrechten Verschiebungen der Anschlußwinkel von vornherein stark anwachsen. Auch diese Schaulinien stimmen gut miteinander überein, und ihr Verlauf erklärt sich von selbst dadurch, daß schon bei der ersten Belastung die gleitende Reibung bei den Schrauben S_3 und S_4 überwunden war.

In bezug auf die Einspannung dürften die Verhältnisse bei der ersten Belastung ungefähr praktisch vorkommenden Fällen entsprechen, während sich die zweite Belastung etwas ungünstiger gestaltet wegen der vorausgegangenen hohen Vorbelastung. Den weiteren Betrachtungen soll ungeachtet dessen der ungünstigere, zweite Belastungsfall zugrunde gelegt werden.

Für $\sigma = 1200$ kg/cm² zulässige Beanspruchung wird die Gebrauchslast:

$$P = \frac{1200\,W \cdot 6}{l} = \frac{1200 \cdot 214 \cdot 6}{360} = 4280 \text{ kg}.$$

Durch Interpolation der Werte zwischen 4200 und 6000 kg Belastung erhält man nach Abb. 7 für die Gebrauchslast:

$$\frac{x}{x_0} = 1{,}17 - \frac{1{,}17 - 1{,}14 \cdot 80}{1800} = 1{,}1687.$$

Rechnet man für gleichförmig verteilte Belastung:

$$M_0 = \frac{P\,l}{8},$$

so wäre nach unseren Versuchsergebnissen das tatsächlich auftretende Feldmoment:

$$M_2 = \frac{P\,l}{8 \cdot 1{,}1687} = \underline{\frac{P\,l}{9{,}35}}.$$

Nimmt man die Streckgrenze des Materials mit $\sigma_s = 2400$ kg/cm² an, so würde die rechnungsmäßige Belastung an der Streckgrenze P = 8560 kg betragen.

Durch Extrapolation findet man aus Abb. 7:

$$\frac{x}{x_0} = 1{,}14 - \frac{0{,}03 \cdot 2560}{1800} = \text{rd. } 1{,}1,$$

$$M_2 = \frac{P\,l}{8 \cdot 1{,}1} = \underline{\frac{P\,l}{8{,}8}},$$

und die Sicherheit wird mithin:

$$\nu = \frac{2400 \cdot 8{,}8}{1200 \cdot 8} = \underline{2{,}2 \text{ fach}}.$$

2. Die Beanspruchung der Schrauben S_1 und S_2.

Nach Zahlentafel 3 errechnen sich die Einspannungsmomente bei der Gebrauchslast durch Interpolation zu:

$$M_I = -33\,507 + \left(-\frac{11\,129 \cdot 80}{1800}\right) = -34\,003 \text{ cmkg};$$

$$M_{II} = 40\,143 + \left(-\frac{941 \cdot 80}{1800}\right) = -40\,184 \text{ cmkg}.$$

Die Auflagerdrucke errechnen sich dann zu:

$$A_I = 2140 - \frac{40\,184 - 34\,003}{360} = 2123 \text{ kg};$$

$$A_{II} = 2140 + \frac{40\,184 - 34\,003}{360} = 2157 \text{ kg}.$$

Bei 2,85 cm² Schaftquerschnitt wird die Scherbeanspruchung der Schrauben mithin:

$$\tau_I = \frac{2123}{4 \cdot 2{,}85} = 186 \text{ kg/cm}^2;$$

$$\tau_{II} = \frac{2157}{4 \cdot 2{,}85} = 189 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit Bezug auf das eingangs Gesagte und auf Abb. 1 wird:

$$M = Z_1 b + Z_2 c$$
$$(b = 10{,}5 \text{ cm},\ c = 3{,}5 \text{ cm}).$$

Die in den Schrauben S_1 und S_2 wirkenden Zugkräfte ermitteln sich zu:

$$Z_{1_I} = \frac{34\,003}{11{,}667} = 2915 \text{ kg}, \qquad Z_{1_{II}} = \frac{40\,184}{11{,}667} = 3442 \text{ kg}.$$

Der Querschnitt im Kerndurchmesser der Schrauben ist 1,961 cm². Die größte Zugbeanspruchung der Schrauben S_1 wird mithin:

$$\sigma = \frac{3442}{2 \cdot 1{,}961} = 878 \text{ kg/cm}^2$$

und hält sich in zulässigen Grenzen. Die ungünstigste Hauptspannung ergibt sich für die Schrauben S_1 am Auflager II zu:

$$\sigma_1 = 0{,}35 \cdot 604 + 0{,}65 \sqrt{604^2 + 4 \cdot 189^2} = \underline{675 \text{ kg/cm}^2}.$$

Hierbei ist, da in den gleichzeitig auf Abscheren und Zug beanspruchten Querschnitten auch für die Zugkräfte der volle Schaftdurchmesser mit 2,85 cm² wirksam ist,

$$\sigma_s = \frac{3442}{2 \cdot 2{,}85} = 604 \text{ kg/cm}^2$$

als Zugspannung eingeführt.

3. Die Beanspruchung der Schrauben S_3 und S_4.

Auch für diese Schrauben ergeben sich am Auflager II die größten Kräfte. Für die Gebrauchslast war der größte Auflagerdruck:

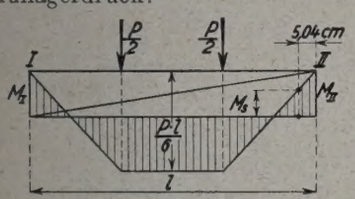


Abb. 8.

$$A_{II} = 2157 \text{ kg}.$$

Die eingangs angegebene Beziehung für die Ermittlung der resultierenden Scherkraft kommt jetzt nicht mehr in Frage, da die Längsträger nicht frei drehbar gelagert sind, vielmehr ist das dabei durch den Versuch ermittelte tatsächlich wirkende Moment zu berücksichtigen. Die Schrauben S_3 und S_4 befinden sich in 5,04 cm Abstand von Auflagermitte. Mit Bezug auf Abb. 8 wird das von den Schrauben S_3 und S_4 aufzunehmende Moment:

$$M_{s_{II}} = \frac{M_I \cdot 5{,}04}{l} + \frac{M_{II}(l - 5{,}04)}{l} - \frac{P}{2} \cdot 5{,}04 = 29\,271 \text{ cmkg}.$$

Für jede der beiden Schrauben wird die wagerecht wirkende Teilkraft aus diesem Moment:

$$\frac{29\,271}{(b - c)} = 4182 \text{ kg}.$$

Die größte resultierende Scherkraft für jede Schraube wird mithin:

$$\sqrt{\left(\frac{2157}{2}\right)^2 + 4182^2} = 4319 \text{ kg}.$$

Für die Aufnahme dieser Kraft kommen zwei Scherquerschnitte von je 2,85 cm² in Betracht.

Die größte Scherbeanspruchung der Schrauben wird mithin:

$$\tau = \frac{4319}{2 \cdot 2{,}85} = \underline{758 \text{ kg/cm}^2}.$$

Zusammenfassung der Ergebnisse.

1. Da bei der Herstellung der Trägeranschlüsse genau wie bei praktisch vorkommenden Fällen verfahren und keine größere Sorgfalt aufgewendet war, können die vorstehend angeführten Ergebnisse der Versuche ohne weiteres auf praktische Fälle übertragen werden.

2. Auch bei den bisher üblichen einfachen Trägerverbindungen mittels Winkeleisen und Schrauben tritt eine mäßige Einspannung der angeschlossenen Träger ein. Diese Einspannung erhöht die Tragfähigkeit der Träger in der Nähe der Gebrauchslast um mindestens 10%. Vermutlich wird auch die Bruchlast in ähnlichem Maße erhöht. Die beim Versuch ermittelte Bruchlast entspricht zwar einer rechnungsmäßigen Trägerbeanspruchung von nur:

$$\frac{10\,860 \cdot 360}{214 \cdot 6} = 3040 \text{ kg}.$$

Es ist dabei aber zu bedenken, daß die Träger infolge der in ihren Obergurtungen wirkenden Druckkräfte bei dem Versuch frei ausknicken konnten, während sie bei praktischen Ausführungen i. d. R. in der Deckenfüllung fest eingebettet sind oder durch den Belag gehalten werden.

3. Die in den Schrauben wirkenden Zug- und Scherbeanspruchungen bleiben innerhalb zulässiger Grenzen. Auch bei der Verwendung ungleichschenkeliger Anschlußwinkel werden die Verhältnisse voraussichtlich nicht ungünstiger; denn neben dem Auflagerdruck sind es die Einspannungsmomente, welche den Hauptanteil dieser Beanspruchungen liefern. Die Einspannungsmomente sind aber — wie aus Abb. 7 zu ersehen ist — hauptsächlich von der ausgleichenden Wirkung und Beanspruchung der Schrauben abhängig. Bei genieteten Anschlüssen werden die Beanspruchungen ungünstiger, einmal, weil dann die Verbindung bei S_3 und S_4 erheblich starrer wird, außerdem aber, weil bei Nieten Zugbeanspruchungen nicht so gut aufgenommen werden können. Schraubenverbindungen sind mithin bei solchen Verbindungen für Hochbaukonstruktionen vorzuziehen.

4. Die in einer früher veröffentlichten Abhandlung von Trüb*) gezogenen Schlußfolgerungen sind daher durchaus berechtigt, wenngleich dort auf die auch bei Nietverbindungen eintretende Gleitung keine Rücksicht genommen ist.

*) „Der Bauingenieur" 1926, S. 84 ff.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 195.)

I. Das Material:
Auswahl und Prüfung der Zuschlagstoffe, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons.

Man hat in Nordamerika schon vor mehr als einem Jahrzehnt auf Grund verschiedener unliebsamer Erfahrungen erkannt, daß der Materialfrage im Beton- und Eisenbetonbau eine zu geringe Aufmerksamkeit zugewandt wurde. Den Anstoß zu großzügigen Untersuchungen gab die Vereinigung der Portlandzementfabrikanten, die es eingesehen hat, daß die Materialfrage sehr häufig Ursache zu Klagen über den Portlandzement gegeben hat, auch in Fällen, wo dieser nicht die Ursache war.

Prof. Abrams, der frühere Assistent von dem durch einige Forschungsarbeiten bekannten Prof. Talbot, leitete vor etwa 10 Jahren, mit reichlichen Mitteln der Vereinigung ausgestattet, eine stattliche Reihe von Untersuchungen ein, deren Ergebnisse bald nach dem Kriege bei uns bekannt wurden. Wie mir mitgeteilt wurde, waren die Führer der Zementindustrie durchaus nicht beglückt, als die ersten Ergebnisse vorlagen. Später, als man infolge der Forschungsergebnisse die Möglichkeit hatte, gewisse Mängel ganz oder teilweise abzustellen, haben sie erkannt, daß dadurch den eigenen Interessen und denen der Allgemeinheit besser gedient war als durch die Verheimlichung von Fehlern.

Was die Bindemittel betrifft, so darf darauf hingewiesen werden, daß man in Nordamerika nur den gewöhnlichen Portlandzement anwendet, dessen Prüfung nach den amerikanischen Normen von unserer abweicht. Vom hochwertigen Portlandzement hört man noch nichts, obgleich das Bedürfnis hierfür besteht, und die Verbraucher dies schon wiederholt zum Ausdruck gebracht haben. Der Fall liegt ähnlich, wie er während und nach der Kriegszeit bei uns lag.

Bei dem großen Verbrauch von Zement ist die Industrie in der Lage zu verkaufen, was sie fabrizieren kann. Bei der Erzeugung von 150 Mill. Faß im Jahr sind die Einnahmen sehr groß und die Zementindustrie gehört daher zu den reichsten und mächtigsten. Das Interesse an der Einführung neuer Fabrikate, die durch die Umstellung der Betriebe mit Mehrkosten verbunden sein würden, ist daher gering.

Wir wissen aus eigener Erfahrung, daß in Zeiten mit günstigen Absatzmöglichkeiten das Interesse der Fabrikanten für Neuerungen nicht sehr groß ist. Es ist jedoch zu erwarten, daß das in Nordamerika für unsere Erfahrungen mit hochwertigem Portlandzement erwartete Interesse in absehbarer Zeit einen ähnlichen Umschwung herbeiführen wird, wie bei uns vor nicht gar langer Zeit.

Über die Güte der Zementfabrikate hört man verschiedene Ansichten. Der Leiter einer sehr großen Bauunternehmung erzählte mir, daß man, um sich von der Gleichmäßigkeit eines Zementes zu überzeugen, der an einer sehr großen Baustelle angewandt wurde, Proben zur Untersuchung an eine Reihe von Prüfanstalten versandt habe. Das Ergebnis war, daß auch nicht zwei Ergebnisse gleich waren, was z. T. auf die Methode der Normenuntersuchungen, z. T. aber auch darauf zurückzuführen ist, daß in manchen Gegenden die für die Prüfung notwendigen gleichbleibenden Temperaturen nicht zu erzielen sind.

Man darf aus diesem Beispiel nicht etwa schließen, daß der Zement schlecht war. Im allgemeinen ist der amerikanische Portlandzement gut, und es gibt Fabrikate, die sehr hohen Anforderungen gerecht werden.

Von den hochwertigen Zementen ist in den letzten zwei Jahren nur der Tonerdezement (lumnit cement) in einer einzigen Fabrik hergestellt worden. Wie bei uns wird die Anwendung dadurch erschwert, daß der Preis für den Tonerdezement ein 3—4faches des gewöhnlichen Portlandzements beträgt. Die Ursache ist die gleiche, daß der zur Herstellung notwendige Bauxit an einer einzigen Stelle in Nordamerika sehr weit von der Fabrik zu finden ist, und die Transportkosten die Fabrikation noch mehr verteuern würden, als der aus Jugoslavien eingeführte Bauxit. Man muß ferner bedenken, daß die Transportkosten im eigenen Lande wegen der oft sehr großen Strecken das Fabrikat noch mehr verteuern, während man guten Portlandzement überall aus nicht allzu großen Entfernungen ohne Schwierigkeiten erhalten kann. Ob der Tonerdezement die gleiche Entwicklung nehmen wird wie z. B. in Frankreich, bleibt eine offene Frage. Auf Seiten der Portlandzementfabriken scheint außerdem keine große Neigung zu bestehen, ein neues Fabrikat in den Handel zu bringen, das u. U. den Absatz des gewöhnlichen Portlandzements benachteiligen könnte.

Da man aus den Fehlern erkannt hat, daß zur Herstellung von gutem Beton guter Zement allein nicht genügt, hat man sich daher den vorhin erwähnten Betonuntersuchungen zugewendet. Das große Verdienst von Prof. Abrams liegt nicht etwa in der Aufstellung von Formeln für die Vorausbestimmung der Festigkeit eines guten Betons. Dies möge wiederholt festgestellt werden, da in der Literatur bei uns und in der Schweiz in neuerer Zeit der Versuch gemacht wird, alte und neue Formeln anderer Forscher dagegen abzuwägen. Wenn die alten Formeln Ferets und Talbots für die Festigkeit eines erdfeuchten Betons auf Grund der Hohlraumtheorie eine gewisse Berechtigung hatten, so kann ich die Notwendigkeit für die Aufstellung neuer Formeln nicht einsehen.

Sollte es denn nicht genügen, bei größeren Bauwerken unter Berücksichtigung aller Möglichkeiten für die Beschaffung des Zuschlagsmaterials die günstigsten Bedingungen durch Beurteilung der Siebanalysen zu schaffen?

Sollte es ferner nicht genügen, unter diesen Voraussetzungen durch Konsistenzproben den geeigneten Wasserzusatz zu ermitteln? Dabei ist zu bedenken, wie sehr dieser von der Zusammensetzung des Sandes abhängt.

Sollte es schließlich nicht genügen, auf Grund dieser Vorversuche die obersten und untersten Grenzen für die möglichen Festigkeiten zu bestimmen und die Beanspruchung zweckmäßig den unteren Festigkeitsgrenzen anzupassen?

Dazu bedarf es m. E. keiner Formeln, die nur zu einer Schematisierung führen, und die niemals einen exakten Ausdruck für die möglichen Festigkeiten eines Materials geben können, dessen Güte von so vielen veränderlichen und voneinander abhängigen Größen beeinflußt wird.

Das Verdienst von Abrams liegt darin, daß er die Bedeutung des Wasserzementfaktors (Verhältnis von Wasser: Zement) auf die Güte von Beton klargestellt hat. Es ist auch

Abb. 1a.
Anfuhr von ausgesiebtem Zuschlagmaterial, Exchequer.

sein Verdienst, daß man heute in den Vereinigten Staaten keinen Betonfachmann, keinen Ingenieur und keinen Unternehmer, der mit dem Betonbau zu tun hat, nicht einmal einen Polier trifft, der etwa mitleidig lächelt, wenn man von der Notwendigkeit einer guten Kornzusammensetzung spricht. Alle wissen, daß davon die Güte des Betons entscheidend beeinflußt wird. Kein Kieslieferant dürfte es daher wagen, ein Material anzubieten, wie man es leider noch heute vielfach auf unseren Baustellen sieht.

Es gibt wohl keine größere Baustelle in den Vereinigten Staaten, wo nicht das ausgesiebte Zuschlagsmaterial, nach den verlangten Kornabstufungen getrennt, an die Baustelle gebracht wird. Entweder der Kieslieferant oder die Baufirma richten die Gewinnungsstelle so ein, daß das Material gebrauchsfertig abgefahren werden kann.

Ein Beispiel dieser Art ist in beistehender Abb. 1a zu ersehen, das uns zeigt, wie das etwa 20 Meilen von der Baustelle im Fluß gewonnene Kiessandmaterial in besonderen abgemessenen Kastenwagen, nach Korngrößen verteilt, der Baustelle zugeführt wird.

In den von den Behörden und von den beratenden Ingenieuren bei Beton- und Eisenbetonbauwerken herausgegebenen Bestimmungen fehlen auch nicht die Vorschriften, wie das Material auszuwählen, zu verarbeiten und nach der Verarbeitung zu behandeln ist.

Ein Beispiel dieser Art aus dem Straßenbau sei im folgenden im Auszug wiedergegeben:

Der Unterschied zwischen Fein- und Grobgemisch wird wie folgt festgelegt:

„Für das Feingemisch wird verlangt, daß es aus Sand bestehen soll, der sich aus reinem, hartem und dauerhaftem Korn zusammensetzt, ohne jede Schmutzhaut, frei von Erdklumpen oder gefrorenem Material und frei von weichen, flockigen organischen und anderen schädlichen Bestandteilen. Es soll gut abgestuft sein und soll, im Laboratorium der Siebanalyse unterworfen, folgenden Bedingungen entsprechen:

Durchgang durch das Sieb mit 6 mm Maschenweite	100%
Rückstand auf dem Sieb mit 1 mm Maschenweite nicht weniger als	20%
Durchgang durch das gleiche Sieb nicht weniger als	40%
Durchgang durch das Sieb mit 0,3 mm Maschenweite nicht weniger als	20%
Durchgang durch das Sieb mit 0,15 mm Maschenweite nicht mehr als	6%

Das Feinmaterial soll ferner nicht mehr als 3 Gewichtsprozent von Ton und Schlamm enthalten und soll so beschaffen sein, daß der Mörtel im Verhältnis von 1 Teil Zement zu 3 Teilen Feinmaterial in jedem Alter (aber nicht über 28 Tage) geprüft eine Festigkeit von mindestens 100% des unter den gleichen Verhältnissen hergestellten Normenmörtels aufweist.

Das Grobgemisch soll aus reinem, hartem, dauerhaftem und gleichmäßigem Schotter oder Kiessand bestehen und darf nicht ein Übermaß von weichem, flachem oder länglichem Korn aufweisen.

Von der Siebanalyse wird verlangt, daß sie, je nach dem Mischungsverhältnis, folgende Forderungen erfüllt: Bei einer zweifachen Betonlage gilt für das Grobmaterial der Bodendecke:

Durchgang durch das Sieb mit 51 mm Maschenweite	100%
Rückstand auf dem Sieb mit 51 mm Maschenweite	2—10%
Durchgang durch das Sieb mit 13 mm Maschenweite nicht weniger als	10%
Durchgang durch das Sieb mit 6 mm Maschenweite nicht weniger als	10%
Für die Abnutzungs- oder Tragdecke 1:2:4	
Durchgang durch das Sieb mit 38 mm Maschenweite	100%
Rückstand auf dem Sieb mit 32 mm Maschenweite	1—10%
Durchgang durch das Sieb mit 6 mm Maschenweite	2—8%

Das Grobmaterial 1:2½:5 und 1:3:6 soll aus Kies oder Schotter, ähnlich wie bei 1:2:4, bestehen. Die Siebanalyse verlangt:

Durchgang durch das Sieb mit 64 mm Maschenweite	100%
Rückstand auf dem Sieb mit 57 mm Maschenweite	1—10%
Durchgang durch das Sieb mit 6 mm Maschenweite	2—8%

Ungesiebter Schotter soll nicht verwendet werden.

Außerdem verlangt die Vorschrift Härte- und Abnutzungsversuche für das gröbere Zuschlagsmaterial.

Das Fein- und Grobmaterialgemisch soll in entsprechenden Kisten oder in Schiebekarren von bestimmtem Fassungsraum abgemessen werden, die vor dem Einbringen abzustreichen sind.

Die Zubereitung des Betons soll in einer Mischmaschine erfolgen, die so entworfen und bedient wird, daß die Durchmischung des Materials gesichert ist und die Konsistenz des Betons gleichbleibt. Die Materialien sollen in der Mischtrommel nicht weniger als 1 Minute bleiben; während dieser Zeit soll die Trommel nicht weniger als 14 oder mehr als 20 Umdrehungen in der Minute machen.

Der Beton soll schnellstens nur auf erdfeuchter Unterlage aufgelegt und soll in erforderlicher Tiefe für die ganze Weite bzw. einen Abschnitt der Decke durch Schaufeln verteilt werden. Rechen sollen beim Einbringen des Betons nicht zugelassen werden.

Unmittelbar nach dem Einbringen des Betons soll die Decke abgestrichen und durch eine Maschine von einer durch den bauleitenden Ingenieur zugelassenen Type gestampft werden.

Nachdem der Beton gut abgestrichen ist, soll er mit einer Handmetallwalze gewalzt werden, indem die Walze sich von einem Rand der Decke zum andern hin- und herbewegt, bis das Überschußwasser nicht mehr an die Oberfläche gelangt. Die Handwalze soll eine glatte Oberfläche bis 2 m Länge und nicht weniger als rd 30 cm Durchmesser haben. Sie soll nicht weniger als 60 oder mehr als 100 engl. Pfund wiegen, und der Druck der Walze auf der Decke soll gleichmäßig sein.

Die vollendete Decke soll frei von Hohlräumen oder offenen Stellen sein. In keinem Querprofil darf sie tiefer als 6 mm unter einer Schablone liegen, die der Straßenkrone entsprechend geformt auf die Decke gelegt wird. Ferner soll keine Stelle mehr als 6 mm unter einer gestreckten Latte von 10 Fuß Länge liegen, die auf der Decke parallel der Mittellinie der Straße angelegt wird.

Zum Schutze der Betondecke soll die Oberfläche mit Wasser besprengt werden, sobald der Beton genügend erhärtet ist, und soll naß gehalten werden, bis eine Erdüberdeckung aufgebracht ist. Sobald es ohne Schädigung des Betons möglich ist, wird die Oberfläche mit nicht weniger als 5 cm Erde oder anderem Material, welches einen gleich guten Schutz gewährt, bedeckt. Die Erde muß durch 2 Wochen feucht gehalten werden. Am Ende der zweiten Woche darf die Erde entfernt werden. Evtl. kann der Bauleiter die Abdeckung des frisch aufgebrachten Betons durch Segeltuch verlangen, bis die Erdüberdeckung vorgenommen werden kann.

Unter den allergünstigsten Bedingungen für das Erhärten bei warmem Wetter soll die Betondecke für 28 Tage dem Verkehr entzogen bleiben. Bei kaltem Wetter kann der Bauleiter diesen Zeitraum verlängern.

Wenn während der Betoneinbringung oder während des Abbindens die Temperatur am Tage unter 50° Fahrenheit (etwa 8° C) fällt, soll Besprengen und Bedecken des Betons nach Weisung des Ingenieurs erlaubt sein.

Bei Frost soll der Beton weder gemischt noch eingebracht werden. In keinem Fall darf der Beton auf gefrorener Unterlage aufgebracht werden."

Man beachte bei diesen Vorschriften insbesondere die Angabe für die als notwendig erkannte weitgehende Nachbehandlung des Betons.

Ähnliche Beispiele könnten aus allen Gebieten des Bauingenieurwesens mitgeteilt werden. Die sehr lehrreichen Erfahrungen an Fehlern oder Schäden im Straßenbau haben zwar den Anstoß gegeben zu der gegenüber der Vorkriegszeit weit sorgfältigeren Behandlung der Materialfrage. Aber sind denn bei der Behandlung von Brückenfahrbahnen oder großen zusammenhängenden Flächen wie bei Talsperren nicht dieselben Erscheinungen infolge Schwind- und Temperatureinflüssen zu erwarten wie bei Betonstraßendecken?!

Mit der Notwendigkeit, gutes, gleichmäßiges Material zu verarbeiten und entsprechend zu kontrollieren, ergab sich die Forderung nach Laboratorien. Eine Baustelle ohne ein wenigstens für die Bedürfnisse der laufenden Prüfungen genügend eingerichtetes Laboratorium kann man sich daher kaum noch vorstellen.

Als ich auf meiner Reise im Westen eine Baustelle aufsuchte, bei der Erdaushübe und Felssprengungen für die Errichtung einer sehr großen Bogenstaumauer (sie wird als die

zur Zeit größte gerühmt) im Gange waren, konnte ich bereits das vollständig eingerichtete Laboratorium besichtigen, auf das der bauleitende Ingenieur mit besonderem Stolz hinwies. Es war ein gut eingerichtetes Laboratorium mit Möglichkeiten für die fortlaufenden Prüfungen von Zement, mit Siebeinrichtungen für Analysen des Zuschlagsmaterials, mit Konsistenzprüfungen und den für die Festigkeits- und Wasserdichtigkeitsprüfungen erforderlichen Maschinen und Geräten.

Die Bedeutung der Baustellen-Laboratorien sollte nicht unterschätzt werden, wenn man auch dort in der Regel auf systematische Untersuchungen wie im Forschungslaboratorium wird verzichten müssen. Will man aber die Güte und im besonderen die Gleichmäßigkeit des Materials gewährleisten, so sind die laufenden Untersuchungen des Rohmaterials sowohl als auch des verarbeiteten Materials unentbehrlich. Dazu gehört ein Laboratorium unter Leitung eines mit dem Material und dessen Prüfung vertrauten Ingenieurs.

Bezüglich der Mischmaschinen ist zu bemerken, daß sie alle sehr leicht gebaut sind, um die Transportkosten zu verringern und den Transport zu erleichtern. Um die Mischdauer zu regulieren, sind nicht selten automatische Einrichtungen geschaffen, die es dem Maschinisten nicht gestatten, vor Ablauf einer gewissen Zeit (1—1½ Minuten) den Hebel zu bewegen, der die Maschine entleert. Im allgemeinen herrscht das Bestreben, den Bau der Mischmaschinen so zu gestalten, daß die einzelnen Teile normiert und leicht auswechselbar sind.

Bis vor nicht zu langer Zeit haben verschiedene große und kleine Fabriken Mischmaschinen aller Art auf den Markt gebracht, so daß es für den Unternehmer schwer war, die richtige Auswahl zu treffen. Obgleich die im starken Wettbewerb stehenden Fabriken sich sträubten, wurden sie durch die Vereinigung der Bauunternehmer gezwungen, normierte Typen zu schaffen und nur bestimmte Größen herzustellen. Aus diesem Grunde wird man bei den vielerlei Maschinen, die auf den Markt kommen, in den Konstruktionseinzelheiten selten wesentliche Unterschiede erkennen.

(Die Veränderungen in der Verarbeitung des Betons werden in dem nächsten Abschnitt im Zusammenhang mit der Mechanisierung und Normung besprochen werden.)

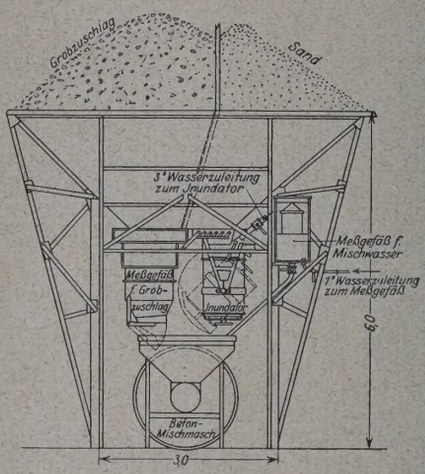
Die allgemein übliche nasse Verarbeitung des Betons und die Einführung des Gußbetons haben zu Mißständen geführt. Die Neigung, bei nasser Verarbeitung mehr Wasser als unbedingt notwendig zuzusetzen, liegt nahe. Man begegnet ihr auch bei uns seit der Zeit, wo man sich zu nicht trockener Verarbeitung entschlossen hat. Aus diesem Grunde haben sich Fehler eingestellt, die nicht nur bei uns, sondern auch in den Vereinigten Staaten den Anlaß zur Bekämpfung der Gußbetonweise gegeben haben, obgleich die Erfahrung lehrt, daß man sich bei richtiger Bemessung des Wasserzusatzes vor Mißerfolgen schützen kann. Man darf nur dem Grundsatz nicht untreu werden, dem Beton nicht mehr Wasser zuzusetzen, als für seine Verarbeitung unbedingt erforderlich ist, weil sonst nicht nur Elastizität und Festigkeit, sondern auch die Wasserdichtigkeit ungünstig beeinflußt werden.

Bei der Verarbeitung von Beton wird nur selten berücksichtigt, daß der Sand selbst an trockenen Tagen je nach den Lagerungsbedingungen Wasser bis zu 6 und mehr Gewichtsprozenten enthalten kann. Außerdem wird die für das Betongefüge so schädliche Klumpenbildung des Sandes durch die Eigenfeuchtigkeit gefördert. Die an der Baustelle unter diesen Umständen in einem Meßgefäß eingefüllte Sandmenge entspricht daher nicht dem angenommenen Mischungsverhältnis und vermehrt zudem den Wasserzusatz. Eine weitere Folge ist die Verminderung der Festigkeit des Betons.

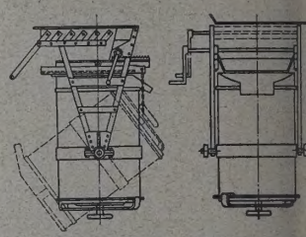
Vor einigen Jahren kamen die amerikanischen Ingenieure Escher und Bertin auf den Gedanken, daß man der Schwierigkeit der genauen Abmessung der Sandmengen und des Wasserzusatzes dadurch behoben wäre, wenn man den Sand in wassergesättigtem Zustand abmißt. Im Sättigungszustand werden die die einzelnen Körner umgebenden Wasserhäutchen zerstört, und die Sandteilchen lagern sich unter Wasser wie im Trockenzustand. Somit könnten dadurch die Klumpenbildung verhindert und der Wassergehalt geregelt werden.

Nach einer Reihe von Versuchen hat man im letzten Jahre eine Einrichtung konstruiert, die unter dem Namen „Inundator" (Anfeuchter) auf einigen Bauwerken im Jahre 1925 im Gebrauch war, wo ich sie in Tätigkeit sehen konnte.

Die Einrichtung besteht aus einem Behälter mit beweglichem Boden und einem Meßgefäß für



Baustelleneinrichtung.



Seitenwände Vorderansicht

Inundator.

Abb. 1b.

das noch zuzusetzende Anmachewasser. Beide sind an dem Gerüst verstellbar in die Mischanlage eingebaut (s. Abb. 1b). Ein beweglicher Siebkasten an der Unterseite des Sandbehälters siebt den Sand direkt in einen kleinen Trichter, der ihn in den Anfeuchter weiterleitet, bei dem an der Oberseite eine Abstreichvorrichtung angebracht ist. Der Anfeuchter, der in Zapfen unterhalb des Sandbehälters gelagert ist, kippt seinen Inhalt direkt in den Mischer.

Der Vorgang spielt sich folgendermaßen ab:

Der Arbeiter schüttet den Sand vom großen Sandbehälter in den zu einem Drittel mit Wasser gefüllten Anfeuchter; diese Wassermenge ist ausreichend für ein Überfließen des Wassers. Sobald der Behälter gänzlich mit durchfeuchtetem Sand angefüllt ist, kippt er, durch das Übergewicht des Oberteils selbsttätig seinen Inhalt in den Mischer. Durch sein Bodengewicht wird der Behälter dann wieder hochgedreht. An der Längsseite des Anfeuchters ist ein selbsttätig wirkender Meßbehälter angebracht, welcher die vorher bestimmte noch notwendige Wassermenge enthält, und sie direkt dem Mischer zuführt. Der Silo mit dem groben Zuschlagsmaterial ist so eingerichtet, daß er die erforderliche Menge vom Oberbehälter direkt aufnimmt.

Für die Raumbemessung des Anfeuchters werden jeweils Vorproben angestellt, die sich mit der Bestimmung des Sandgewichts und des Wassergehaltes in einem bestimmten Volumen durchfeuchteten Sandes befassen. Die Differenz zwischen dem Gesamtwasserbedarf und dem Wassergehalt des Sandes ist dann maßgebend für die Menge des Zuschußwassers in dem seitlich angebrachten Meßgefäß.

Sonach können Sandmengen und Wasserzusatz so lange gleichgehalten werden, als man keine Änderung in der Konsistenz vornehmen will.

Der ganze Vorgang einschließlich Sieben des Zuschlags nimmt nicht viel Zeit (etwa 45 Sekunden) in Anspruch. Die Einrichtung soll sich in der Praxis bewähren.

Auch andere Mitteilungen aus der letzten Zeit zeigen, daß die amerikanische Praxis bemüht ist, die für die Güte des Betons so wesentliche Bemessung des Wasserzusatzes durch selbsttätig wirkende Einbauten in die Mischanlage zu regeln.

(Fortsetzung folgt.)

AUSBAU VON FÖRDERSTRECKEN UND SCHÄCHTEN MITTELS TORKRET.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Die Festigung und Sicherung der röhrenartigen, senkrechten, wagerechten oder geneigten Verbindungsstrecken im Bergbau, die als Förderstrecken oder -schächte den jeweiligen Zwecken dienen, hat durch die Anwendung des Torkretverfahrens eine wesentliche Verbesserung erfahren. Denn es ist dadurch möglich geworden, die vorteilhaften Eigenschaften des Eisenbetons für diese bergbaulichen Arbeiten in besserer und zuverlässigerer Weise als bisher auszunützen, die Auskleidungen dem Rohrquerschnitt unmittelbar anzupassen und dadurch den Einbau in einheitlichen Zusammenhang mit dem Gebirge zu bringen. Das Spritzen von Beton mittels gepreßten Materialstrahls vermittelt die Zufuhr des Mörtelgemisches auch an sonst schwer zugängliche Stellen, und es ist bekanntlich auf diese Weise auch eine wesentlich größere Dichte des Gefüges zu erzielen.

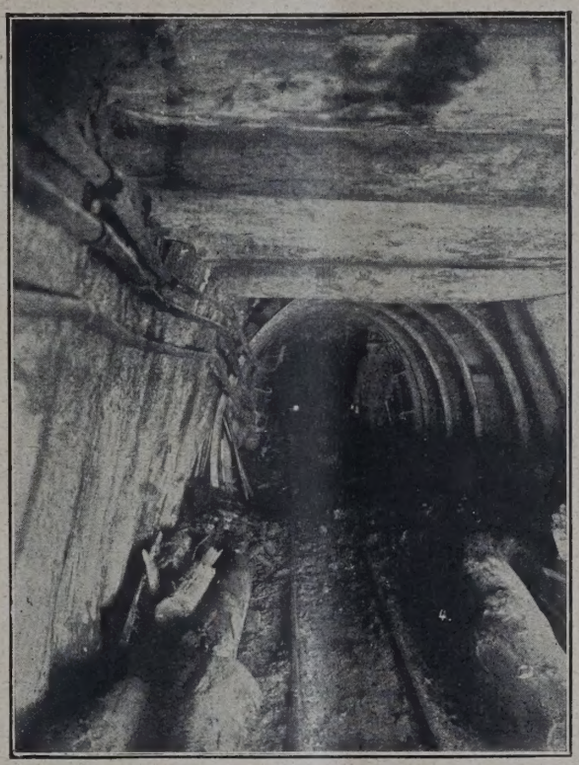


Abb. 1. Erster Ausbau der Strecke, zunächst mit alten Grubenschienen.

In neuerer Zeit ist seitens der Torkret-Gesellschaft m. b. H., Berlin, für die Gewerkschaft Frielendorf, Zeche Maria am Hirschberg in Rommerode, Bezirk Cassel, eine größere Förderstrecke ausgebaut worden, wobei die Einzelheiten dieser Ausführung weitergehendes Interesse verdienen. Die Strecke war früher einfach aufgefahren, wurde dann aber, als der Torkretausbau beschlossen war, zur zweigleisigen Doppelbahnstrecke erweitert und entsprechend ausgebaut.

Grundsätzlich kommt dabei folgender Arbeitsvorgang in Betracht: Die Strecke wird zunächst mit eisernen Bögen aus alten Grubenschienen ausgestellt (Abb. 1, rückwärtiger Teil) und mit einem dichten Schwartenverzug der Stöße und Firste versehen. Dann wird die Bewehrung in wagerechter und in der Ringrichtung angebracht und gut miteinander verbunden; dabei werden aber die Längseisen jeweils unmittelbar

Abb. 2. Verlegen der Bewehrung, wobei die Längseisen unter Freilassung der Grubenschienenzonen zunächst streckeneinwärts gebogen werden.

Abb. 3. Torkretieren unter Freilassung der Grubenschienenringe.

an den Grubenschienen streckeneinwärts abgebogen (Abb. 2), um das spätere Herausnehmen der letzteren zu ermöglichen. Zu diesem Zweck bestehen die Längseisen nur aus kurzen Stücken von etwas über Feldlänge und sind an beiden Enden mit kräftigen Haken versehen. Im Falle Frielendorf bestanden die Ringeisen aus 10 und 12 mm Dmr. in 15 cm Abstand, die Längseisen aus 8 mm Dmr. in einer Entfernung von 35 cm. Nach Verlegung der Feldbewehrungen wird mit dem Torkretieren begonnen, jedoch unter Freilassung der Grubenschienenzonen, also derart, daß zunächst lauter Einzelringe bezw. Einzelbögen entstehen ohne gegenseitigen Zusammenhang. Der Auftrag des Betons erfolgt meistens in mehreren Lagen, auf Zeche Maria waren es vier Lagen, bis schließlich die Fundamente eine Stärke von 18 cm, die Stöße eine solche von 16 cm und die Firste eine solche von 12 cm hatten. Schließlich sieht die Strecke so aus, wie dies aus Abb. 3 ersichtlich ist. Nach erfolgtem Abbinden und Erhärten des entstandenen Teilausbaues werden nun die dazwischenliegenden Grubenschienen herausgenommen, die Endhaken der wagerechten Eisen werden zurück-, übereinandergebogen und verbunden, worauf die von den Grubenschienen hinterlassenen Hohlräume jetzt ebenfalls ausbetoniert werden. Der fertige Torkretausbau ist in Abb. 4 dargestellt, wobei links im Vordergrund die Bewegungsfuge auffällt, wie sich eine solche in jedem fünften Feld in einer Stärke von 2 cm wiederholt. — Wie die Gewerkschaft mitteilt, hat sich die Ausführung bis jetzt in mehr als einjährigem Betriebe bestens bewährt.

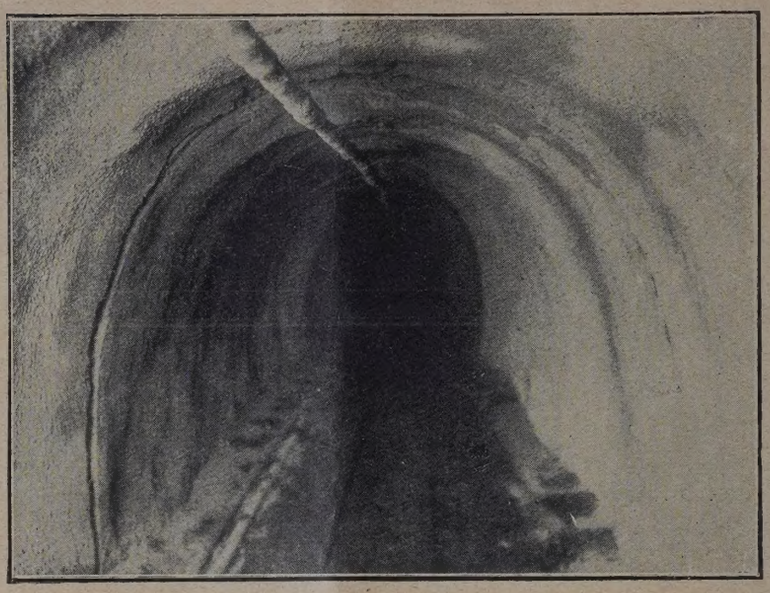


Abb. 4. Fertiger Torkretausbau. Im Vordergrund eine Bewegungsfuge.

Aus Abb. 5 ist die konstruktive Anordnung eines doppelgleisigen Streckenausbaues ohne Grundsohle zu entnehmen, wobei ein 8 cm starker bewehrter Torkretbetons eine 1 Stein starke Ausmauerung ersetzen kann. Die behelfsmäßig verwendeten Grubenschienen stehen in Abständen von 1 m, die Dehnungsfugen sind 4 m voneinander entfernt. Die Stärke des Torkretbetons nimmt von der First bis zur Sohle von 8 auf 12 cm zu. Die wagerechte Bewehrung besteht aus 8-mm-Rundeisen in rd. 39 cm Abstand, die Ringeisen haben denselben Durchmesser und eine gegenseitige Entfernung von 14,3 cm.

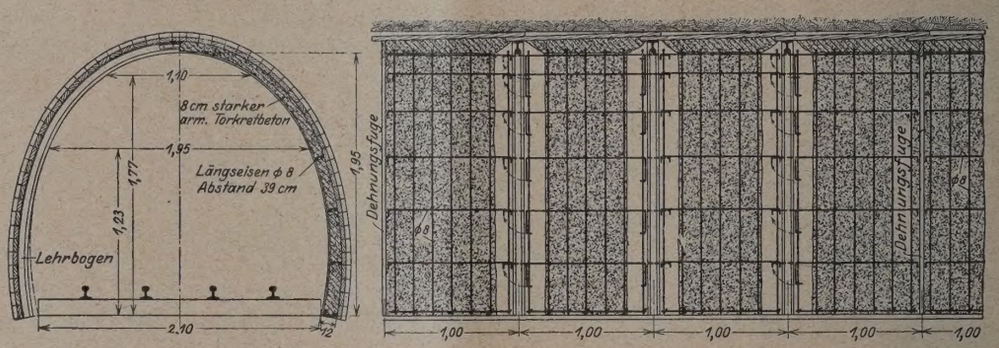


Abb. 5. Doppelgleisiger Streckenausbau ohne Grundsohle.

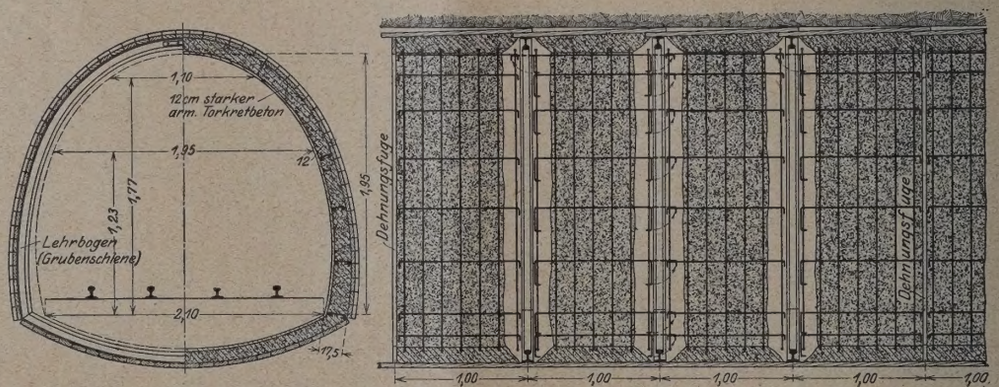


Abb. 6. Doppelgleisiger Streckenausbau mit Grundsohle.

Der Fall eines doppelgleisigen Streckenausbaues mit Grundsohle (für allseitigen Druck) ist in Abbild. 6 dargestellt, wobei der Torkretbeton in der First 12 cm, am Anschluß an die Sohle 17,5 cm stark ist. Eine derartige Ausführung kann an Stelle einer 1½ Stein starken Ausmauerung treten.

SCHWEISSARBEIT UND SCHWEISSEN DES EISENS FÜR DEN EISENBETONBAU.

Von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin.

Bei der Ausführung von Eisenbetonbalken kommt man infolge Mangels an Stabeisen in größeren Längen oft in die Lage, kürzere Längen durch Schweißen zu einem Stück zu vereinigen.

Die neuen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 verlangen, daß geschweißte Stöße einwandfrei und nach einem bewährten Verfahren ausgeführt werden.

Die in § 14 der Bestimmungen empfohlene Stoßausbildung durch Spannschlösser, durch einfaches Überdecken der Enden der Eisen, Anbringung von Haken und Verbündelung mit Draht

läßt sich nicht in allen Fällen ausführen, da der Konstrukteur oft an die Balkenbreite und -höhe gebunden ist, so daß durch die empfohlene Stoßausbildung nicht genügend Beton zwischen den Überdeckungslängen verbleibt; man kommt in derartigen Fällen oft in die Lage, den Stoß zu schweißen.

Die Schweißstelle ist noch dadurch zu sichern, daß man besondere Rundeisen beilegt. Hierbei wird allerdings der Vorteil geschweißter Stöße, eine gute Betondeckung zu haben, zum Teil illusorisch gemacht. Wenn auch durch diese Anordnung die Zugspannungen in den geschweißten Eisen vermindert werden, so ist die in diesem Falle vorhandene Sicherheit jedoch bedeutend kleiner, sobald die Eisen schlecht verschweißt sind. Bei guter Schweißung beträgt die Zerreißfestigkeit mindestens 80% der Zugfestigkeit ungeschweißter Stäbe.

Die nachfolgenden Zeilen sollen nun dem jüngeren Bauleiter einen Anhaltspunkt bieten, derartige Schweißarbeiten richtig zu überwachen und zu beurteilen.

Je höher der Kohlenstoffgehalt des Eisens ist, um so plötzlicher geht es bei hinreichender Erhitzung aus dem festen in den flüssigen Aggregatzustand über. Bekanntlich durchlaufen sowohl das kohlenstoffarme Roheisen als auch das schmiedbare Eisen, ehe sie schmelzen, eine Reihe von teigigen Zuständen, deren Dauer mit der Abnahme des Kohlenstoffgehaltes zunimmt.

Zwei Stücke schmiedbaren Eisens lassen sich in solchem teigigen Zustande durch inniges Aneinanderpressen bei rein metallischen Berührungsflächen zu einem einzigen Stück vereinigen. Diese Eigenschaft, welche mit der Zunahme von Kohlenstoff abnimmt, nennt man Schweißbarkeit.

Sie hängt mit der Schmiedarbeit insoweit eng zusammen, als ein gut schmiedbares Eisen in der Regel auch gut schweißbar ist. Das reinste Eisen ist am besten schmiedbar und schweißbar.

Die Temperatur, bei welcher die Schweißung vorgenommen wird, die Schweißhitze, liegt höher als die Schmiedehitze.

Schmiedeisen schweißt in Weißgluthitze, fein Korn muß vorsichtiger behandelt werden als sehnige Qualitäten. Stahl darf nur bis zur Kirsch- und Rosenrotglühhitze erwärmt werden, wenn er nicht verbrennen soll.

Die vollkommene Vereinigung zweier Eisenstücke durch Schweißung setzt auch im glühenden Zustande an den Berührungsflächen rein metallische Oberflächen voraus.

Die Oxydation des Eisens ist bei seiner starken Erhitzung eine leichtere und dadurch die Gefahr der Oxydbildung an der Schweißfläche gegeben.

Das Schweißeisen, welches seinen Namen der besonderen Fähigkeit, leicht zusammenzuschweißen, verdankt, wirkt dieser Oxydbildung durch seinen Schlackengehalt entgegen. Die Schlacke des Schweißeisens ist bei Schweißhitze bereits flüssig und hält die metallische Oberfläche bedeckt, so daß eine Oxydation nicht eintreten kann und bei der Vereinigung der zu schweißenden Stellen, nachdem unter dem Druck die Schlacke herausfließt, sich blanke metallische Flächen der Berührung darbieten.

Dieser dem Schweißeisen von Natur aus zukommenden günstigen Wirkung des Schlackengehaltes muß beim Flußeisen durch Schaffung einer künstlichen Schlacke mit Hilfe der sogenannten Schweißpulver nachgeholfen werden.

Das in Deutschland in den Handel kommende Stabeisen ist fast ausschließlich Flußeisen.

In der letzten Zeit ist man dazu übergegangen, auf den Dinormblättern das Wort „Flußeisen“ durch „Flußstahl“ zu ersetzen. Eine sachliche Änderung ist hierdurch natürlich nicht erfolgt.

Es wird ferner bemerkt, daß in Deutschland im Gegensatz zu dem Sprachgebrauch in Amerika, England und Frankreich auch das Schweiß- oder Puddelmaterial ohne Rücksicht auf seine Zugfestigkeit oder den Kohlenstoffgehalt als „Stahl“ bezeichnet werden soll.

Gutes Stabeisen (Stahl) soll nur an der Oberfläche rein, gleichmäßig dicht und frei von Quer-, Kanten- und Längsrissen sein. Walzeisen soll äußerlich blaugrau bis schwarzgrau sein; rote Farbe rührt meist von kalter Walzung her; solche Stücke sind in der Regel weniger fest und geschmeidig, dagegen ist geschmiedetes Stabeisen fast immer rötlich.

Unganzes Stabeisen (Stahl) ist mit häufigen Schlackenteilen durchsetzt, welche den Zusammenhang des Materials unterbrechen und die Festigkeit in nachteiliger Weise beeinträchtigen; gibt sich meist an der Oberfläche schon durch schiefrige Stellen, Sandlöcher usw. zu erkennen, besser allerdings auf frischem Bruch. Ein getreues Bild der Bruchfläche läßt sich erzielen, wenn man ringsum eine Nut in das Eisen feilt oder dreht, tief genug, um den Stab mit einem kurzen Schlage abzubrechen. Üblicher ist allerdings, aber weniger gut, den Stab nur auf einer Seite einzuhauen und das Ende dann mit dem Vorschlaghammer so lange hin und her zu biegen, bis er abbricht. Diese letztere Herrichtung ist wegen der damit verbundenen mechanischen Härtung fehlerhaft. Bricht das Eisen glatt und scharf ab, ist die Bruchfläche glänzend, grobkörnig und bläulichweiß, so ist es kaltbrüchig, d. h. in der Kälte spröde und wenig haltbar; es läßt sich aber in der Glühhitze gut verarbeiten und schweißt vorzüglich. Grobkörniges Eisen mit gelbweißer bis dunkler Farbe, starkem Glanz und mehr flachem bis blättrigem Korn deutet auf verbranntes Eisen, welches sehr mürbe ist, aber durch Ausglühen und Überschmieden etwas wieder verbessert werden kann. Gutes Stabeisen soll stets helle Farbe mit schwachem, dunkle mit starkem Glanz verbinden. Rotbrüchiges Eisen, welches beim Bearbeiten in Rotglühhitze reißt und auseinanderfällt und sich nur schwer schweißen läßt, wenn es auch in der Weißglut leidlich verwendbar, ist auf der Bruchfläche oft langfadig von dunkler Farbe und schwachem Glanz, meist aber ungleichartig, teils schuppig, teils sehnig; in kaltem Zustande besitzt es in der Regel hohe Festigkeit. Lichtgrauer feinkörniger Bruch deutet auf hartes aber festes Eisen, dunkelgraue Farbe, matter Glanz und kurzfaseriges Gefüge auf faulbrüchiges, welches bei jeder Temperatur mürbe und brüchig ist.

Beim Schweißen von Stabeisen wird meist Schmiedefeuer benutzt.

Unter den Steinkohlen lassen sich backende Kohlen, welche zu einer haubenartigen Decke über dem Feuer zusammensintern, am besten verwerten.

Mit Holzkohlen betriebene Feuer werden vorzüglich für Stahl, welcher vor Oxydation besonders geschützt werden soll, benutzt.

Als Schweißmittel dient wohl Schweißsand, Glas- oder Sandsteinpulver, zwischen die Fuge gestreut, ein Brei von Boraxpulver und Sand, den man vorher auf die kalten Fugen streicht und mit trockenem Boraxpulver nachher bestreut.

Zum Schweißen von Stahl auf Eisen bzw. von hochwertigem Stahl auf Flußeisen gibt es eine Unzahl von Schweißmitteln, teils ganz widersinniger Zusammenstellung, bei denen aber stets Borax, Kochsalz und Blutlaugensalz hervorragende Rollen spielen.

Beim Zusammenschweißen von Eisen und Stahl ist es zweckmäßig, die Teile getrennt auf die geeignetste Temperatur zu erhitzen. Dagegen legt man zu verbindende Eisenteile oder Stahlgegenstände unter sich, oft schon vor dem Erhitzen so zusammen, wie sie geschweißt werden sollen, und verbindet sie wohl auch noch durch Draht.

Zwei Stangen stumpf zusammenzuschweißen ist sehr schwierig, besser gerät die Vereinigung, wenn man beide Stangen schräg zuschärft und mit den schrägen Flächen aufeinanderlegt oder die eine Stange von beiden Seiten zuschärft, die andere aufspaltet und in diese Spalte die erste zugeschärfte Stange hineinsteckt. Die letzte Methode findet namentlich bei der Anfertigung von Werkzeugen aller Art zu Verstählen Anwendung.

Von einer guten Schweißung darf man nur eine möglichst feine schwarze Linie sehen, die von eingeschlossener Schlacke herrührt und nicht ganz vermieden werden kann.

Nachfolgend soll noch einiges über die autogene und elektrische Schweißung mitgeteilt werden.

Durch Anwendung einer sehr heißen Stichflamme ist es bekanntlich möglich, Eisen zusammenzuschweißen. Eine solche heiße Flamme wird erreicht, indem man zur Verbrennung nicht Luft, sondern reinen Sauerstoff verwendet. Die Luft enthält 20% Sauerstoff und 80% Stickstoff. Bei der Verbrennung verbindet sich der Sauerstoff mit dem verbrennenden Körper, Heizstoff, zu Kohlensäure und Wasser. Der Stickstoff beteiligt sich nicht an dem Verbrennungsvorgang, wird aber natürlich mit erwärmt und bewirkt infolgedessen eine starke Erniedrigung der Temperatur gegenüber der Verbrennung mit reinem Sauerstoff.

Eine der bedeutendsten Erscheinungen auf dem Gebiete der Technik ist das Verfahren, mittels Azetylen-Sauerstoff oder Wasserstoff-Sauerstoff zu schweißen.

Die Verbrennungs- oder Anfangstemperatur von Azetylen, das hier in Frage kommt, ist mit Luft 1953° C, mit reinem Sauerstoff 3610° C. Das Volumen beider Gase ist vor der Verbrennung mit reinem Sauerstoff 7 m³, mit Luft 85,49 m³, so daß im zweiten Fall 81 m³ Stickstoff mit erwärmt werden müssen, daher die niedrige Temperatur. Nun aber schmilzt Schmiedeeisen bei 1600° C, und wenn man bei der Verbrennung mit Luft auch 1953° C erreichen kann, so ist dies nur eine theoretische Zahl; in der Praxis wird man dieselbe nicht erreichen. Man muß für diese Zwecke also mit reinem Sauerstoff verbrennen.

Nun erreicht man aber diese Temperatur, wenn das Volumenverhältnis von Sauerstoff zum Azetylen ein ganz bestimmtes ist. Denn führt man mehr Sauerstoff zu, als zur Verbrennung des Azetylens notwendig ist, so wirkt ein Überschuß an Sauerstoff ebenso schädlich wie der Stickstoff der Luft. Er kühlt die Flamme ab und die Temperatur sinkt. Deshalb sind an allen autogenen Schweißapparaten Hähne angebracht, welche den Zufluß der beiden Gase auf das richtige Maß einstellen.

In letzter Zeit sind zahlreiche Sonderkonstruktionen von Schweißbrennern auf den Markt gekommen, welche für besondere Zwecke gebaut dazu bestimmt sind, weitgehende Ersparnisse an Kraft, Zeit und Geld zu erzielen.

Die elektrische Lichtbogenschweißung läßt sich bekanntlich bei dünnwandigen Stücken anwenden und ermöglicht die Schweißung größter und schwerster Stücke.

Die Erfahrungen, die mit den Spezialschweißmaschinen und der elektrischen Schweißung gemacht sind, beruhen auf derartig günstigen Erfolgen und Voraussetzungen, daß z. B. die Anschaffung von Spezialschweißmaschinen nur eine reine Geldsache, die Einführung der elektrischen Lichtbogenschweißung von schmiedbarem Eisen zum Teil auch nur eine Geldfrage ist.

Hervorgehoben wird, daß für die E.L.S. vorerst noch ausschließlich Gleichstrom im Gebrauch ist und daß entweder eine eigene Spezialschweißdynamo hierzu verwendet wird oder genügend Strom von möglichst geringer Spannung zur Verfügung sein muß.

Man wendet jetzt fast ausschließlich das Slavionoff-Verfahren an, bei welchem der eine Pol der Schweißmaschine an das zu schweißende Stück und der andere Pol an eine direkt niederzuschmelzende Metallelektrode gelegt wird.

Als günstige Schweißspannung ist eine Spannung von etwa 18—20 Volt festgestellt worden.

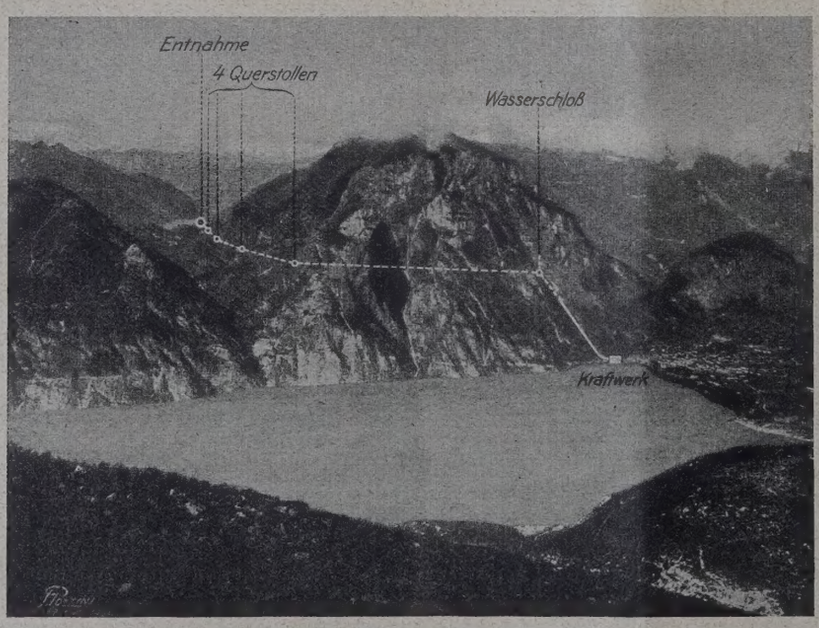
Die größten in Deutschland in Betrieb befindlichen Stumpfschweißmaschinen sind für eine Leistung von 200 kVA ausgelegt, bei 4 Volt Spannung ergibt dies eine Stromstärke von 50 000 Amp. Man verschweißt in dieser Maschine Rundeisen bis zu 5000 mm² Querschnitt (Elektroausstellung Essen 1921).

Bei allen Schweißungen ist im allgemeinen große Vorsicht zu üben, und die Schweißarbeiten sind nur zuverlässigen Arbeitern anzuvertrauen.

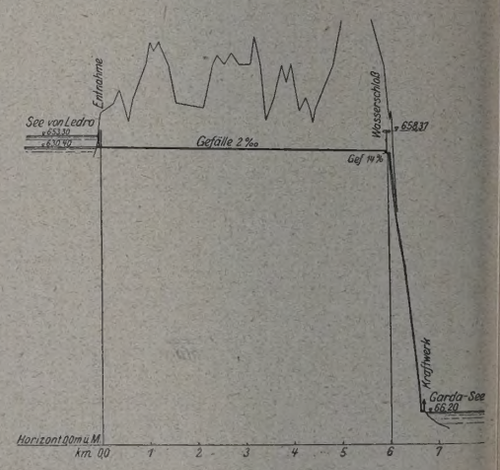
KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Das große Wasserkraftwerk am Ponalefluß (Gardasee).

Der Fluß Ponale, der 6,8 km lange Abfluß des Sees von Ledro nach dem Gardasee, bietet eine ungemein günstige Gelegenheit zur Wasserkraftausnutzung. Der See hat ein Einzugsgebiet von 105 km², eine Oberfläche von 2,17 km², einen Inhalt von 75 Mill. m³ und nach achtjährigen Beobachtungen einen Abfluß von durchschnittlich 3,3 m³/sec. Bei einer zulässigen Absenkung von 22,9 m erhält man eine Verbrauchswassermenge von 45 Mill. m³ jährlich mit einem größten Gefälle von 590 m zwischen dem Ledro- und dem Gardasee. Diese Wasserkraft soll nun in einem Werk in Riva unmittelbar am Gardasee zur Stromversorgung ausgenutzt werden von einem Verband der Städte Rovereto und Riva, der Stadt und der Provinz Bologna und einer Kraftversorgungsgesellschaft.

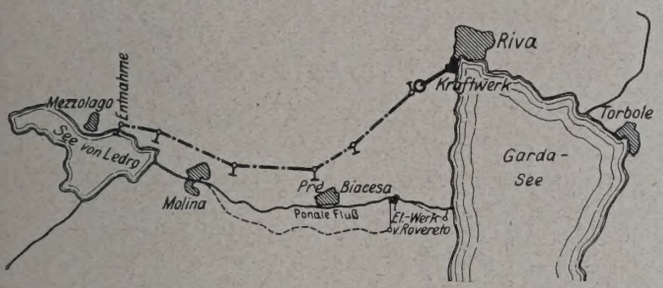


Das Wasser wird in der Mitte des Nordufers aus dem Ledrosee durch einen Stollen in dichtem Kalk und Dolomit abgeleitet. Der Stollen erhält 6 km Länge und 2 vT Gefälle, zwei Schächte mit Abschluß- und Sicherheitsvorrichtungen am Anfang und ein Wasserschloß mit einem Schacht und zwei Speicherkammern in dichtem Fels am Ende. Vom Wasserschloß führen zwei Stahlrohrleitungen in günstigem Gefälle, zunächst in Fels, dann offen, nach dem Kraftwerk, das zunächst 2, später 3 Maschinensätze von je 25 000 PS erhält. Damit können jährlich 100 Mill. Kilowattstunden erzeugt und



infolge der großen Absenkungsmöglichkeit des Speichersees im Winter Flußkraftwerke mit 150 Mill. Kilowattstunden Jahresleistung auf 250 Mill. Gesamtleistung gebracht werden, was einer Ersparnis von 250 000 t Kohlen entspricht, die vom Auslande eingeführt werden müßten.

Die Arbeiten haben im November 1924 mit dem Entnahmeschacht und dem Vortriebstollen für den Druckstollen begonnen,



der an den Enden und von vier Querstollen von je rd 150 m Länge aus in Angriff genommen wird. Der Fortschritt an jeder Arbeitsstelle ist bei dreifachem Schichtwechsel rd 4 m, im ganzen 37—40 m täglich. Bis Ende September 1925 waren 2,6 km Vortriebstollen fertig, der Durchschlag in der längsten, 1600 m langen Strecke ist im Februar 1926 zu erwarten. Die Rohrleitung und das Kraftwerk sollen Anfang 1926 in Angriff genommen werden und Anfang 1928 in Betrieb kommen. (Sonderdruck als Auszug aus der Abhandlung von Dr.-Ing. Ed. Model, Planverfasser und Leiter der Arbeiten, im Septemberheft 1926 der Veröffentlichungen der Stadt Bologna, 10 Seiten mit 2 Zeichnungen und 5 Abb.)

Umbau von Walzwerkshallen ohne Betriebsstörung.

Die Durchführung eines wirtschaftlichen Betriebes in älteren Werken macht immer häufiger einen Umbau von veralteten Werkeinrichtungen und Werkgebäuden erforderlich. Dabei soll nach Möglichkeit der laufende Betrieb ungestört bleiben, da sonst der

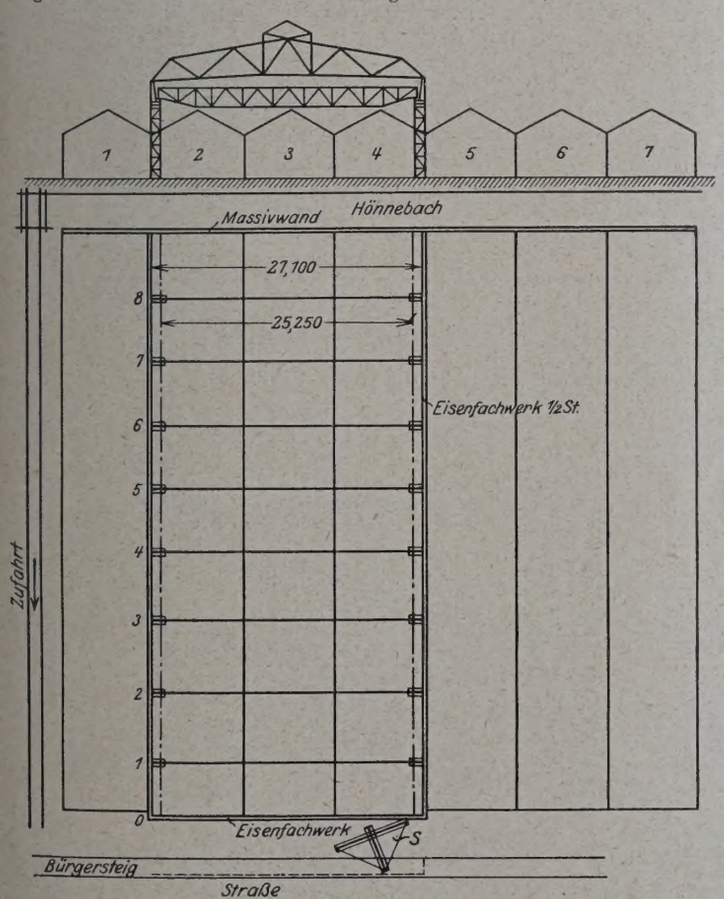


Abb. 1.

Ausfall an Einnahmen durch die Stillegung zu sehr ins Gewicht fallen würde. In solchen Fällen verlangt die Rüstung der Eisenbauten oft die Lösung schwieriger Aufgaben.

Ein bemerkenswerter Walzwerkshallenumbau ohne Störung des Betriebes wurde kürzlich von der Demag, Duisburg, durchgeführt, der um so reibungsloser erfolgen konnte, da auch Walzwerke und Bedienungslaufkran zur Lieferung gehörten. Es handelte sich hierbei um den Umbau der Walzwerkshallen 2 bis 4 (Abb. 1) der Firma R. und G. Schmöle in Menden i. Westf. Diese nebeneinander liegenden Hallen sollten derart umgebaut werden, daß der Einbau eines Laufkrans von 2,5 t Tragkraft und 25 m Spannweite zur Bedienung der in diesen Hallen neu aufgestellten Walzwerkmaschinen möglich war.

Diese Hallen waren für die Montage, wie Abb. 1 zeigt, nur von der Straßenseite aus zugänglich, da sie hinten an den Hönnebach stoßen. Die Anfahrt der Eisenkonstruktionsteile erfolgte deshalb am Giebel O—O, wo auch mit der Aufstellung der Halle begonnen wurde. Mit Hilfe eines vor den Hallen sichtbaren Schwenkmastes S (Abb. 1) wurden zunächst die Säulen o—1 aufgestellt, auf diese die Kranbahn montiert und dann der für den späteren Walzwerksbetrieb vorgesehene Laufkran hinaufgebracht (Abb. 2). Auf dem Laufkran, dessen erforderliche lichte Höhe über Hallenflur gerade mit der Dachhöhe der Hallen übereinstimmte, wurden hierauf zwei Schwenkmaste errichtet und die erforderlichen Kabelwinden aufgestellt (Abb. 2).

Der Rüstungsvorgang spielte sich dann folgendermaßen ab: Die Schwenkmasten auf dem bis an den Giebel O—O herangefahrenen Laufkran nahmen die weiteren schon fertig genieteten Säulen auf, die von dem großen Schwenkmast zugereicht wurden. Der Laufkran fuhr hierauf bis ans Ende der bereits fertiggestellten Kranbahn und setzte die Säulen durch Dachausschnitte mittels der Schwenkmasten

Abb. 2.

auf die Fundamente ab. Anschließend hieran wurden die Kranbahnen gelegt, so daß der Kran ein weiteres Feld vorfahren konnte. Dieser Vorgang wiederholte sich von Feld zu Feld bis Säule 8. Die Rückwand der Halle wurde massiv aus Mauersteinen neu aufgeführt, nachdem die alte abgerissen war. Nach der Aufstellung der Säulen folgte die Rüstung der Dachbinder, jedoch in umgekehrter Reihenfolge vom Felde 8 an beginnend rückwärts bis Feld 1. Die Montage dauerte nur 9 Wochen und verlief ohne Störung. Für den Hallenbau wurden etwa 110 t Eisenkonstruktion aufgewendet. Die überdachte Fläche beträgt 1600 m².

Erweiterung einer Straßenbrücke in Omaha.

[Nach Engineering News Record, Vol. 94 Nr. 25, 18. Juni 1925.]

Ein sowohl in statischer wie auch in konstruktiver Hinsicht bemerkenswerter Umbau einer schweren Straßenbrücke in Omaha ist im Jahre 1924 beendet worden.

Die alte, im Jahre 1888 erbaute Brücke bestand aus einer Hauptstromöffnung von ca. 133 m, die mittels Fachwerkbalken System

Abb. 1.

Pratt überbrückt war, sechs Öffnungen von 50 bis 85 m und einer Reihe von 25 m großen Öffnungen.

Die Brücke hatte eine Breite von 8 Metern mit einem Straßenbahngleis und einem 2 m breiten auskragenden Bürgersteig. Der stark angewachsene Verkehr erforderte eine Verbreiterung der Brücke auf rd 18 m. Man löste diese Aufgabe, indem man einen Hauptträger um 9,30 m verschob und in dessen frühere Lage einen mittleren neuen Hauptträger einbaute. Da der Umbau unter Aufrechterhaltung des Verkehrs erfolgen mußte und Hochwassergefahr bestand, war sowohl die Errichtung der Montagegerüste wie auch die Erneuerung der Fahrbahnkonstruktion mit großen Schwierigkeiten verbunden.

Die Arbeiten gingen so vor sich, daß in der Stromöffnung zwei eiserne Montageträger, die teils auf dem alten Widerlager, teils auf Pfahlgerüsten gelagert waren, eingebaut wurden (Abb. 1). Dadurch konnte man die Fahrbahn unterfangen und den einen Hauptträger verschieben. Das letztere geschah mittels Rollen und 10 t starken Winden. Der Träger war entsprechend ausgesteift und wurde, um Ungleichmäßigkeiten zu vermeiden, nur je 3" vorwärts bewegt.

Nachdem der Träger um 2,70 m verschoben war, errichtete man den neuen mittleren Träger, welcher durch Balken, die am verschobenen Träger und an der alten Fahrbahnkonstruktion angebracht waren, unterstützt war (Abb. 2). Diese Balken dienten auch zur Verlegung eines Arbeitsgleises, welches zwischen dem alten und neuen Fachwerkträger lief.

Nach erfolgtem Einbau der Mittelträger wurde der alte Träger um weitere 7 m verschoben.

Die erste Verschiebung um 2,70 m dauerte 4 Stunden, die zweite nur 6 Std. 10 Min. bei einem Gewicht von 170 t. Das Gewicht des mittleren Trägers betrug 500 t. Abb. 3 zeigt die verbreiterte Brücke im fertigen Zustand.

Als Belastungen wurden angenommen: für den Mittelträger: ein 33 t schwerer Zug von elektrischen Wagen und eine gleichmäßig verteilte Last von 390 kg/m² entsprechend 855 kg/lfd. m. Nutzlast auf den Bürgersteigen wurde nicht berücksichtigt. Längsträger unter dem Gleise: ein 33-t-Zug; Längsträger unter dem Straßenprofil: eine 20 t schwere Walze. Querträger: ein 33-t-Zug und 490 kg/m² Fahrbahn. Der Einbau der Montageträger und des mittleren Hauptträgers erfolgte mittels eines fahrbaren elektrischen Kranes mit Schwenkmast, welcher auf den Obergurten der Hauptträger lief.

Der Umbau der Nebenöffnungen erfolgte auch unter Aufrechterhaltung des Verkehrs und in derselben Arbeitsweise: Die Fahrbahn wurde unterfangen, ein neuer Mittelträger eingebaut und ein alter Hauptträger um die Straßenbreite verschoben.

Dipl.-Ing. Alexander Rosen, Berlin.

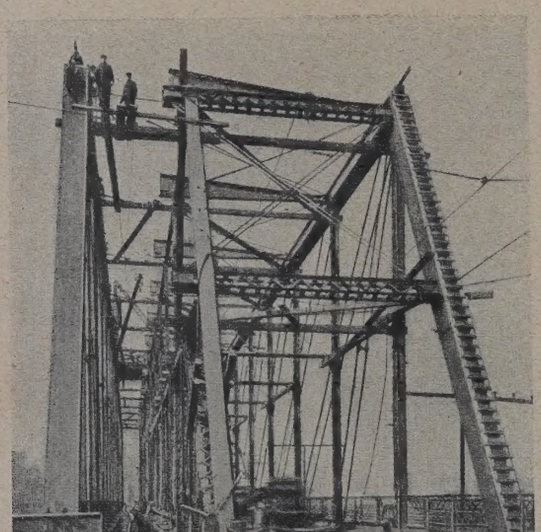


Abb. 2.

Ausbesserung eines beschädigten Betondammes.

Der quer über den St. Croix River in Maine U. S. A. führende Damm besteht aus zwei zueinander rechtwinklig angeordneten Teilen von 90 m und 365 m Länge.

Bei dem Damm haben sich infolge des Betonierens bei kaltem Wetter mit der Zeit Mängel gezeigt, welche starkes Durchsickern des Wassers durch den Dammkörper hervorriefen. Man versuchte dem vorzubeugen, indem man Asche in das Wasser warf, um damit den Damm zu dichten, was aber der Einwirkung des Frostes keinen Einhalt gebieten konnte. Denn das durch die Dammundichtigkeiten dringende und das über die Krone hinweg die Unterwasserseite hinabfließende Wasser bewirkte unter der Einwirkung des Frostes, daß große Betonteile auf der Unterwasserseite abgesprengt wurden. Die dauernd unter Wasser stehende Oberwasserseite zeigte keinerlei Beschädigungen. Der Schaden selbst wurde von Jahr zu Jahr größer. Ein Ausfüllen der Hohlräume auf der Unterwasserseite und darauffolgendes Verkleiden dieser Seite hätte keine dauernde Abhilfe geschaffen, weil das in dem Damm befindliche Wasser bei Einfrieren wieder Abspringen der Verkleidung verursacht haben würde. Den

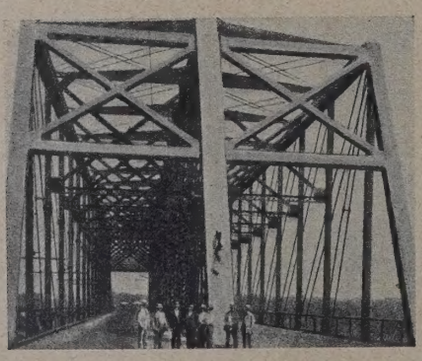
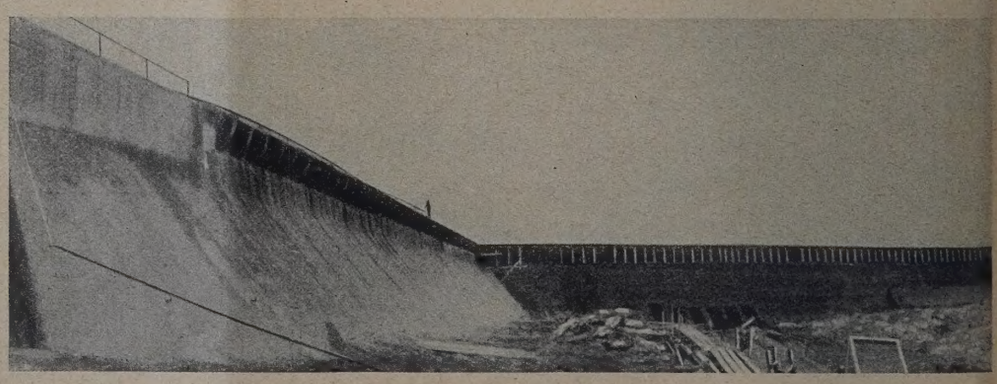


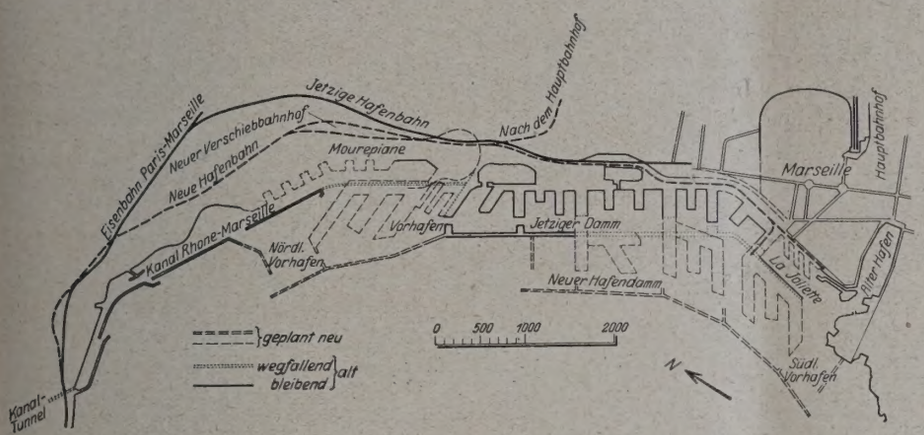
Abb. 3.



St. Croix River-Damm von der Unterwasserseite, der linke Teil bereits verkleidet.

oberhalb des Dammes befindlichen See abzulassen oder einen Fangdamm flußaufwärts zu errichten, kam wegen der damit verbundenen außerordentlichen Schwierigkeiten nicht in Frage.

Um das Übel an der Wurzel zu fassen, ging man folgendermaßen vor. Ein beweglicher Kastenfangdamm wurde in 5 m langen Abschnitten an den Bestimmungsort eingeschwemmt. Durch den Wasserdruck wurde er dicht an den Damm angepreßt, worauf das dazwischen befindliche Wasser ausgepumpt werden konnte. Der abgedichtete Damm wurde zunächst von dem die Unterwasserseite bis in unbekannte Tiefe hinein bedeckenden Schlamm unter starkem Luftdruck mittels einer schwachen Lösung von Kaliumpermanganat



gereinigt, durch welche der Schlamm überall sofort oxydiert wurde. Dann wurde Zementmörtel eingepreßt, bis das Durchsickern vollständig aufhörte und die Unterwasserseite vollständig trocken war. Nun wurde ein Drahtnetz mit Eisenstäben mit Hilfe von Ankern an der zu verkleidenden Fläche befestigt und Spritzbeton, bestehend zu einem Teil aus Portlandzement und zu 3½ Teilen aus Sand, sodann angespritzt, der alle Öffnungen ausfüllte und die ganze Außenfläche bedeckte (s. Abb.).

Es ist anzunehmen, daß nunmehr nicht nur die Unterwasserseite gegen weitere Einwirkungen des Frostes infolge Überfließen des Dammes geschützt ist, sondern der Dammkörper selbst undurchlässig geworden ist. Rywosch.

Erweiterung des Hafens von Marseille.

Der Hafen von Marseille übertraf schon vor dem Weltkrieg mit 21 Mill. Netto-Reg.-Tonnen den Verkehr von Genua mit 14 und von Havre mit 11 Mill. t und hat den Vorkriegsstand trotz der Schwierigkeiten des Schiffsverkehrs mit Südrußland wieder erreicht. Er bedarf der Erweiterung, den Richtlinien der Handelskammer vom Oktober 1924 gemäß, für den Verkehr der örtlichen Industrien, der zwei Drittel des Gesamtverkehrs ausmacht und zum größeren Teil sich im südlichen Hafengebiet abwickelt, weiter für den Personenverkehr, der 800 000 Fahrgäste jährlich und damit die erste Stelle unter den französischen Häfen erreicht, endlich für den sehr lebhaften Verkehr mit Korsika und Nordafrika, für den die Schiffe jetzt nur noch quer und nicht mehr längs am Ufer Platz finden,

Für den Südteil des Hafens ist deshalb vorgesehen die Beseitigung der Anlegestellen auf der Seeseite, die Schaffung von Vorhäfen, von drei Becken seewärts des jetzigen Hafendammes mit einem neuen, 4 km langen Hafendamm davor und die Beseitigung fast aller beweglichen Brücken und der damit verbundenen Störung des Land- wie des Wasserverkehrs. Der erste Bauabschnitt umfaßt das erste Außenbecken, den Vorhafen und die Umgestaltung des Beckens von La Joliette durch Verbreiterung und durch Einbau von drei schrägen Hafenzungen mit Aufbauten, so daß künftig 15 Anlegeplätze für Schiffe von 120—150 m Länge, wie sie nach Nordafrika verkehren, verfügbar werden und der Verkehr der Fahrgäste sich nach dem Obergeschoß der Aufbauten abwickelt, unabhängig von dem Eisenbahn-, Zoll- und Postverkehr im Untergeschoß.

Auf der Nordseite des Hafens ist das Wichtigste der Schutz der jetzigen ungünstigen Einfahrt in das nördlichste (noch nicht vollendete) Hafenbecken gegen die Nordwestwinde durch einen Vorhafen, an den sich später ein weiteres Hafenbecken mit einem Hafendamm davor und ein weiterer Vorhafen in Verbindung mit dem Kanal zur Rhone anschließen soll, sowie der Ausbau der Landseite des Rhonekanals mit Hafenzungen vor dem künftigen großen Hauptverschiebebahnhof.

In Verbindung mit der Erweiterung des Hafens ist eine neue Hafenbahn geplant, die am Rove-Kanaltunnel aus der Hauptbahn abzweigt, in Mourepiane einen großen Hauptverschiebebahnhof erhält, den neuen Nordhafen anschließt und einerseits nach den jetzigen, zum Umbau bestimmten Hafenbahnhöfen im Südteil, anderseits nach dem Hauptbahnhof geht. Mit der neuen Hafenbahn soll ein Güterbahnhof an der Stadtgrenze angelegt und den großen Fabriken in der Umgebung von Marseille Gelegenheit zum Gleisanschluß gegeben und damit der teuren und straßenzerstörenden Verfrachtung von Hunderten von Tonnen täglich auf Landfuhrwerken ein Ziel gesetzt werden. (Génie civil vom 9. Januar 1926, S. 29—32 mit 2 Lageplänen und 3 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Umfang der produktiven Erwerbslosenfürsorge in den letzten Jahren. Über Umfang und Art der Maßnahmen zur produktiven Erwerbslosenfürsorge in Preußen, Bayern und Thüringen macht die Zeitschrift „Wirtschaft und Statistik" folgende Angaben: In Preußen wurden vom 1. IV. 20 bis 1. IV. 25 80,344 Millionen Tagewerke geleistet, was einer 4-monatigen Beschäftigung von 800 000 Erwerbslosen entspricht. Die Tagewerke verteilen sich auf:

	in 1000	in %
Erd- und Straßenbauten	22947	28,6
sonstige Tiefbauten	20065	24,9
Meliorationen	12925	16,1
Landarbeiterwohnungen	7602	9,5
sonstige Hochbauten	13407	16,7
Sport- und Spielplätze	3400	4,2

Auch in den beiden anderen Ländern machten die Erd- und Straßenbauten den Hauptanteil aus:

Art der Maßnahmen	Bayern 1919/24. Zahl der Maßnahm.	in %	Thüringen 1920/24. Zahl der Maßnahm.	in %
Straßen- u. Erdbaut.	673	34,9	486	58,4
Fluß- u. Kanalbau	447	23,2	52	6,3
Meliorationen	298	15,4	51	6,1
Gas-, Wasser-, Kanalisationsbau	173	8,9	83	10,1
Hochbauten	50	2,6	67	8,0
Elektr. Anl.	30	1,6	9	1,1
Friedhofbauten	26	1,3	17	2,0
Bahnbauten	26	1,3	1	0,1
Umschulung	24	1,3	10	1,2
Sonstiges	183	9,5	56	6,7
	1930	100	832	100

Vereinfachung der Vorschriften über die Erstattung von Lohnabzugsbeträgen. Nach § 24 des Steuerüberleitungsgesetzes und § 93 des Einkommensteuergesetzes konnten die Arbeitnehmer bisher nach Ablauf eines jeden Vierteljahres beantragen, daß ihnen der Unterschied zwischen dem ihnen nach dem Buchstaben des Gesetzes im Vierteljahr zustehenden steuerfreien Lohnbetrage und dem tatsächlich bei Lohnzahlungen im Quartal steuerfrei belassenen Betrage erstattet werde. Ein solcher Unterschied kann sich durch Verdienstausfall (etwa wegen Krankheit, Arbeitslosigkeit) ergeben. Auch aus persönlichen wirtschaftlichen Gründen konnten die Arbeitnehmer vierteljährlich Erstattung von Lohnabzugsbeträgen beantragen.

Durch Artikel 2 des „Gesetzes zur Vereinfachung der Lohnsteuer" (siehe unter „Gesetze, Verordnungen, Erlasse") sind die bisherigen Vorschriften des § 24 des Steuerüberleitungsgesetzes und § 93 des Einkommensteuergesetzes geändert. Von 1926 ab findet die Erstattung von Lohnsteuerbeträgen nur für ein volles abgelaufenes Kalenderjahr statt. Dazu wird der bisherige § 93 EStG. dahin geändert, daß die Erstattung bei nicht veranlagten Lohnabzugspflichtigen bis zur Höhe der einbehaltenen Steuerabzugsbeträge auf Antrag erfolgen kann, entweder wenn wegen Verdienstausfalles (Arbeitslosigkeit, Krankheit usw.) die steuerabzugsfreien Lohnbeträge und die Familienermäßigungen im Jahre nicht in voller Höhe berücksichtigt worden sind oder wenn besondere Verhältnisse des Steuerpflichtigen vorliegen (Belastung durch Unterhalt oder Ausbildung von Kindern, Unterhalt mittelloser Angehöriger, durch Verschuldung oder Krankheit, Unglücksfälle) und diese besondere Lage nicht schon durch Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages berücksichtigt ist. Der Antrag kann für das volle vorhergehende Kalenderjahr bis zum 31. März des folgenden Jahres eingereicht werden. (Bei unverschuldeter Versäumung der Frist kann Nachsicht gewährt werden.) Beträge unter 4 M, werden nicht erstattet. Der Nachweis des Verdienstausfalles kann bei Krankheit durch die Krankenkasse, bei Erwerbslosigkeit, Aussperrung oder Streik durch die Erwerbslosenkarte

oder Bescheinigung der Erwerbslosenfürsorge, der Gewerkschaft oder des Arbeitgebers erfolgen. Der Reichsfinanzminister ist ermächtigt, die Höhe dieser Erstattung wegen Verdienstausfalles für Gruppen von Steuerpflichtigen pauschal festzusetzen.

Diese Neufassung der Bestimmung des § 93 des Einkommensteuergesetzes gilt erst für das Kalenderjahr 1926. Für das Jahr 1925 sind jedoch in Artikel 2 des Gesetzes Vorschriften gegeben, die dieser Regelung für 1926 entsprechen. Die Erstattung wegen Verdienstausfalles erfolgt danach, wenn der steuerfreie Lohnbetrag nicht in Höhe von 860 M. im Jahre 1925 berücksichtigt ist. Und zwar ist für jede Woche des Verdienstausfalles zu erstatten:

Ledigen und kinderlos Verheirateten oder verwitweten Arbeitnehmern 2 M.,

Verwitweten oder verheirateten Arbeitnehmern mit 1 bis 2 minderjährigen Kindern 2,50 M.,

Verwitweten oder verheirateten Arbeitnehmern mit mehr als 2 minderjährigen Kindern 3 M.

(8 volle Stunden gelten als Tag, 6 volle Tage als Woche, 4 volle Wochen als Monat. Als Familienstand gilt der Stand vom 10. Oktober 1925). Die Frist zur Einreichung des Antrages für das Jahr 1925 läuft bis 30. April 1926.

Die Arbeitgeber müssen also ihren Arbeitern gegebenenfalls eine Bescheinigung über die an sie gezahlten Löhne zum Nachweis des Verdienstausfalles ausstellen. Zur Vermeidung von Schreibarbeit wird es sich empfehlen, die Arbeitnehmer darauf hinzuweisen, daß als Nachweis des Verdienstes auch die Lohntüten der Arbeiter dienen können und diese deshalb sorgfältig aufzubewahren sind.

Ausfuhr von Backsteinen nach England. Die Wochenschrift „Schuttevaer", das Hauptorgan der holländischen Binnenschiffahrt, teilt mit, daß seit 2 bis 3 Jahren sich ein ganz neuer Transport nach England entwickelt habe, der vor dem Kriege unbekannt gewesen sei, der Transport von Backsteinen als Baumaterial. Das Aufkommen dieses neuen Exportes sei wohl der angeregten Bautätigkeit in England seit dem Kriege und dem Umstand zu danken, daß die inländische Produktion an Bausteinen dieser Tätigkeit nicht nachkommen könne. Die Steine kommen in erster Linie aus Belgien (und zwar von der Schelde oberhalb Antwerpen, dem Kanal von Willebrook, Ostende, Niewpoort) sowie aus Frankreich (Calais, Dünkirchen) und aus Holland, dessen Produktionsstätten bekanntlich im östlichen Teil des Landes unweit der deutschen Grenze an den großen Wasserstraßen liegen. Wie verlautet, soll demnächst auch von Groningen aus die Versendung beginnen.

Dem Vernehmen nach bemüht sich auch die westdeutsche Backsteinindustrie, sich an diesem Export zu beteiligen, da die für sie entstehenden Transportmehrkosten bei der geringen Entfernung rheinabwärts kaum ins Gewicht fallen würden.

Es ist zu befürchten, daß die Backsteinpreise in Deutschland, die schon jetzt gegenüber dem Vorkriegsstand um etwa 100% gestiegen sind, weiter heraufgehen werden, wenn namhafte Mengen nach England exportiert werden. Ein derartiger Vorgang könnte im Interesse des deutschen Baumarktes und der deutschen Bauindustrie keinesfalls begrüßt werden.

Konkurse und Geschäftsaufsichten 1925.

	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli
Konkurse	796	723	776	687	807	766	797
Geschäftsaufsichten	256	240	309	223	351	328	375

	Aug.	Sept.	Okt.	Nov.	Dez.	Jan. 26
Konkurse	751	914	1164	1343	1660	2092
Geschäftsaufsichten	379	459	633	967	1388	1553

Insgesamt fanden im Jahre 1925 statt: 11 184 Konkurse (ohne die wegen Massemangels abgelehnten Anträge auf Konkurseröffnung) und 5908 Geschäftsaufsichten. Von den Konkursen entfielen auf Warenhandel 5627, Industrie 4025, Landwirtschaft 155. Von den Geschäftsaufsichten auf Industrie 2661, Warenhandel 2507, Landwirtschaft 133. Während die Zahl der Geschäftsaufsichten bei der Industrie in den einzelnen Monaten durchweg höher war als beim Warenhandel, ist die monatliche Summe der Konkurse bei der Industrie geringer als beim Warenhandel.

Im Baugewerbe waren

	November	Dezember	Januar
Konkurse	46	58	51
Geschäftsaufsichten	33	58	45

Im Baumaterialien-, Glas-, Porzellan- und Steinguthandel waren im Januar 8 Konkurse und 12 Geschäftsaufsichten.

(Nach Wirtschaft und Statistik.)

Großhandelsindex.

27. Jan.	3. Febr.	10. Febr.	17. Febr.	24. Febr.	3. März
119,7	119,2	118,8	118,2	117,6	117,3

Lebenshaltungskostenindex.

Sept. 25.	Okt. 25.	Nov. 25.	Dez. 25.	Jan. 26.	Febr. 26
144,9	143,5	141,4	141,2	139,8	138,8

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 4. Februar.)

Verordnung zur Änderung der siebenten Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge. Vom 19. Februar 1926 (RGBl. S. 104). Bei Unterstützungsanträgen, die bis zum 31. März 1926 von Angestellten gestellt werden, gilt die betreffende Voraussetzung der Bewilligung schon als erfüllt, wenn die Angestellten in den letzten 2 Jahren wenigstens 3 (bisher 6) Monate gearbeitet haben.

Zweite Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 27. Februar 1926 (RAnz. Nr. 50). Diese neuen Höchstsätze gelten vom 1. März ab.

Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge. Vom 20. Februar 1926 (RGBl. S. 105).

Vierte Verordnung des Reichsministers der Finanzen zur Ausführung des Gesetzes über die Ablösung öffentlicher Anleihen. Vom 20. Februar 1926 (RGBl. S. 108). Die Frist für die Anmeldung der Markanleihen des Reiches zum Umtausch in Anleiheablösungsschuld und für die Beantragung der Auslosungsrechte wird bis zum 31. März hinausgeschoben.

Verordnung über die Abgabe der Steuererklärungen für die Einkommensteuer, Körperschaftssteuer und Umsatzsteuer. Vom 17. Februar 1926 (RStBl. S. 112. RMinBl. S. 67).

Bestimmungen über die Frühjahrsveranlagung 1926 zur Einkommensteuer, Körperschaftsteuer und Umsatzsteuer. Vom 17. Februar 1926. (RStBl. S. 41.) Enthalten die Muster der Bekanntmachungen, Merkblätter, Formulare für die Steuererklärungen zu den drei großen Steuern, die in der Zeit vom 11. bis 27. März einzureichen sind. Die Formulare werden den Steuerpflichtigen vom Finanzamt zugestellt. Der Reichsfinanzminister betont, daß bei der Umsatzsteuer die ständige Überwachung und Nachschau in den Betrieben die Hauptsache ist, während bei der Einkommen- und Körperschaftsteuer die Hauptarbeit in der Veranlagung liegt. Da sich bei den Gewerbetreibenden Einnahmen im Sinne der Einkommensbesteuerung im großen und ganzen mit dem Umsatz decken, sollen die für die Umsatzsteuer getroffenen Feststellungen auch für die Einkommen- und Körperschaftsteuer von entscheidender Bedeutung sein.

Gesetz zur Vereinfachung der Lohnsteuer. Vom 26. Februar 1926 (RGBl. S. 107). Betrifft zur Hauptsache die in der vorstehenden kleinen Mitteilung erwähnte Vereinfachung der Erstattung von Lohnabzugsbeträgen 1925 und 1926.

Im Art. 1 wird bestimmt, daß eine Erhöhung des steuerfreien Lohnbetrages für Werbungskosten und Sonderleistungen vom Jahre 1927 ab nur noch erfolgt bei Nachweis, daß die Auslagen für Werbungskosten und Sonderleistungen den Betrag von 40 M. (gegenwärtig 20 M.) monatlich übersteigen.

Verordnung über Vergünstigungen beim Steuerabzug vom Kapitalertrage. Vom 13. Februar 1926 (RStBl. S. 113). Betrifft u. a. die Freistellung von Dividenden und Zinsen, vom Steuerabzug vom Kapitalertrage, wenn Gläubiger und Schuldner die gleiche Person sind, bzw. Erstattung der einbehaltenen Steuerabzugsbeträge auf Antrag.

Verordnung über Finanzstatistik. Vom 9. Februar 1926 (RGBl. I S. 109). Die Landesregierungen sollen dem Reichsfinanzminister einmalige Aufstellungen mitteilen über die Einnahmen aus Steuern, Abgaben und Betriebsverwaltungen sowie über die Ausgaben in Ländern, Gemeinden und Gemeindeverbänden im Jahre 1913, 1925 und der ersten Hälfte 1926. Ferner sollen die Landesregierungen dem Reichsfinanzminister die Haushaltspläne und Rechnungsergebnisse der Länder, Gemeinden und Gemeindeverbände regelmäßig mitteilen und auch dem Reichsminister der Finanzen für die Länder laufende Monatsübersichten, für die Gemeinden und Gemeindeverbände laufende Vierteljahrsübersichten über die Einnahmen aus Steuern übermitteln.

Es ist zu hoffen, daß auf Grund dieser Unterlagen eine bessere Überwachung der Finanzgebahrung der Gemeinden möglich wird.

Handbuch für das Deutsche Reich 1926. Die neue Ausgabe des amtlichen Handbuches über die Organe der Reichsverwaltung, über Reichspost, Reichsbahn, Reichsbank, Bank für Industrieobligationen usw. (Aufgaben, Zuständigkeit, leitende Beamte) ist zum Preise von 7 M von Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8, Mauerstraße 44 zu beziehen.

Rechtsprechung.

Arbeitsrecht. a) Kein Zwang zur Entlassung anderer Arbeitnehmer zugunsten Schwerbeschädigter. Die Hauptfürsorgestellen haben bisher den Standpunkt vertreten, daß der Arbeitgeber, der auf die von ihm beschäftigte Anzahl von Arbeitnehmern nicht die vorgeschriebene Zahl von Schwerbeschädigten beschäftigt, gezwungen werden könnte, Arbeitnehmer zu entlassen, um an ihrer Stelle Schwerbeschädigte einzustellen. Das Reichsgericht hat jedoch entschieden, daß dem § 1 des Schwerbeschädigtengesetzes der Charakter einer programmatischen Einleitung zum Gesetz zuzusprechen ist. Er besagt, daß sich die Vorschriften des Schwerbeschädigtengesetzes nur auf den Fall der Neueinstellung von Arbeitnehmern beziehen. Ein Zwang zur Entlassung anderer Arbeitnehmer zugunsten Schwerbeschädigter soll durch das Gesetz nicht ausgeübt werden. Hat also z. B. ein Arbeitgeber, der 25 Arbeitnehmer beschäftigt, unter ihnen noch keinen Schwerbeschädigten angestellt, so ist er nicht gezwungen, einen dieser Arbeitnehmer zu entlassen und an seiner Stelle einen Schwerbeschädigten einzustellen. Erst wenn er eine weitere Einstellung vornimmt, muß er einen Schwerbeschädigten anderen Arbeitnehmern vorziehen. (RG. II v. 21. 1. 26.)

b) Verweigerung von Überstunden und fristlose Entlassung. In einem landwirtschaftlichen Betriebe weigerten sich einige Arbeiter im März 1923, übertarifliche Mehrarbeit zu leisten. Sie arbeiteten jedoch dann, als der Arbeitgeber ihnen kündigte, bis nach dem 10. Mai mit Überstunden weiter, der in einem verbindlich erklärten Tarifvertrag als jährlicher Termin zur Kündigung mit halbjähriger Frist festgesetzt war. Danach verweigerten die Arbeiter wieder die Mehrarbeit. Als sie daraufhin fristlos entlassen wurden, klagten sie auf Zahlung des Lohnes für die Zeit bis zum 10. November 1924, d. h. für die Zeit, die sie bei einer fristgerechten Kündigung noch in Arbeit stehen würden. Das Reichsgericht hat diese Forderung abgewiesen und nur auf Zahlung des Lohnes bis 10. Nov. 1923 erkannt.

Dadurch, daß die Arbeiter zuerst die Mehrarbeit verweigerten, dann aber, nachdem ihnen gekündigt war, nur bis nach Ablauf des jährlichen Kündigungstermins weiter arbeiteten, um für ein weiteres Jahr Lohn herauszuholen, haben sie die Rechtslage zuungunsten des Vertragsgegners verschoben. Ein solches Verhalten verstößt wider Treu und Glauben. Das Urteil muß demnach so gefällt werden, als ob die Arbeiter ihre erste Arbeitsverweigerung aufrechterhalten hätten und dadurch die Kündigung im März mit Wirkung zum November 1923 gültig geblieben wäre. (RG. III v. 27. 11. 25.)

c) Haftbarkeit von Vertragspartei und Einzelmitglied. Unterläßt es ein Verband als Tarifvertragspartei, seine Mitglieder zur Erfüllung der Tarifvertragsbestimmungen anzuhalten und nötigenfalls mit satzungsgemäßen Druck- und Strafmitteln gegen sie vorzugehen, so kann der Vertragsgegner auf vertragsmäßiges Verhalten und gegebenenfalls auf Schadenersatz klagen. Diese Klagerechte gegen den Verband stehen sowohl der gegnerischen Vertragspartei wie auch den einzelnen Mitgliedern dieser Organisation zu. Dagegen kann gegen die Einzelmitglieder eines Verbandes, die trotz des von ihrer Organisation ausgeübten Druckes die Erfüllung tarifvertraglicher Bestimmungen verweigern, nicht im Klagewege vorgegangen werden. Lediglich die beiderseitigen Organisationen haften für die Durchführung eines Tarifvertrages bzw. eines verbindlich erklärten Schiedsspruches. (RG.-Urteil abgedr. in „Zentralarchiv f. Politik u. Wirtschaft" v. 27. 1. 26.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 6 vom 11. Febr. 1926.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 89 816. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Kletterdrehscheibe für Feldbahnen. 20. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 33. F. 58 688. Otto Fischer, Bornhausen b. Seesen a. Harz. Vorrichtung zur Sicherung von Eisenbahnzügen. 24. IV. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 66 499. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stützpunkt für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen; Zus. z. Anm. S 64 756. 10. VII. 24.

Kl. 65 b, Gr. 3. M 91 321. Max Müller, Hamburg, Admiralitätsstraße 33—36. Schwimmdock. 15. IX. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. P 48 888. Karl Piehler, Leipzig-Gohlis, Dinterstraße 18. Fahrbare Betonmischmaschine mit geteilter Mischtrommel. 2. X. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. S 69 444. Dr. Gerto Snijder, Utrecht, Holl.; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Verfahren zur Herstellung von Portlandzement. 28. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patenblatt Nr. 6 vom 11. Febr. 1926.

Kl. 20 a, Gr. 12. 425 993. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Einschiebevorrichtung für Personenschwebebahnen. 20. III. 25. G 63 844.

Kl. 20 a, Gr. 12. 425 994. Dipl.-Ing. Otto Ohnesorge, Bochum, Waldstr. 90. Mehrscheibenantrieb mit Spannungsausgleich. 26. X. 24. O 14 539.

Kl. 20 k, Gr. 9. 425 749. Gustav Rolle, Bommer, Ruhr. Stromschiene für elektrische Schleifleitungen. 29. III. 25. R 63 912.

Kl. 37 b, Gr. 1. 425 874. Alfred Wolfensberger u. Ernst Kägi, Hinwül, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Baustein. 9. I. 24. W 65 201. Schweiz 31. XII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 3. 425 676. Josef Jakubczyk, Drohobycz, Polen; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. H. Fried, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schalungslose Betonsäule. 24. V. 24. J 24 800.

Kl. 37 e, Gr. 1. 425 817. August Heidet, Mülhausen, Elsaß; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. P. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Arbeitsbühne für aus verstrebten Ständern gebildete Arbeitsgerüste. 12. VII. 24. H 97 842. Frankreich 13. VII. 23.

Kl. 86 b, Gr. 1. 425 860. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von Mörtelbildnern. 6. IX. 24. P 48 733.

Kl. 80 b, Gr. 3. 425 861. Gewerkschaft Lutz III, Berlin. Verfahren zur direkten Herstellung von Zementen im Abstichgenerator. 23. I. 24. G 60 525.

Kl. 80 b, Gr. 8. 425 890. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen, Akt.-Ges. u. Adolf Grote, Köln-Kalk. Verfahren zur Verwertung von häuslichen und gewerblichen Abfällen, insbesondere Müll. 30. I. 25. M 88 034.

Kl. 84 a, Gr. 3. 425 700. Dipl.-Ing. Edmund Groh, Zittau, Sa., Juststr. 4. Einrichtung zum Betätigen von Wehren durch den Druck des Oberwassers. 7. XI. 22. G 57 780.

Kl. 85 c, Gr. 1. 425 794. Städtehygiene- und Wasserbaugesellschaft m. b. H., Wiesbaden. Verfahren zur Behandlung von Abwasser und Ablaugen in Klär- und Faulräumen mit Gasen unter Druck. 9. IX. 21. St. 36 027.

Kl. 85 c, Gr. 6. 425 787. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig. Schlammheber für Kläranlagen, bestehend aus einer unter Wasserdruck setzbaren Druckkammer. 20. XII. 23. V 18 776

Kl. 85 c, Gr. 6. 425 919. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. Baden, Beierthämerallee 70. Abspritzvorrichtung für Siebbänder. 8. III. 25. G 63 664.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

25 Jahre Zeppelin-Luftschiffbau. Von Direktor Dr. L. Dürr. 86 S. Mit 186 Textabb. u. 1 Tafel. V. D. I.-Verlag, Berlin 1924. Geheftet RM. 8,—; gebunden RM. 10,—.

Zeitlich ungefähr mit der erfolgreichen großen Fahrt des Z. R. III über den Atlantik zusammenfallend, ist das Erscheinen dieser Jubiläumsschrift in ganz Deutschland vermutlich dankbar begrüßt worden. Über den Luftschiffbau, ein verhältnismäßig junges, aber hochinteressantes Teilgebiet der Technik, fanden sich begreiflicherweise erst in den Nachkriegsjahren, in verschiedenen Zeitschriften verstreut, einzelne Veröffentlichungen. In der vorliegenden Schrift gibt uns der u. W. älteste Mitarbeiter des Grafen Zeppelin in schlichten Worten und ernster Sachlichkeit ein zusammenfassendes Bild von der durch die Begeisterung des ganzen deutschen Volkes getragenen Entwicklung der Zeppelin-Luftschiffe. — Im Vordergrund der Betrachtung steht eine Beschreibung des Amerika-Luftschiffes L. Z. 126, welcher sich in ausgezeichneter Klarheit Mitteilungen über die konstruktive Entwicklung der Z.-Schiffe anschließen. Dieser letztere Teil wird den Bauingenieur am meisten zu fesseln wissen, verkörpern doch die Behandlung und bauliche Durchbildung des Hauptteils der Schiffe, des Tragkörpers oder Gerippes, besonders schwierige Aufgaben, über die auch Dr.-Ing. Rühl im „Bauingenieur" 1924, Seite 79—81 eine kurze Betrachtung angestellt hat. — Dürr beschränkt sich darauf, die konstruktive Entwicklung ganz vom Standpunkt des Z.-Schiffbaues aus zu schildern. Wie weit die an anderen Stellen gemachten Erfahrungen dabei von Einfluß waren, wird nicht näher erläutert. Der Wert der Festschrift wird jedoch durch diesen kleinen Mangel durchaus nicht beeinträchtigt, und wer sich über diese Zusammenhänge näher unterrichten will, findet in der Zeit-

schrift „Die Luftschiffahrt" 1920, Hefte 3, 5 und 6 und in der „Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt" 1921, Heft 8, einige Angaben. — Die konstruktive Frage selbst behandelt der Verfasser recht ausführlich, und die durch Zahlentafeln und Schaubilder gekennzeichnete ständige Steigerung der Leistungsfähigkeit der Z.-Schiffe läßt darauf schließen, daß hier in zähem Ringen ein großes Maß technischer Arbeit geleistet ist. Dem Leser drängt sich die Überzeugung auf, daß die gewaltige Pionierleistung Zeppelins, sein als deutsches Kulturgut anzusprechendes Erbe, in sachgemäßer Weise auf eine hohe Stufe der Vervollkommnung gebracht ist.

Mit einem lebenswahren Bilde des Grafen Zeppelin auf der Titelseite ist die Ausstattung des Heftes ganz hervorragend. Sein Inhalt bietet sowohl dem Laien, als auch dem Ingenieur einen vorzüglichen Einblick in das Wesen des Luftschiffbaues und die Leistungsfähigkeit dieser Fahrzeuge. R.

Über die Festigkeit elektrisch geschweißter Hohlkörper. Versuche, veranstaltet vom Schweizerischen Verein von Dampfkesselbesitzern. Berichterstatter: E. Höhn, Oberingenieur, 130 S. Verlag von Julius Springer, Berlin 1924, RM. 4,50.

Der Verfasser behandelt in übersichtlicher Form eine Reihe von Versuchen, die in den Jahren 1914 und 1921 durchgeführt sind. Einleitend werden die Versuche mit autogen geschweißten Proben beschrieben. Den Eisenbauer interessieren aber vornehmlich die in der übergroßen Mehrzahl durchgeführten Versuche mit Proben, welche im elektrischen Lichtbogen geschweißt sind, zumal deren Ergebnisse günstiger ausfielen, als die der autogen geschweißten Proben. Verwendet wurden zu den Proben sogen. Feuerbleche F 1, aus Flußeisen mit etwa 35 kg/mm Festigkeit und 34% Bruchdehnung. Die Proben bestanden aus einfachen Flachstäben mit verbreiterten Einspannenden, welche teilweise in der Mitte durch eine V- oder X-förmige Schweißfuge, zum andern Teil durch aufgeschweißte einseitige oder doppelseitige Laschen verbunden waren. — Die wichtigsten Ergebnisse lassen sich wie folgt zusammenfassen: Die erzielten Höchst- und Mindestwerte zeigten beträchtliche Unterschiede, die zum Teil auf die persönliche Leistung der Schweißen zurückzuführen sind, zum andern Teil auf die Dicke der verwendeter Elektroden und der verbundenen Teile. Die Zerreißfestigkeit der elektrischen V- und X-Schweißungen ist bemerkenswert hoch und kann die des gewöhnlichen Flußeisens übersteigen. Beide Schweiß-Verbindungen sind technisch gleichwertig. Die Biegefestigkeit von X-Schweißungen ist allerdings etwas größer. Bei V-Schweißungen empfiehlt sich ein Nachschweißen auf der Wurzelseite. Verglichen mit Flußeisen ergibt sich die Kerbzähigkeit der Schweißnähte weitaus geringer, ihre Härte größer. Das Nachglühen verschweißter Teile empfiehlt sich offenbar nicht. Die Festigkeit der überlappten Schweißungen ist bei guter Ausführung größer als bei gewöhnlichem Flußeisen. Überhöhung der Schweißnähte ist unter allen Umständen zu empfehlen. Die Zerreißfestigkeit der Stirnschweißungen nimmt mit zunehmender Laschendicke etwas ab, ebenso die Scherfestigkeit der Flankenschweißnähte; letztere sinkt ebenfalls mit zunehmender Schweißlänge. Die Festigkeit der Stirnschweißung ist größer als die der Flankenschweißung, weil erstere in der Regel auf Zerreißen und letztere auf Abscheren beansprucht sind. — Der zweite Teil des Berichtes erstreckt sich auf Dehnungsmessungen an geschweißten Behältern und ist in erster Linie für den Kesselbau bemerkenswert. Trotzdem verdienen auch diese mit dem Okhuizen-Apparat durchgeführten sauberen Dehnungsmessungen und ihre Auswertung die Aufmerksamkeit des Eisenbauers. — Die vorgen. Ergebnisse sind durch eine Reihe neuerer deutscher Arbeiten inzwischen bestätigt und erweitert worden. Nachdem in England und in den Vereinigten Staaten bereits ganze Bauwerke geschweißt wurden, beginnt die Verwendung der elektrischen Lichtbogen-Schweißung im Eisenbau — trotz berechtigten Mißtrauens — langsam auch in Deutschland Fuß zu fassen. Heftverbindungen und Verstärkungsarbeiten werden wohl die ersten Anwendungsgebiete sein. —

Das sehr gut ausgestattete Buch bildet für alle, die sich über die Schweißfrage unterrichten wollen, eine ausgezeichnete Fundgrube und sei daher bestens empfohlen. R.

Personalien.

Auf einstimmigen Antrag der Fakultät für Maschinenwirtschaft ist durch einstimmigen Beschluß von Rektor und Senat dem Geheimen Baurat Herrn Alfred von Scholtz in Breslau „ dem hervorragenden Bauingenieur in besonderer Würdigung seiner ebenso umfangreichen wie segenbringenden Bautätigkeit für die Hauptstadt Breslau" die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen worden.

Berichtigungen.

In dem Aufsatze „Schätzungswerte für Abflußmengen der Hochwässer" (Heft Nr. 5, Jahrgang 1926) muß es in Formel 3 statt

$$Q = m F^{\frac{m}{n}} \text{ m}^3/\text{sec}$$

heißen

$$Q = \alpha F^{\frac{m}{n}} \text{ m}^3/\text{sec},$$

wobei „α" erst später in den Beiwert „m" übergeht, welcher jedoch nicht mit dem Potentialwerte im Zusammenhange steht.

Dieser Fehler ist ohne Einfluß auf das Endergebnis.

Hochwertiger Baustahl St. 48:

In dem Erlaß der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 26. Januar 1926, Heft 6, S. 117, muß es heißen:

Unter 2 kg/mm² statt km/mm²,
„ 6 Oelfarbenanstrich statt Oelfarbenstrich.

Von Herrn J. G. van Bruggen, Rotterdam, werden wir im Interesse unserer Leser darauf aufmerksam gemacht, daß sich im Jahrgang 1924, Heft 7, Seite 209, ein Druckfehler befindet. Die Formel für die Betondruckfestigkeit muß anstatt: $K_b = 0{,}28 \frac{K_0^{0{,}9}}{4{,}5^n}$ heißen: $K_b = \frac{1}{0{,}28} \cdot \frac{K_0^{0{,}9}}{4{,}5^n}$.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg unter Führung des Herrn Ministerialrat Busch besichtigte am 2. März die Baustelle des Großkraftwerkes Rummelsburg. Nach einem Vortrag von Herrn Dr.-Ing. Wellmann von den Berliner Städtischen Elektrizitäts-Werken, wurde die umfangreiche Baustelle, die bereits anläßlich der Hauptversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 1. 12. 1925 besichtigt war, unter Führung von Herren der Bauleitung der AEG begangen.

Über das gewaltige Bauwerk, seine Bestimmung und seine hauptsächlichste Gliederung ist ausführlich in den Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen anläßlich der Hauptversammlung berichtet worden, bei der die Baustelle besichtigt wurde. (Vgl. Bauingenieur Nr. 37, sowie den Sonderdruck, der den Mitgliedern der D. G. f. B. zugesandt worden ist.) Die Fortschritte im Bau sind ganz augenfällig. Der gegenwärtige Bauzustand ist im einzelnen etwa folgender:

Der Stichkanal von der Spree aus ist vollständig ausgehoben und die ersten Arbeiten für die Eisenbeton-Uferbefestigung beginnen. Für die Brücke, die die Cöpenicker Landstraße über den Stichkanal führen soll, werden die Spundwände der Endwiderlager gerammt. Die Kühlwasserkanäle stehen dicht vor der Vollendung.

Das Schalthaus, das aus Ziegelmauerwerk besteht, wächst über die Höhe des ersten Stockwerkes hinaus. Das Turbinenhaus und die Kesselhäuser, die in Eisenbauweise mit Ziegelausmauerung ausgeführt werden, bieten augenblicklich einen eindrucksvollen Anblick, da die gewaltigen, schweren Eisenkonstruktionen bis zu 30 und 40 m Höhe zur Zeit entstehen.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf der Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM. und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 6.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 19. März 1926 Heft 12

STUDIEN ÜBER KONSTRUKTION UND BERECHNUNG DURCH WINDKABEL VERSTEIFTER FUNKTÜRME.

Von Alfred Junge, Dipl.-Ing., Elmshorn (Holstein).

Übersicht. Funktürme mit Windkabeln und solche bisheriger Konstruktion. Verwendung der Hängebrückenkettenkonstruktion unter Berücksichtigung der veränderten Verhältnisse. Systembildung räumlicher Turmfachwerke. Das „Sehnenlängenänderungsgesetz" der horizontalen Verbindungsglieder, der „Horizontalstangen". Nachweis der Fehler zwischen üblicher angenäherter und genauerer Berechnung der Horizontalstangen. Momentanes Elastizitätsmaß. Aufstellung nichtlinearer Elastizitätsgleichungen. Lineare Elastizitätsnäherungsgleichungen. Gesichtspunkte für die Wahl der Systemabmessungen und die Aufstellung rationeller Näherungsformeln.

Die bisher ausgeführten Konstruktionen relativ hoher Funktürme bestehen im wesentlichen entweder darin, daß z. B. zwei übereinanderstehende, kugelgelenkig gelagerte Fachwerkstützen durch Schrägseile (Pardunen) abgefangen werden (Nauen) oder auch es wird ein freistehender Mast, ohne jegliche Halteseile, als räumliches Fachwerk, welches alle äußeren Kräfte aufzunehmen hat, ausgebildet (Königswusterhausen). Hier soll nun eine Funkturmkonstruktion in ihren Grundzügen erörtert und ihre Berechnungsweise im wesentlichen skizziert werden, bei der, gewissermaßen eine Verbindung von beiden angeführten Konstruktionsarten, ein durch Ketten oder Kabel mit „Horizontalstangen" (s. Abb. 1 und 2) — in ähnlicher Weise wie im Hängebrückenbau verwandt — versteifter Turm als Tragkonstruktion für die Antennenzüge, für die Wind- und Eigenlasten benutzt wird. Durch solche Kabel können die über die Höhe des Turmgerüstes als gleichmäßig bzw. stetig veränderlich anzusehenden Windlasten, bei zweckmäßiger Wahl der Kabelform, gleichmäßiger, d. h. für das Turmgerüst günstiger wirkend, aufgenommen werden als dieses bei Pardunen der Fall sein kann. Die Kabel, welche eine den auf das Turmgerüst wirkenden Belastungen sowie den Temperaturverhältnissen entsprechende Verspannung benötigen, sind durch horizontalliegende Seile — im folgenden mit „Horizontalstangen" bezeichnet — mit dem Turmfachwerk verbunden. Unterschiedlich vom Hängebrückenbau, wo diese Seile lotrecht hängen und somit infolge der Erdschwere keinen Durchhang besitzen, werden die hier horizontalliegenden Hängestangen infolge ihres Eigengewichtes bzw. eines zusätzlichen Gewichtes durch Rauhfrostbehang[1]), einen ihrer Länge entsprechenden mehr oder minder großen Durchhang aufweisen, demzufolge die übliche[2]) Berechnung gerader Stäbe nach dem Hookeschen Gesetz, in ihrer Anwendung auf Horizontalstangen größerer Länge, wie folgende Untersuchungen zeigen werden, einer Korrektur bedarf. Zwar ist der Einfluß der Hängestangen parabolischer Ketten, deren Formänderungsberechnungen das Hookesche Gesetz zugrunde gelegt ist, wie bekannt[2]) [3]), auf die Gesamtformänderung z. B. einer Hängebrücke relativ gering und kann meistens vernachlässigt werden. Berücksichtigen wir jedoch den Durchhang und eventuell Rauhreifbelastung der hier relativ langen Horizontalstangen, so erscheint eine schärfere Berechnung wohl berechtigt. Sollte sich später, bei Anwendung der Theorie auf Zahlenbeispiele, ergeben, daß in diesem oder jenem Falle der nach der im folgenden entwickelten Methode erreichte Genauigkeitsgrad nicht erforderlich ist, so wird damit der Zweck der Theorie, in der Erkenntnis eine übermäßige Vorsicht angewandt zu haben, auch erfüllt sein.

Zur Berechnung des Systems nehmen wir an, daß das Fachwerk des Turmes ohne die Kabel mit Horizontalstangen ein stabiles räumliches Fachwerk sei, daß äußere Lasten nur in den Knoten dieses Fachwerkes angreifen und daß ferner die Knotenpunktsverrückungen gegenüber den Abmessungen des Systems so gering sind, daß das Prinzip der virtuellen Verrückungen bei der Berechnung Verwendung finden kann. Hier ist, um den allgemeinen Gedankengang zu zeigen, ein Turm mit gleichseitig-dreieckigem Querschnitt und drei Windkabeln gewählt worden. Die hieraus sich ergebenden Berechnungsergebnisse können dann ohne weiteres auch auf Funktürme anderer Fachwerkgliederungsweise, durch eine beliebige Anzahl von Kabeln versteift, angewandt werden.

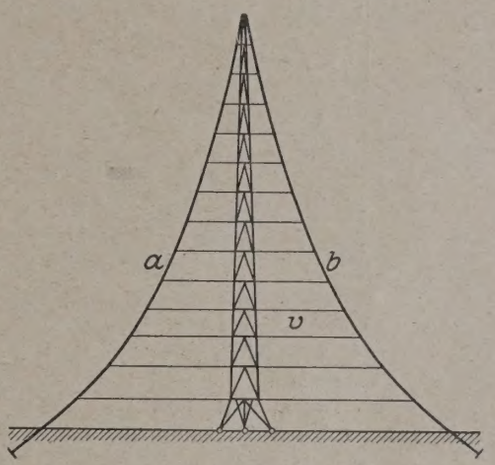


Abb. 1.

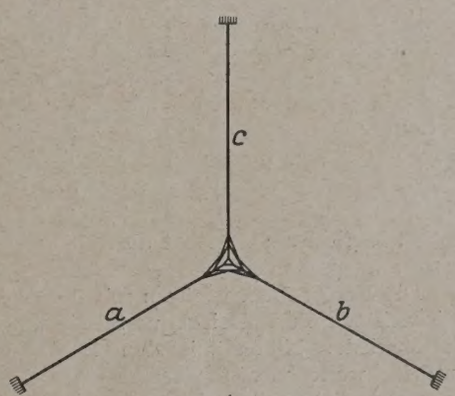


Abb. 2. Funkturm mit Windkabeln.

Vom ästhetischen Standpunkt betrachtet, stellt der durch Kabel versteifte Turm, infolge der beruhigend wirkenden Linienführung der Kabel, wenn deren Maße gegenüber den Maßen des Turmes in der Natur auch weniger in Erscheinung treten werden, wie Abb. 1 zeigt, ein Bauwerk dar, welches auch gewissen architektonischen Ansprüchen zu genügen vermag.

I.

Systembildung.

In den folgenden Untersuchungen betrachten wir alle Stäbe des Turmfachwerkes sowie die der Ketten und Horizontalstangen als starr.

Entfernen wir die überzähligen Glieder a, b, c nebst Horizontalstangen v (Abb. 1 u. 2), so bleibt ein statisch bestimmtes,

[1]) Weil, Beanspruchung und Durchhang von Freileitungen, Diss. Berlin 1911.

[2]) Müller-Breslau, Die graphische Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, 1. Abt.

[3]) Bohny, Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken.

stabiles[4]) Raumfachwerk übrig (freistehender Turm), wenn die Bildungsweise dieses Fachwerkes entweder aus Folgen von Gebilden nach den Abb. 3 oder 4 geschieht. Diese symmetrisch gebauten Stabgebilde mit den festen Knotenpunkten (3 Stützbedingungen) 7, 8, 9 (Abb. 3) bzw. 7′, 8′, 9′ (Abb. 4) sind aber stabil. Beim System der Abb. 4 ist dieses ohne weiteres erkennbar, wenn z. B. die Diagonale $\overline{1'7'}$ gegen die Diagonale $\overline{3'8'}$ vertauscht wird. In dem so gebildeten System können, ausgehend vom Knoten 1′, nacheinander die Knoten 1′, 2′, 3′, mit je drei nicht in einer Ebene liegenden Stäben, gestrichen werden, womit die Stabilität des Stabgebildes der Abb. 4 erwiesen ist[5]). Beim Gebilde der Abb. 3 können zunächst die

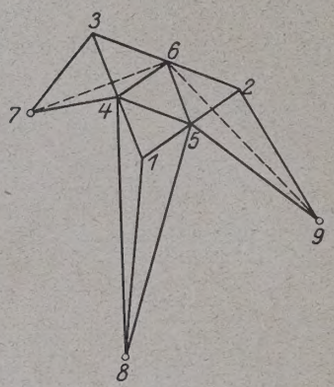


Abb. 3.

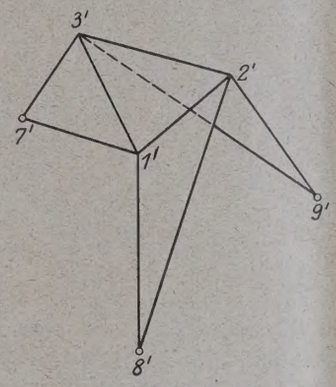


Abb. 4.

Knoten 1, 2, 3 gestrichen werden, welche durch je drei Stäbe angeschlossen sind. Die verbleibenden Knoten 4, 5, 6 verbinden durch je zwei Stäbe das obere Stabdreieck stabil mit den festen Knoten (3 Stabbedingungen) 7, 8, 9. Um dieses zu erkennen, vertauschen wir z. B. den Stab $\overline{45}$ gegen den Stab $\overline{57}$. Ein in den Knoten 4 und 5 angreifendes Kräftepaar „1" mit der Richtung des Stabes $\overline{45}$ erzeugt, wie wohl ersichtlich, in dem Ersatzstabe $\overline{57}$ eine endliche Spannkraft. Da das Ersatzfachwerk mit dem Ersatzstabe $\overline{57}$ aber stabil ist und wegen der endlichen Spannkraft des Stabes $\overline{57}$ infolge des Kräftepaares „1" die Determinante[5]) aus der einfachen Stabvertauschung nicht verschwindet, so ist das Stabgebilde mit den Knoten 4, 5, 6 stabil und unverschieblich, was somit auch von dem Gesamtgebilde der Abb. 3 zu behaupten ist.

Durch eine beliebige Aufeinanderfolge von Gebilden nach den Abb. 3 oder 4 entsteht also ein unverschiebliches stabiles Turmraumfachwerk.

Die Kettenebenen mögen mit den Winkelhalbierenden des gleichseitigen Turmdreieckquerschnittes zusammenfallen. Die Kettenglieder bilden mit den Horizontalstangen und dem Turmfachwerk unvollkommene räumliche Fachwerke. Um ihren räumlichen Anschluß an das Turmfachwerk zu bewerkstelligen, denken wir uns die Knoten der Kettenglieder durch je einen nicht in die Kettenebene fallenden „Stab" mit dem „Erdfachwerk"[5]) verbunden. Durch Kräfte, welche ausschließlich in den Kettenebenen wirken[6]), verbleiben solche „gedachten Stäbe" spannungslos, welchen Spezialfall wir unseren Untersuchungen zugrunde legen.

II.

Das „Sehnenlängenänderungsgesetz" der Horizontalstangen.

Ist ein dem Hookeschen Gesetz folgendes elastisches Seil (Kette) homogenen Materials und konstanten Querschnittes zwischen zwei Punkten gleicher Höhenlage gespannt, so ist in bekannter Weise[1]) die Stützpunktentfernungsänderung — „Sehnenlängenänderung" — eine Funktion der Spannung, der Seilbelastung und der Temperatur.

Wir benutzen für die hier vorliegenden Zwecke die von Skrobanek[7a]) entwickelten Resultat eder „elastischen Kettenlinie", indem wir diese Resultate bezüglich des Temperatureinflusses erweitern[7]) und für die hier nur in Frage stehenden flachen Seilkurven mittels Reihenentwicklung zweckmäßige, prinzipiell bereits bekannte, jedoch auf anderem Wege gefundene[1]) Näherungsformeln ableiten.

Bedeutet:

γ_0 die auf die Volumeneinheit des Seils bezogene spezifische Belastung,
σ_0 die Scheitelspannung des Seils (Horizontalkomponente der Seilspannung),
t_0 die Temperaturerhöhung in Celsiusgraden,
ε den Wärmeausdehnungskoeffizienten,
E das Elastizitätsmaß des Seilmaterials,
l die „starre" spannungs- und temperaturlose[8]) Bogenlänge des Seils,
s die Entfernung der Stützpunkte des Seils (Sehnenlänge),
f_0 den Durchhang des Seils im Scheitel,
φ_0 den Auflagerwinkel des Seils,

so folgt:

$$(1) \qquad s = \frac{2\sigma_0}{\gamma_0}(1+\varepsilon t_0)\ln\left[\frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0} + \sqrt{1+\left(\frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0}\right)^2}\right] + \frac{\sigma_0 l}{E}$$

$$(2) \qquad f_0 = \frac{\sigma_0}{\gamma_0}(1+\varepsilon t_0)\left[\sqrt{1+\left(\frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0}\right)^2} - 1\right] + \frac{\gamma_0 l^2}{8E}$$

$$(3) \qquad \operatorname{tg}\varphi_0 = \frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0}$$

Die Gleichung (1) stellt s als Funktion dreier Variabler, der Spannung, der spezifischen Belastung und der Temperatur dar. Für flache Seilkurven, d. h. für kleine Auflagerwinkel φ_0 [Gl. (3)], läßt sich die Gl. (1) [für Gl. (2) gilt dasselbe, ist hier jedoch interesselos] durch Entwicklung nach Potenzen von $\operatorname{tg}\varphi_0$ in eine bereits bekannte[1]) Form überführen. Die Entwicklung des logarithmischen Gliedes der Gl. (1) in eine Mac Laurinsche Reihe ergibt unter Beachtung der Gl. (3):

$$\ln\left[\operatorname{tg}\varphi_0 + \sqrt{1+\operatorname{tg}^2\varphi_0}\right] = \frac{\operatorname{tg}\varphi_0}{1!} - \frac{\operatorname{tg}^3\varphi_0}{3!} + \frac{9\operatorname{tg}^5\varphi_0}{5!} + \ldots$$

Berücksichtigen wir nur die Glieder bis zur dritten Potenz, da dann das Lagrangesche Restglied

$$R < \left|\frac{9\operatorname{tg}^6\varphi_0}{5!}\right| \left[\text{d. h. mit } \operatorname{tg}\varphi_0 \leq 1/5 \text{ wird } R < |0{,}0000048|\right]$$

wird, so folgt aus den Gl. (1), (3) und vorstehender Reihe:

$$s = \frac{2\sigma_0}{\gamma_0}(1+\varepsilon t_0)\left[\frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0} - \left(\frac{\gamma_0 l}{2\sigma_0}\right)^3 \frac{1}{6}\right] + \frac{\sigma_0 l}{E}$$

und hieraus $$s = (1+\varepsilon t_0)\left[l - \frac{l^3\gamma_0^2}{24\sigma_0^2}\right] + \frac{\sigma_0 l}{E}$$

Da das zweite Glied der ersten und das der zweiten Klammer sehr kleine Größen darstellen, folgt unter Vernachlässigung der kleinen Größen zweiter Ordnung:

$$(4) \qquad s = l + \varepsilon t_0 l - \frac{l^3\gamma_0^2}{24\sigma_0^2} + \frac{\sigma_0 l}{E}$$

---

4) Hierbei sind reibungslose Kugelgelenke als Knoten vorausgesetzt.
5) Schlink, Statik der Raumfachwerke.
6) Hierbei ist je ein Kettenglied der Überzähligen a, b oder c entfernt zu denken, um ein statisch bestimmtes „erweitertes Raumfachwerk" zu erhalten.

7) Die Erweiterung der Skrobanekschen Gleichungen ist unter der Voraussetzung geschehen, daß das „starre" Bogenelement dl sich infolge Temperatur um $\Delta dl = dl \cdot \varepsilon t$ verlängert. Die Ableitung ist hier nicht wiedergegeben, weil sie sich von den analogen Skrobanekschen prinzipiell wenig unterscheidet.
7a) Skrobanek, Gleichgewichtsform eines elastisch dehnbaren Fadens. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik 1922, Heft 6.
8) Temperaturlos heißt hier: $t_0 = 0$.

Bei einer Zustandsänderung von zusammengehörigen s, σ_0, γ_0, t_0 auf zusammengehörige $s+\Delta s$, σ, γ, t, folgt:

$$(5) \qquad s+\Delta s = l+\varepsilon t l-\frac{l^3\gamma^2}{24\sigma^2}+\frac{\sigma l}{E}$$

Die Subtraktion der Gl. (4) und (5) voneinander ergibt:

$$(6) \qquad \Delta s=(\sigma-\sigma_0)\frac{l}{E}+\varepsilon(t-t_0)l+\frac{l^3}{24}\left[\left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2-\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2\right]$$

Die Gleichung (6) stellt die Sehnenlängenänderung Δs als Funktion der Spannungs-, der Temperatur- und der Belastungsänderung dar. Da die „starre" Seillänge l sich bei den hier vorausgesetzten flachen Seilkurven verschwindend wenig von der Sehnenlänge s unterscheidet, kann, ohne einen nennenswerten Fehler zu begehen, in Gleichung (6) l durch s ersetzt werden. Dann folgt die bekannte[1]), bereits unter Zugrundelegung der Parabel als Näherungskurve der Kettenlinie gewonnene Gleichung:

$$(7) \qquad \Delta s=(\sigma-\sigma_0)\frac{s}{E}+\varepsilon(t-t_0)s+\frac{s^3}{24}\left[\left(\frac{\gamma_0}{\sigma_0}\right)^2-\left(\frac{\gamma}{\sigma}\right)^2\right]$$

Die der Temperatur t_0, die wir als Aufstellungstemperatur betrachten wollen, der Belastung γ_0 entsprechende spannungslose, mit der Temperatur t_0 behaftete „starre" Seillänge l_0 ergibt sich aus Gl. (4) (für eine unnötig genauere Berechnung muß Gl. (1) benutzt werden):

$$l_0=l(1+\varepsilon t_0)=s+\frac{l^3\gamma_0^2}{24\sigma_0^2}-\frac{\sigma_0 l}{E};$$

d. h., wenn wir wieder in den mit l bzw. l^3 behafteten sehr kleinen Gliedern l bzw. l^3 durch s bzw. s^3 ersetzen:

$$(8) \qquad l_0=l(1+\varepsilon t_0)=s\left[1+\frac{s^2\gamma_0^2}{24\sigma_0^2}-\frac{\sigma_0}{E}\right]$$

Die Gl. (7) kann als Funktion von σ auch geschrieben werden:

$$(9) \qquad \Delta s=A\sigma+\frac{B}{\sigma^2}+C,$$

wenn

$$A=\frac{s}{E};\quad B=-\frac{s^3\gamma^2}{24},\quad C=\underbrace{\frac{s^3\gamma_0^2}{24\sigma_0^2}-\frac{\sigma_0 s}{E}}_{v}+\varepsilon\overbrace{(t-t_0)}^{t'}s$$

ist. Setzen wir, wie dieses den üblichen Berechnungsmethoden der „Sehnenlängenänderung" auf Grund der Gleichung

$$(10) \qquad \Delta s'=\frac{\sigma s}{E}+\varepsilon t' s$$

[hierin ist $t'=t-t_0$] entspricht, in Gl. (8) $l_0=s$, so folgt aus dieser Gleichung der Wert für die „Vorspannung"

$$(11) \qquad \sigma_0=\sqrt[3]{\frac{\gamma_0^2 s^2 E}{24}}$$

und mit diesem Wert aus Gl. (9) mit $t-t_0=t'$, da $v=0$:

$$(12) \qquad \Delta s=\frac{\sigma}{E}s+\varepsilon t' s-\frac{s^3\gamma^2}{24\sigma^2}$$

Die Gl. (12) unterscheidet sich demnach von der Gl. (10) nur durch das Korrektionsglied $-\frac{s^3\gamma^2}{24\sigma^2}$ oder nach Gl. (9) durch $\frac{B}{\sigma^2}$.

Der relative Fehler der Funktion (10) gegenüber (12) ist somit:

$$(13) \qquad F=\frac{\Delta s'-\Delta s}{\Delta s}=\frac{\frac{s^3\gamma^2}{24}}{\frac{s\sigma^3}{E}-\frac{s^3\gamma^2}{24}+\varepsilon t' s\sigma^2}$$

In der Zahlentafel 1, deren Werte in Abb. 5 graphisch dargestellt sind, ist Gl. (13) für die Spannungen $\sigma=1, 2, 3$ t[9])/cm², für $\gamma=8{,}7$ und 23,7 t/m³ (Rauhreifbehang[1])) $t'=0$ sowie $E=2\cdot10^7$ t/m², in großer Annäherung an die Verhältnisse des patentverschlossenen Kabels [E ist bei solchen Kabeln nicht genau konstant!] der Firma Felten & Guilleaume, Mülheim, für Längen s bis 120 m in Prozenten berechnet worden. (In Abb. 5 sind nur die positiven Prozente dargestellt.)

Zahlentafel 1.

s	$\gamma=8{,}7$ t/m³, $\sigma=10^4$ t/m²	$\gamma=8{,}7$ t/m³, $\sigma=2\cdot10^4$ t/m²	$\gamma=8{,}7$ t/m³, $\sigma=3\cdot10^4$ t/m²	$\gamma=23{,}7$ t/m³, $\sigma=10^4$ t/m²	$\gamma=23{,}7$ t/m³, $\sigma=2\cdot10^4$ t/m²	$\gamma=23{,}7$ t/m³, $\sigma=3\cdot10^4$ t/m²
	%	%	%	%	%	%
0	0	0	0	0	0	0
10	0,63	0,07	0,02	4,90	0,58	0,17
20	2,58	0,31	0,09	23,00	2,39	0,69
30	6,00	0,71	0,21	72,60	5,56	1,58
40	11,20	1,27	0,37	298,00	10,30	2,86
50	18,70	2,01	0,58	−689,00	17,10	4,53
60	29,40	2,92	0,84	−248,00	26,60	6,66
70	44,60	4,00	1,15	−177,00	40,00	9,29
80	67,50	5,30	1,51	−150,00	60,00	12,50
90	104,30	6,80	1,92	−135,50	90,40	16,40
100	170,80	8,55	2,38	−127,00	141,00	21,00
120	1002,00	12,80	3,48	−117,00	533,00	33,20

Die Abb. 5 zeigt, daß z. B. ein Fehler von 10 % selbst bei Seilen ohne Rauhfrostbehang und der relativ hohen Minimal-

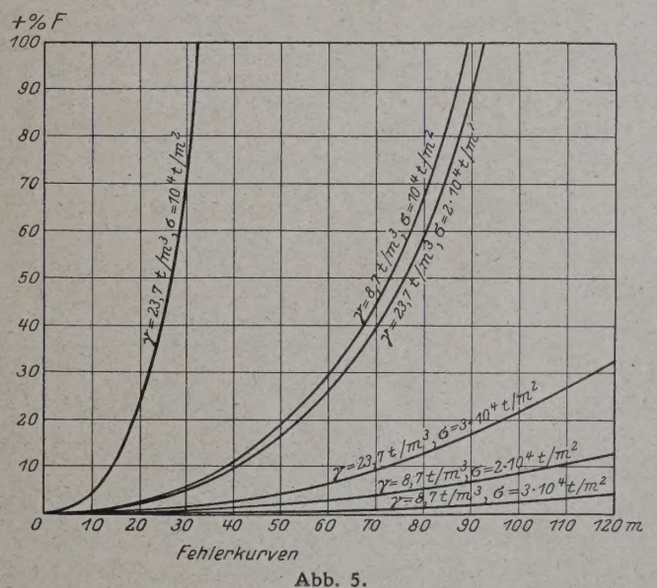


Abb. 5.

spannung von 2 t/cm² schon bei etwa 100 m Seillänge erreicht wird, daß dieser Fehler bei Rauhfrostbehang und derselben Spannung schon bei etwa 40 m, bei Rauhfrostbehang und einer Spannung von $\sigma=3$ t/cm² bei 70 m Seillänge erreicht wird. Hierbei sind negative Temperaturänderungen, die nach Gl. (13) ein noch schnelleres Anwachsen des Fehlers F zur Folge haben, unberücksichtigt geblieben.

Ersetzen wir die Gl. (9) durch eine lineare Gleichung von der Form

$$(14) \qquad \overline{\Delta s}=\overline{A}\,\overline{\sigma}+\overline{C}$$

[9]) t = Tonne.

so zwar, daß Gl. (14) für $\overline{\sigma} = \sigma$ denselben Wert und dieselbe 1. Ableitung wie Gl. (9) besitzt, so folgt:

$$\overline{\Delta s} = \left(A - \frac{2B}{\sigma^3}\right)\overline{\sigma} + \frac{3B}{\sigma^2} + C,$$

d. h. es ist unter Beachtung der Gl. (14):

$$\overline{A} = A - \frac{2B}{\sigma^3}; \quad \overline{C} = \frac{3B}{\sigma^2} + C$$

$$(15)\quad \overline{A} = \frac{s}{E} + \frac{s^3\gamma^2}{12\sigma^3}; \quad \overline{C} = \underbrace{-\frac{s^3\gamma^2}{8\sigma^2} + \overbrace{\frac{s^3\gamma_0^2}{24\sigma_0^2} - \frac{\sigma_0 s}{E}}^{v}}_{v'} + \varepsilon t' s$$

In dem Spezialfall der Gl. (12) wird der Wert v der Gl. (9) verschwinden, und der Wert v′ der Gl. (15) reduziert sich auf das Glied $-\frac{s^3\gamma^2}{8\sigma^2}$. Für konstantes σ, z. B. $\sigma = \sigma_0$, und konstantes γ, z. B. $\gamma = \gamma_0$, wird bei gegebenem s der Wert $\overline{A}$ ebenfalls eine konstante Größe, die von der Temperaturänderung t′ unabhängig ist. Gl. (14) kann also als lineare Ersatzgleichung der Gl. (9) benutzt werden, da sie gegenüber der Gl. (10) den wirklichen Verhältnissen mit relativ großer Schärfe entspricht und wegen ihrer linearen Form gegenüber der exakteren Gl. (9) in Anwendung auf Elastizitätsprobleme den Vorzug verdient.

Setzen wir unter Beachtung der Gl. (14) und (15) $\frac{s}{E_m} = \overline{A}$, so folgt:

$$(16)\quad E_m = \frac{1}{\frac{1}{E} + \frac{s^2\gamma^2}{12\sigma^3}}$$

Der Wert E_m hat die Dimension einer Spannung, wir wollen ihn daher mit „augenblicklichem Elastizitätsmaß" bezeichnen. Mit $\sigma = \sigma_0$ nach Gl. (11) folgt aus Gl. (16) mit $\gamma = \gamma_0$:

$$(17)\quad E_m = \frac{E}{3}$$

d. h.: „Für „Horizontalstangen", deren spannungslose Seillänge gleich der „Sehnenlänge", d. h. gleich der Entfernung ihrer Auflagerpunkte ist, ist das ihrer Spannung und spezifischen Belastung zugehörige „augenblickliche Elastizitätsmaß" gleich einem Drittel des Materialelastizitätsmaßes."

Dividieren wir die Gl. (16) beiderseits durch E, so folgt der „Wirkungsgrad":

$$(18)\quad \mu = \frac{E_m}{E} = \frac{1}{1 + \frac{E s^2\gamma^2}{12\sigma^3}}$$

Gl. (18) ist für $\sigma = 1, 2, 3$ t/cm², für $\gamma = 8{,}7$ und $23{,}7$ t/m³, für $E = 2 \cdot 10^7$ t/m² und für Seillängen bis s = 120 m in Zahlentafel 2 und Abb. 6 dargestellt.

Zahlentafel 2.

s	$\gamma = 8{,}7$ t/m³, $\sigma = 10^4$ t/m²	$\gamma = 8{,}7$ t/m³, $\sigma = 2 \cdot 10^4$ t/m²	$\gamma = 8{,}7$ t/m³, $\sigma = 3 \cdot 10^4$ t/m²	$\gamma = 23{,}7$ t/m³, $\sigma = 10^4$ t/m²	$\gamma = 23{,}7$ t/m³, $\sigma = 2 \cdot 10^4$ t/m²	$\gamma = 23{,}7$ t/m³, $\sigma = 3 \cdot 10^4$ t/m²
	%	%	%	%	%	%
0	100	100	100	100	100	100
10	98,80	99,80	99,99	91,50	98,80	99,80
20	94,70	99,40	99,80	72,80	95,60	98,70
30	89,70	98,60	99,50	54,40	90,40	96,90
40	83,20	97,50	99,10	40,10	84,10	94,70
50	76,10	96,20	98,80	30,10	77,40	91,80
60	68,70	94,70	98,40	23,03	70,40	88,90
70	61,70	92,70	97,90	18,00	63,60	85,40
80	55,30	90,80	97,10	14,40	57,10	81,80
90	49,40	88,70	96,30	11,70	51,30	78,00
100	44,20	86,80	95,60	9,70	46,10	74,10
120	35,50	81,50	93,70	6,95	37,20	66,60

Zwischen den Funktionskurven gleicher Spannung und Belastung der Abb. 5 u. 6 bestehen Analogien. Es zeigt sich

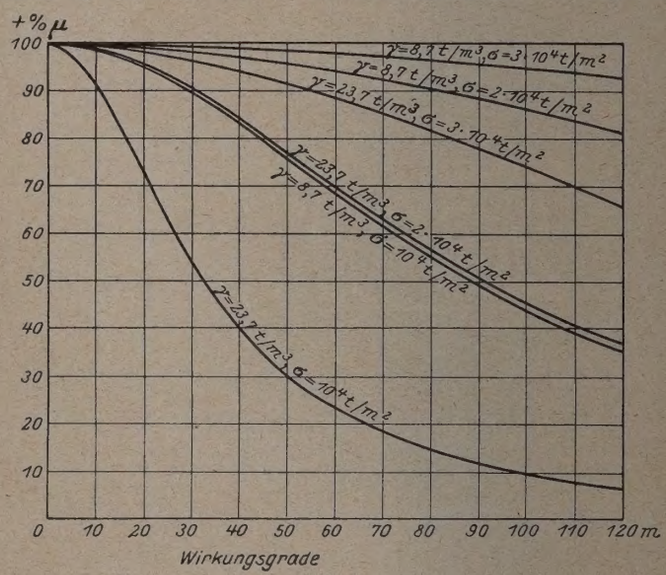


Abb. 6.

z. B., daß ein Wirkungsgrad von 90 % bei Seilen ohne Rauhfrostbehang und 2 t/cm² Spannung schon bei etwa 85 m, bei Rauhfrostbehang und derselben Spannung schon bei 30 m, und bei Rauhfrostbehang und einer Spannung von 3 t/cm² schon bei etwa 55 m unterschritten wird. (Fortsetzung folgt.)

DIE ERNEUERUNG DES DECKWERKS AM BRANDENBURGER UFER IN BERLIN.

Von Dipl.-Ing. Leipold, Magistratsbaurat.

Übersicht. Beschreibung des Umbaues eines hölzernen Deckwerks zu einer Eisenbetonkonstruktion und der Auswechselung der Holzverkleidung einer als Deckwerk dienenden Larssenwand durch vorgehängte Eisenbetonplatten.

Auf dem linken Spreeufer in Berlin zwischen der Jannowitzbrücke und der Waisenbrücke befindet sich eine Dampferanlegestelle, deren Uferbefestigung während der Kriegs- und Nachkriegszeit stark in Verfall geraten war und im Frühjahr 1925 einer gründlichen Instandsetzung unterzogen wurde. Die alte Uferbefestigung bestand im größeren Teile der Anlegestelle aus einer verankerten Holzspundwand, die über Wasser völlig verfault war. Die Erneuerung dieser Strecke wurde in üblicher Weise ausgeführt, indem die alte Spundwand 10 cm unter Wasser abgeschnitten und durch eine aufgeständerte verankerte Eisenbetonwand ersetzt wurde (Abb. 1). Die I-Eisenständer stehen in 3 m Abstand, dazwischen wurde ein 30 cm hoher Eisenbetonbalken eingeschoben, und oberhalb dieses Balkens wurden die Ständer in voller Breite ausgestampft. Die Rundeiseneinlagen dieses Wandteiles wurden durch die Stege der Ständer hindurchgesteckt. Jeder vierte Ständer wurde zur Schaffung von Temperaturfugen aus zwei um 1 cm gespreizten [-Eisen gebildet. Während diese Ausführung nichts Neues darstellt, ist die Erneuerung der 45 m langen Reststrecke von besonderem Interesse.

An dieser Stelle kreuzt der Tunnel der AEG-Bahn die Spree. Die Uferbefestigung über dem Tunnel war nach Abb. 2 durch eine verankerte Larssen-Spundwand hergestellt worden, die in ihrem oberen Teil durch eine Bohlwand verkleidet war.

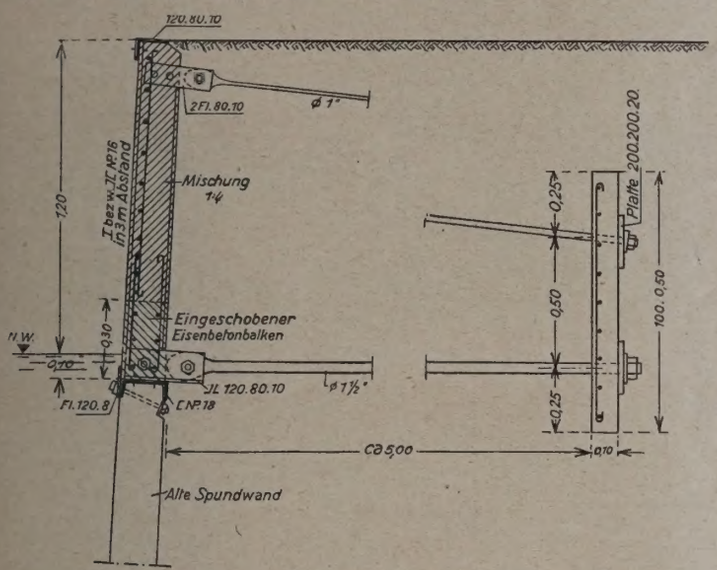
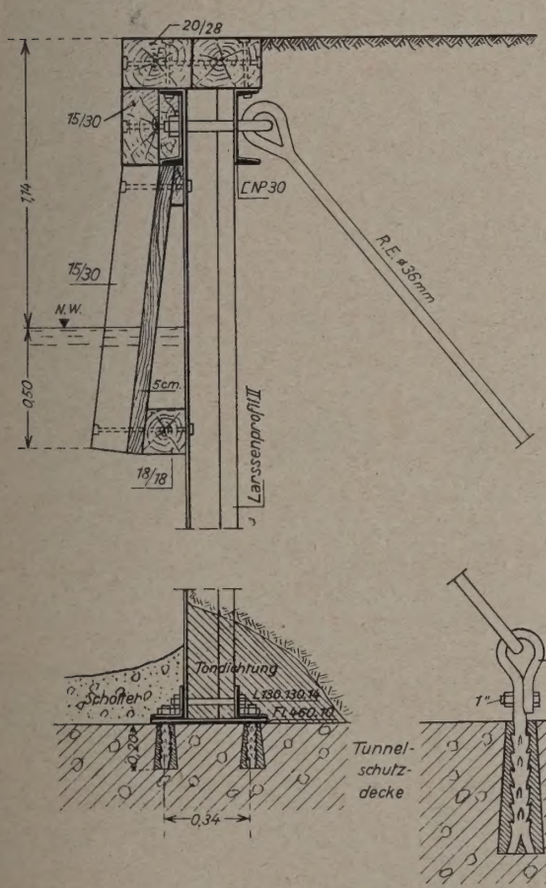


Abb. 1. Querschnitt des umgebauten Deckwerks auf der Normalstrecke.



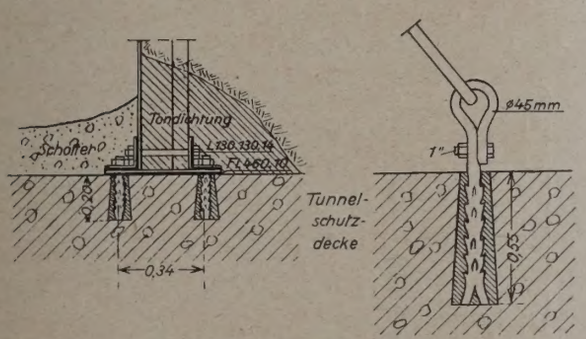


Abb. 2. Querschnitt des alten Deckwerks über dem Tunnel.

an der Larssenwand für die Eisenbetonplatten ohne Wasserabsenkung nicht möglich. Mit Rücksicht auf die geringe Deckung über dem Spreetunnel wäre aber die Errichtung eines Fangedammes für die Wassersenkung mit großen Schwierigkeiten und hohen Kosten verbunden gewesen. Daher entschloß man sich, die Eisenbetonverkleidung an dem vorderen [-Eisenholm der Larssenwand aufzuhängen.

Die Ausführung erfolgte nach Abb. 3. Die einzelnen Platten wurden stehend gestampft, besitzen eine Länge von 3,20 m, eine Höhe von 1,04 m und eine mittlere Stärke von 14,5 cm; die Neigung der Vorderwand entspricht derjenigen der Normalstrecke. Außer der normalen Eisenbewehrung wurden in jede Platte vier vertikale $^3/_4$" Anker eingebaut, die die untersten Eiseneinlagen umfaßten und oben ca. 40 cm herausragten.

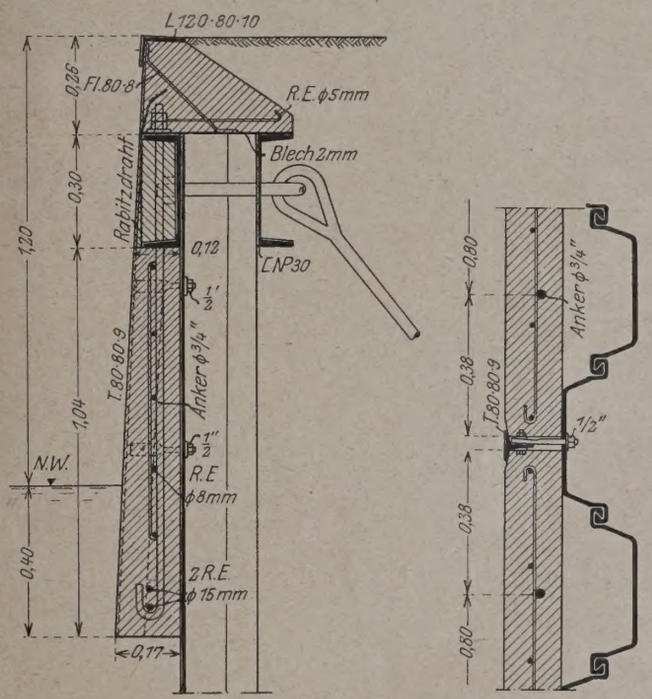


Abb. 3. Querschnitt und Längsschnitt des umgebauten Deckwerks über dem Tunnel.

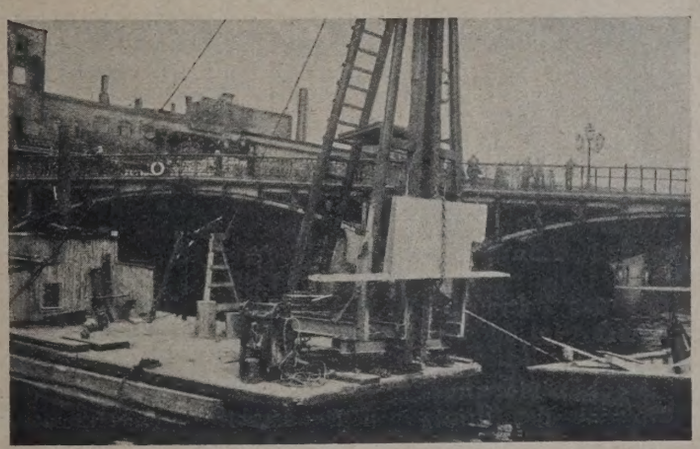


Abb. 4. Transport einer Eisenbetonplatte.

Auch diese Holzverkleidung befand sich in sehr schlechtem Zustande und mußte erneuert werden. Die Erneuerung in Holz kam aus wirtschaftlichen und ästhetischen Gründen nicht in Betracht. Das Uferdeckwerk sollte auf der ganzen Strecke ein einheitliches Aussehen erhalten; daher mußte die schützende Holzverkleidung durch eine Eisenbetonkonstruktion ersetzt werden. Da die Verkleidung bis 40 cm unter den Wasserspiegel reichen mußte, war die Befestigung einer Auflagerkonstruktion

Mit einem Rammgerüstprahm wurden diese Platten, die ein Gewicht von ca. 1,1 t besaßen, an die Einbaustelle gebracht, herabgelassen und mit ihren Ankern von unten in vorbereitete Löcher der [-Eisenflansche hineingeschoben. Die Verankerung erfolgte durch Doppelmuttern. Abb. 4 zeigt den Transport der letzten nur 2 m langen Platte, die mit Rücksicht auf eine vorspringende Querspundwand eine Aussparung erhalten mußte. Die Unregelmäßigkeiten in der Führung der Larssen-

Abb. 5. Die Larssenwandstrecke nach dem Einhängen der Platten von der Landseite.

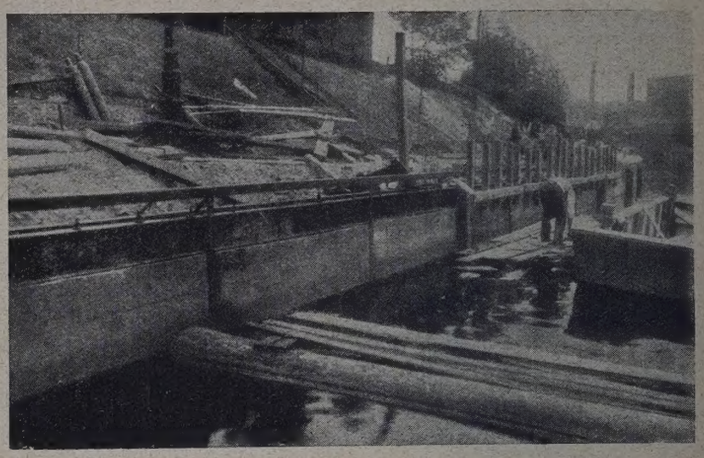


Abb. 6. Die Larssenwandstrecke mit den eingehängten Platten von der Wasserseite.

wand wurden durch verschiedene Plattenstärken ausgeglichen, so daß die Vorderkante der Plattenwand einen regelmäßigen Verlauf aufwies. Die vertikalen Stöße der Platte wurden durch T-Eisen gedeckt, deren Stege hinter der Larssenwand verankert wurden. Dadurch wurde gleichzeitig einem Abheben der Platten vorgebeugt. Oberhalb der Hängeplatte ist der Steg des T-Eisens ausgeklinkt und auf ein auf die oberen Flansche der [-Eisen aufgelegtes Blech abgestützt. Am oberen Ende wurden die Randwinkel der Wand befestigt. Alle Eisenteile, auch die der normalen Strecke, erhielten vor dem Einbau einen doppelten Asphaltoseanstrich. Der Hohlraum des wasserseitigen [-Eisens wurde ausbetoniert und durch ein eingebautes Rabitzgewebe gesichert. Schließlich wurde auf dem Abdeckblech ein Holm aufbetoniert (vgl. Abb. 5 und 6).

Zu sämtlichen Betonarbeiten wurde der schnellbindende Zement „Bärenstark" mit bestem Erfolge verwandt. Die einzelnen Felder der normalen Strecke konnten schon nach drei Tagen ausgeschalt und hinterfüllt werden und die an Land hergestellten Hängeplatten waren schon nach zwei bis drei Tagen transportfähig. Die ganze 45 m lange Larssenwandstrecke wurde einschließlich aller Vorbereitungen und Nebenarbeiten in 10 Arbeitstagen fertiggestellt. Die Ausführung erfolgte im Auftrage des Bezirksamtes Berlin-Mitte durch die Firma Nohl & Waßmann, Berlin.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 222.)

II. Der Einfluß der Mechanisierung und Normung.

Mechanisierung und Normung sind zwei Begriffe, die bei uns in der Bauindustrie nicht immer gern gehört, sehr oft mißverstanden und nicht selten verkannt werden. Dies erklärt sich damit, daß es Arbeiten im Bauwesen gibt, die sich nicht mechanisieren lassen, weil es auf handwerkliche Geschicklichkeit ankommt, und daß Fälle bekannt wurden, in denen der Versuch einer Normung gemacht wurde, wo die Voraussetzungen hierfür fehlten. Wir müssen uns aber sagen, daß z. B. die Normung bei Baumaschinen und Förderanlagen den Erzeuger in den Stand setzt, rasch und billig zu liefern und dem Verbraucher Zeit und Geld spart. Die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen wird durch eine gesunde, von Übertreibungen freie Normung zweifellos gefördert.

Mechanisierung im weitesten Sinne bedeutet nichts anderes als den Ersatz von Handarbeit durch Maschinen. Daß dies im Bauwesen möglich und unter den heutigen wirtschaftlichen Verhältnissen notwendig ist, bedarf wohl keiner Erklärung. Im Verein mit der Normung, die es gestattet, gewisse Maschinenteile oder Transport- und Fördermittel rasch auszuwechseln, ohne den Betrieb still zu legen, ist man in der Lage, rasch und wirtschaftlich zu bauen, wie einige Beispiele aus der amerikanischen Praxis beweisen.

Eine Art von Mechanisierung hat bei uns bereits festen Fuß gefaßt: die Anwendung des Gußverfahrens beim Betonieren. Es interessieren daher die Erfahrungen und Fortschritte in den 15 Jahren, seitdem das Verfahren in Nordamerika vielfach mit technischem und wirtschaftlichem Erfolg angewendet wird.

Im allgemeinen werden zwei Hauptarten von Gußanlagen unterschieden: Das Gießen mit Hilfe von Gießtürmen und Rinnen und das Gießen mit Hilfe von Kabelkrananlagen. Der weitaus größte Teil wird von den ersteren bestritten.

Die Anlage der Gießtürme hängt von dem Umfang und von den Abmessungen des Bauwerks ab. Ist die Arbeit nicht

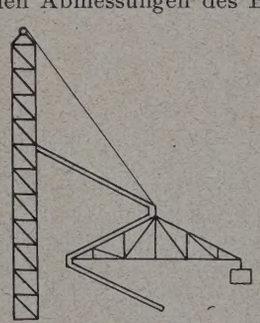


Abb. 2a. Ein-Turm-System mit direkt angehängter Rinne (Unit. Plant.)

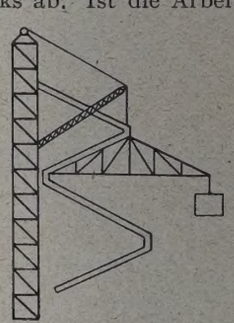


Abb. 2b. Ein-Turm-System mit besonderem Druckstab zum Aufhängen der Rinne.

sehr groß, so kommt man mit dem Einturmsystem aus, wie dies in Abb. 2 a und b schematisch dargestellt ist. Die Last der Gießrinnen wird auf den Turm übertragen; dabei sind zwei Unterschiede zu erkennen. Bei beiden Systemen wird der Zug

durch ein Zugkabel aufgenommen; der Druckstab ist bei dem in Abb. 2 b ersichtlichen Fall ein besonders ausgebildetes Druckglied, in dem andern Fall (Abb. 2 a) dient das erste Rinnenglied als Druckstab. Mit Rücksicht darauf, daß in dem letzten Fall das Druckglied notwendigerweise abwärts geneigt ist, ergibt sich daraus, daß hier die Höhe des Turmes nicht so gut ausgenutzt werden kann als in dem ersten Fall, wo das Druckglied nach aufwärts gerichtet ist. Die Ersparnis an Turmhöhe hängt daher von der Anordnung der Rinnen ab.

Abb. 2c.
Gußbetonanlage (Sperre bei Los Angeles).

Da in den in den Knickpunkten der Rinnen angebrachten Lager nur Reibungskräfte durch die Drehung und nicht auch Momente senkrecht zur Drehrichtung entstehen, muß die Resultierende aus dem Gewicht des Rinnensystems senkrecht unter den Lagern liegen, was durch Anbringung eines Gegengewichts erreicht wird. Damit ist auch eine leichte Drehbarkeit sichergestellt. Zwei Einzelausbildungen von verschiedenen Teilen des Rinnensystems sind in Abb. 2 c und 2 d zu ersehen, wie sie bei einem Talsperrenbau bei Los Angeles in Anwendung waren.

Die zweite Hauptart der Gußbetonanlagen kommt bei Bauwerken mit großer Längenausdehnung in Betracht und erfordert mindestens zwei Türme, die durch ein Kabel verbunden sind, an dem die Rinnen aufgehängt werden, wie dies aus der schematischen Darstellung in Abb. 2 e zu ersehen ist. Selbstverständlich kommen auch Kombinationen der angegebenen Systeme vor. Einzelne Beispiele werden später bei Besprechung von Bauausführungen gezeigt werden.

Abb. 2d. Gießen von Beton bei einer Schwergewichtsmauer bei Los Angeles 1925.

Wie bereits erwähnt, kommen neben den Gußanlagen mit Rinnen die Kabelkrananlagen als Betonförderungsmittel in Betracht. Hier macht sich der betriebliche Nachteil gegenüber der Gußbetonanlage bemerkbar, daß die Längsrichtung des Bauwerks für den Transport mehr als die Querrichtung ausgenutzt werden kann. Demgegenüber wird bei Gußanlagen durch das Schwenken der Rinnen auch ein Quertransport innerhalb gewisser Grenzen leicht sichergestellt werden können. Bei den Kabelkrananlagen wird der Quertransport entweder durch Beweglichkeit eines Turmes, der sich auf einem Kreisbogen mit einem festen Turm dreht, oder durch die Beweglichkeit beider Türme, die parallel, auf besonderen Schienen liegend, verschoben werden, erreicht.

In der weitaus überwiegenden Zahl der von mir besuchten Bauwerke wurden Gießtürme mit Rinnen angewandt.

Die Türme werden in neuerer Zeit in der Regel nur aus Eisen hergestellt; Holztürme bilden die Ausnahme. Durch die Normung der Konstruktionsglieder der eisernen Gießtürme und die leichte Bauart wird ihre rasche Aufstellung ermöglicht. Ferner ist zu beachten, daß Ersatzstücke, soweit sie nicht auf der Baustelle selbst vorhanden sind, sehr rasch herbeigeschafft werden, ohne daß der Betrieb darunter leidet.

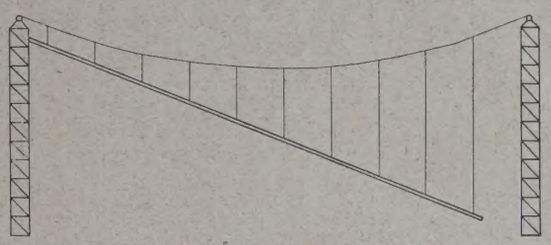


Abb. 2e. Mehr-Turm-System (Continuous Plant).

Die Normung ist bis jetzt nur jeweils innerhalb der Erzeugnisse einer Fabrik durchgeführt, so daß die Ersatzstücke für eine Anlage nur von der Lieferfirma bezogen werden können. Da aber in den ganzen Vereinigten Staaten nicht mehr als 3—4 Spezialfabriken sich mit der Konstruktion dieser Anlage beschäftigen, so fällt die Einschränkung kaum ins Gewicht.

Die Rinnen werden in einzelnen normierten Rinnenstücken geliefert, die 3—5 m lang sind. Die ersten Rinnenstücke, die wie bei dem Fall in Abb. 2 a besonders stark durch äußere Kräfte beansprucht sind, können durch Zugkabel zu einem umgekehrten Hängewerk ausgesteift werden. Die Querschnitte der Rinnen sind im allgemeinen bei allen Fabrikaten gleich. Die Normung beschränkt sich auf zwei Normalquerschnitte, wovon der größere nur für den Fall empfohlen wird, daß ein außergewöhnlich grober Zuschlagstoff verwendet wird. Besonders normiert sind die ersten Rinnenstücke des Einturmsystems (Abb. 2 a) wegen ihrer starken Beanspruchung als Druckglied. Diese ersten Stücke werden auch nicht aus einzelnen Teilen zusammengesetzt, sondern aus einem Stück hergestellt.

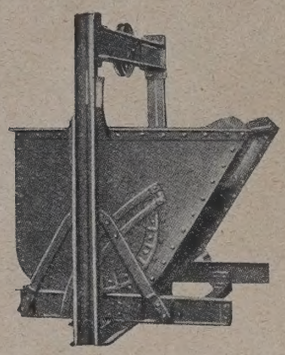
Ähnlich wie bei den Rinnen besteht auch eine Vereinheitlichung in den Anschlußstücken. In Abb. 3 sind einige normierte Einzelteile von Gußbetonanlagen zu erkennen. Hier wäre im Zusammenhang auch die teleskopartige Ausbildung der letzten Rinnenstücke zu erwähnen, die besonders bei Raummangel in Anwendung kommen.

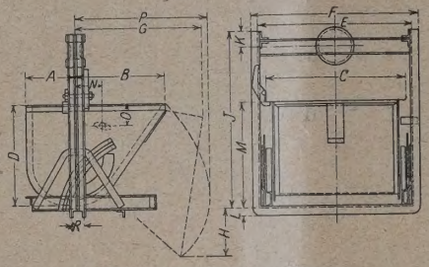
Die Normung der Gießtürme ist in der Weise durchgeführt, daß z. B. bei einzelnen Fabrikaten bis zu einer Höhe von 45 bis 50 m die Querschnitte der einzelnen Glieder gleich bleiben, so daß bis zu dieser Höhe der Turm mit gleich starken Stäben versehen ist. Erst bei größeren Höhen werden die unteren Traggliedere des Turmes stärker ausgebildet. Hier ist eine sprungweise Änderung in den normierten Höhenabständen zu erkennen.

Die Frage, wieweit die Grenzen der Wirtschaftlichkeit bei der Anwendung des Gußverfahrens zu ziehen sind, ist wiederholt aufgeworfen worden. Der Standpunkt, daß die Vorteile erst bei ganz großen Massen erkennbar sind, läßt sich auf Grund der amerikanischen Erfahrungen nicht aufrecht erhalten. Man kann schon bei kleinen Maßen in besonderen Fällen mit Erfolg das Gießen von Beton anwenden. Hierbei kommen die leicht gebauten eisernen Gießtürme, die in allen Höhenlagen und zu verhältnismäßig geringen Kosten (bei Berücksichtigung der Abschreibung) zu haben sind, sehr zu statten.

Ein Beispiel für die Anwendung des Gußbetons bei verhältnismäßig kleinen Maßen ist der Bau von Brückenpfeilern im Yosemitetal in Kalifornien, wie dies in Abb. 4 a und b zu ersehen ist.

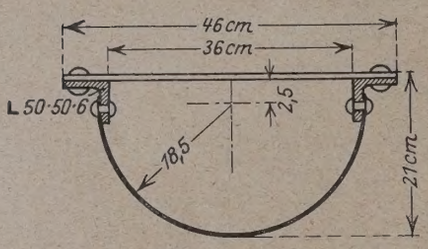
Nr.	Name	Förderleistung Liter	Fassungsvermögen Liter	Gewicht kg	A cm	B cm	C cm	D cm	E cm	F cm	G cm	H cm	I cm	L cm	N cm	O cm	P cm	R cm
651	—	400	480	346	40	69 5	92	80	105	120	93	39	146	7,5	22	15	103	10
651	Woe	800	880	624	47	82	128	93	140	153	114	43	162	7,5	25	20	120	12
651-S	Tick	400	480	386	47	82	128	55	140	153	—	—	143	7,5	25	20	—	12



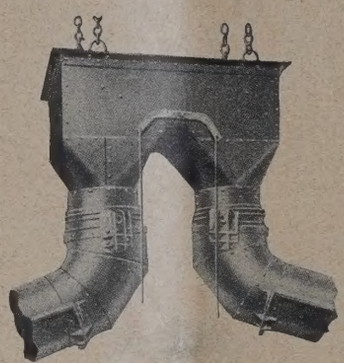


Lakewood-Aufzug und Mulde.

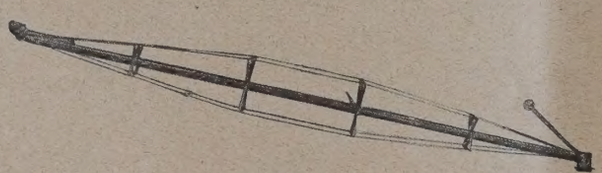
Biegsame Röhre.



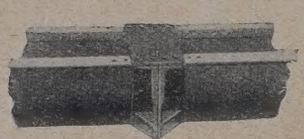
Rinnenquerschnitt
Flacheisen 10 × 6 in Entfernung von 1,52 m.



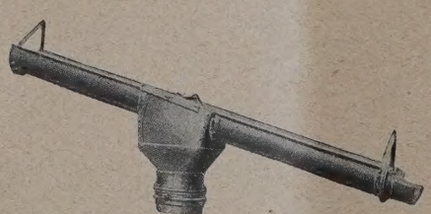
Doppelter Abzweiger „Cyrus".

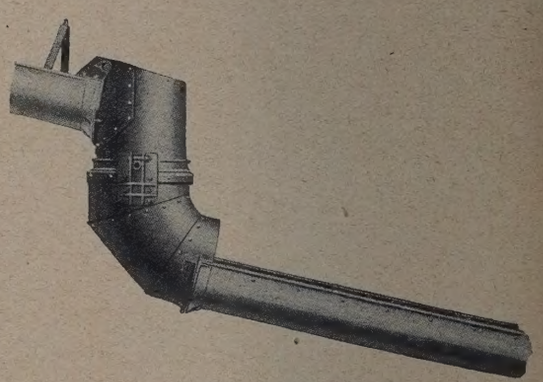


„O"-Gurt-Rinnen.



Rinnen-Anschlußflansch.





Rinnen-Gelenkstück „Carus".

Abb. 3. Genormte Teile bei Gußbetonanlagen.

Für eine neue eiserne Brücke mit Spannweiten von 103 m sollten 5 Pfeiler in Höhen bis 68 m errichtet werden. Die höchsten Pfeiler (Abb. 4 a) enthalten 4500 m³ Beton und haben zur Erleichterung für die Verschalungsarbeiten quadratisch geformte Eckvorspannungen. Der Anzug wechselt von 1 : 6 bis 1 : 24 in den oberen 20 m des Pfeilers, bis 1 : 48 im unteren Pfeilerabschnitt.

Für die Beanspruchung dieser Pfeiler wurden für den Pfeilerfuß eine Festigkeit von 140 kg/cm², für den Pfeilerschaft 175 kg/cm² und für den Pfeilerkopf wegen der noch dort auftretenden größeren örtlichen Beanspruchung 200 kg/cm² gefordert. Um die Ausführung zu beschleunigen und an Arbeitskräften zu sparen, wurde das Gußverfahren angewandt.

Besondere Sorgfalt wurde der Auswahl des Mischungsverhältnisses zugewendet, wobei die in Amerika üblichen Methoden von Abrams und Fuller vereinigt wurden und die Kornzusammensetzung nach der früher üblichen Methode von Talbot berücksichtigt worden ist. Der Sand wurde mit Hilfe der „Inundator"-Methode behandelt und dadurch der Wasserzusatz sorgsam kontrolliert. Die Folge davon war, daß die Festigkeitsergebnisse die geforderten übertreffen konnten.

Die Mischanlage bestand aus zwei 0,75 m³-Mischern und das Gemisch wurde mittels entsprechender Karren zu den eisernen Hubtürmen geliefert. Die Holzverschalungen wurden nach Vollendung eines Abschnittes jeweils nach oben gerückt.

Neben dem bei und eingeführten Verfahren, den Beton unter erhöhtem Druck anzuspritzen (Torkretieren), wird ein Verfahren angewendet, das man auch als einen Fortschritt in der Mechanisierung bezeichnen kann. Es ist das Einbringen

des Betons mit Hilfe von Preßluft durch mehr oder minder lange Rohrleitungen. Das Verfahren wurde auch bei uns vor dem Kriege in Erwägung gezogen, kam aber nicht zur Durchführung. In Nordamerika wurde an verschiedenen Stellen bei der Auskleidung von Stollen und Tunnel unter Verwendung von beweglichen eisernen Schalungsgerüsten das Verfahren erfolgreich angewendet. Einige Beispiele dieser Art mögen im folgenden dargestellt werden:

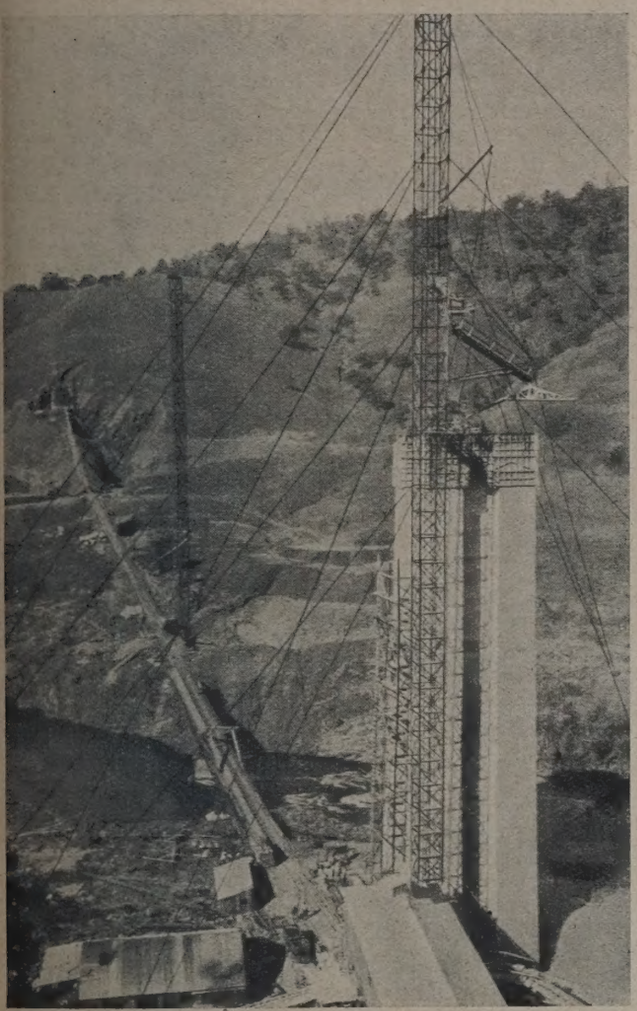


Abb. 4a. Gießen eines hohen Brückenpfeilers.

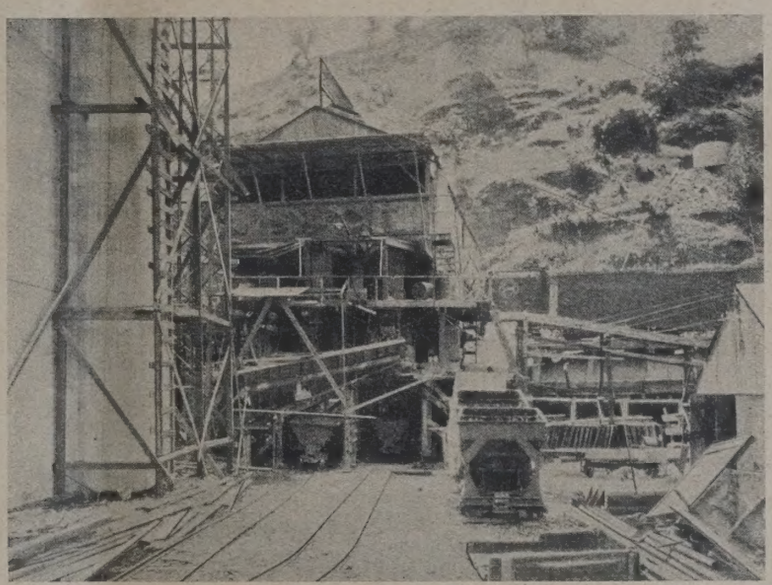


Abb. 4b. Gießen eines hohen Brückenpfeilers: Mischanlage.

Abb. 5 a zeigt die schematische Darstellung einer Anlage, die die Anwendung des Betonierverfahrens mit Druckluft bei einem Entlastungskanal der Kanalisation einer größeren Stadt des Südwestens veranschaulicht. Die 5 bis 6 mm starken Röhren im Durchmesser von 10 bis 15 cm führten den Beton unter einem Druck von 5,6 kg/cm² bis auf eine Entfernung von 250 und 300 m. Die Kraft wurde von den Kompressoren von insgesamt 48 m³/Min. Leistung erzeugt, die gleichzeitig für die Entlüftung und zum Bohren von Sprenglöchern dienten. Die Form für die im Durchschnitt 15 cm starke Betonverkleidung bildeten nach unten eiserne Schalungen und Schalungsgerüste; die vordere Öffnung zwischen Schalung und Tunneldecke wurde während des Betonierens mit Säcken, die mit Sägemehl gefüllt waren, geschlossen. Um die Erhärtung zu fördern, wurde der Raum vor der Betonierungsstelle auf etwa 18° C vorgewärmt. In dieser Weise wurden täglich mit drei Arbeitern in 5 Stunden von der Tunnelauskleidung rund 14 m hergestellt.

Das Verfahren, das auf die ganze Länge des 2000 m langen Tunnels mit einem Durchmesser von 2,30 m angewandt wurde, birgt manche Gefahrenquelle in sich und bedarf noch größerer Vorsicht als die Gußbauweise.

Die Schnelligkeit des Bauvorgangs durch weitreichende Mechanisierung zeigen drei Arbeiten, bei denen es sich auch um die Auskleidung von Tunnels mit Beton handelt. Vorbildlich sind dabei:

Die sinnreiche Verwendung speziell erdachter Baugerüstwagen zum Heranbringen und Aufbringen der Verschalung bzw. des Betons. Ferner die Anpassung der Verschalungsgliederung den jeweiligen Verhältnissen entsprechend und das Ineinandergreifen mit dem eigentlichen Betonierungsvorgang.

Die Organisation der Arbeit am Ort ist damit zwangläufig auf die Formel gebracht: knappster Raum und kürzeste Zeit.

Das erste Beispiel betrifft die Einbringung des Betons in dem Hetch-Hetchy-Tunnel (oder nach dem Erbauer „O'Shangessy Tunnel" genannt) für etwa 10 engl. Meilen Länge, bei 3 m lichtem Durchmesser.

Das Material für die Auskleidung wurde von einem Portal und durch einen Schacht in den Tunnel eingebracht. Um die Bauweise den Erfordernissen der langen unterirdischen Beförderung anzupassen, wurde eine „Einheitsvorrichtung" verwendet. Sie wurde auf dem Gleis im Tunnel vorgebracht und enthielt alle Einrichtungen zur Aufnahme und zum Mischen des Materials sowie zum Einbringen des Betons (s. Abb. 5 b und c).

Diese bestand aus einer Preßluftanlage mit 100 m langen Belieferungsrohren von 15 cm Durchmesser. In 29 Arbeitstagen wurde auf diese Weise eine Gesamtmenge von 5600 m³ durch eine Kanone für 1200 m Wand bzw. Gewölbeauskleidung eingebracht.

Am Portal wurde eine Anlage für Sand, Schotter und Zement geschaffen und das Material in besonderen Mischkästen mittels Förderband oder durch Rinnen weiter gefördert. Von den Mischkästen wurde das Material in Karren, mit drei Abteilungen für Sand, Schotter und Zement (ein Mischsatz) und einer Einrichtung für Bodenentleerung versehen, für den Transport im Tunnel bereitgestellt. Dort wurden die Karren auf ein erhöhtes Gleis mittels einer Hubvorrichtung gebracht. Unter dem hochgelegten Gleis entnahm ein durchlaufendes Förderband das Material und förderte jeden Satz zum Mischtrichter. Der Mischer war auf dem hinteren Ende der Vorrichtung für die Betonkanone montiert.

Bei der Einbringung des Betons wurde ein Druck von 7,7 kg/cm² angewendet. Die fahrbare Einheit: Hochgleis, Mischer, Kanone und Belieferungsrohr war 45 m lang.

In etwa 20 Minuten konnte die ganze Einrichtung 42 m weit vorgebracht werden entsprechend der Länge eines Vortriebes der Auskleidung.

Das Wasser für den Betonmischsatz wurde in 10 cm starken Röhren zugeführt, und ebenso die Preßluft für die Betonkanone. Die ganze Einbringungsanlage bestand auch aus kürzeren Abschnitten, die der Kurven wegen mittels Walzgelenken zusammenhingen. Die zusammengesetzte Verschalung (in Abschnitten von 6 m Breite) war gelenkig längs des Scheitels des Gewölbes und an jeder Seite in der Nähe des Bodens verbunden. Rippen und Versteifungen waren aus Stahl. Die Abschnitte geteilt, indem man von 6 Fenstern ausging. Luftkompressoren, Materiallager und Mischanlagen wurden an den beiden Portalen und an einer dazwischen liegenden Stelle vorgesehen. Die Länge des Tunnels betrug 3750 m.

Zunächst wurden die Hinterfüllungswangen und der untere Teil der Auskleidung an jeder Seite der Herdmauer hergestellt, als Unterlage für das untere Ende der ersten stählernen Verschalung und als Widerlager für den Gewölbekämpfer. Dann wurde das ursprüngliche Gleis hoch verlegt, so daß es sich von Beton zu Beton spannte.

Das erste fahrbare Hilfsgerüst war der sog. „Schablonengerüstwagen", der die notwendige Lichtweite für die Querschnitte mit Tunnelaussteifungshölzern festlegen sollte. Die Bewehrungseisen in einer Länge des halben Kreisumfanges

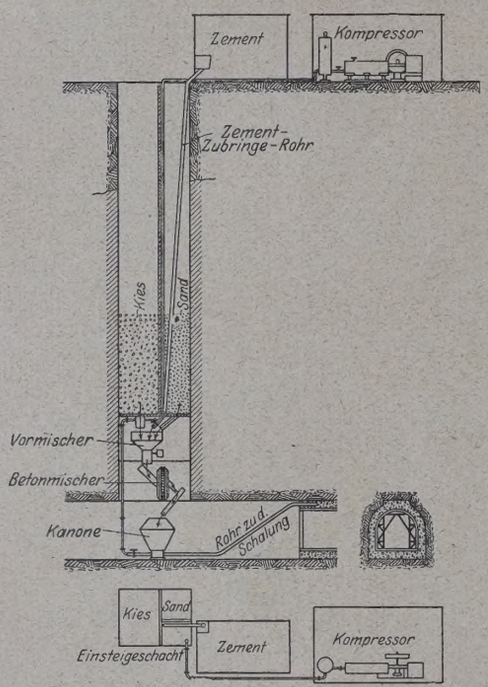


Abb. 5a. Betonieren mit Druckluft beim Tunnelbau. Schematische Baustelleneinrichtung beim Ohio—Montrose-Entwässerungstunnel.

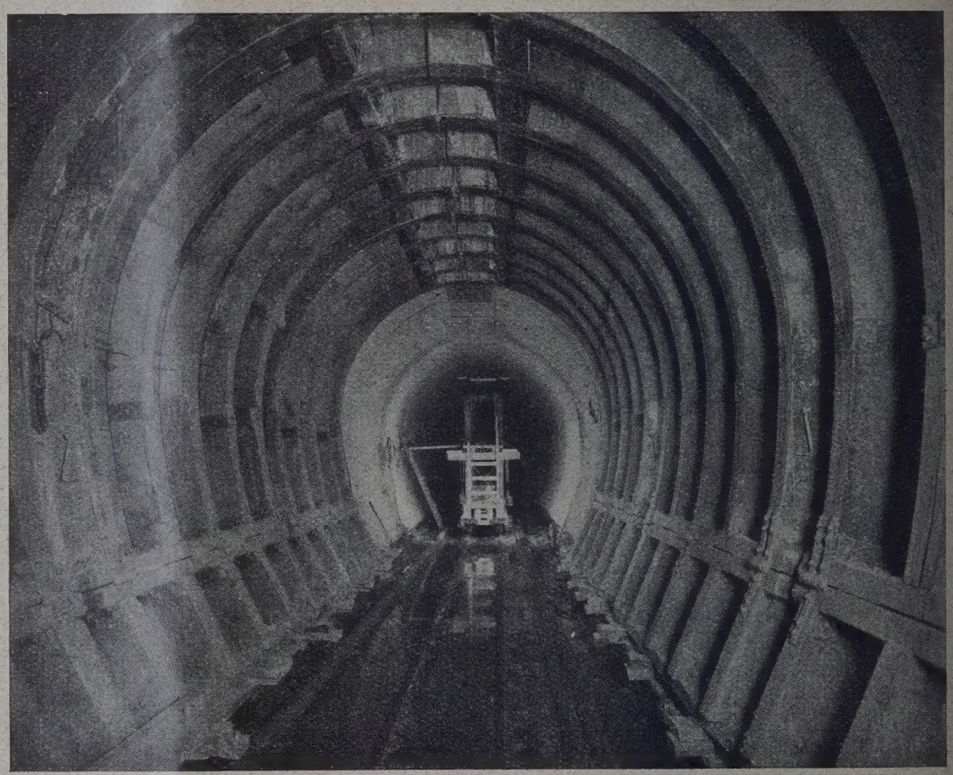


Abb. 5b. Betonieren mit Preßluft.

Schalbretter waren mit diesen Stahlrippen verbolzt. Zwei 6 m lange Abschnitte wurden gleichzeitig mittels Winden und Karren betätigt. Gewöhnlich wurde ein Verschalungssatz von etwa 40 m Länge gleichzeitig in ungefähr 5 Stunden fertiggestellt. die entsprechende Wand bzw. Gewölbeauskleidung aber in 12—16 Stunden eingebracht.

Eine Arbeitsschicht für Vorbringen und Aufsetzen der Verschalung (8 stündig) und zwei Arbeitsschichten (8 stündig) für Einbringen des Betons waren die Regel.

Der Anlageplan und die Arbeitsweise im Schacht waren ähnlich, nur daß das Material 170 m in den Schacht gestürzt wurde. Förderbänder lieferten Sand, Zement, Schotter zur Schachtöffnung, wo die Materialien mittels eines Rohrs eingebracht wurden. Ein Schieber am Rohrboden kontrollierte den Zustrom des Materials.

Bei dem 2. Beispiel, bei einem Tunnelschacht, handelt es sich um Verwendung von vier Betonkanonen ohne Unterbrechung, von denen jede 160 m³ für das Vorrücken des Herstellungsabschnittes — 21 m pro Kanone — einzubringen vermochte. Dies war nur möglich durch die Mechanisierung des Betoniervorgangs. Der fertige Tunnel hat einen Kreisquerschnitt mit einer lichten Weite von 5,7 m und einer Betonstärke von etwa 16—22 cm bzw. 30 cm bei der Herdmauer. Die Auskleidung war durchweg stark bewehrt. Der Bau wurde in drei

wurden außerhalb des Tunnels gebogen und an Ort verbracht. In die untere Tunnelhälfte wurden die Eisen mit Hilfe eines Kabels — über Haken an der oberen Holzaussteifung — eingeführt. Der Teil der oberen Tunnelbewehrung aber wurde mit Hilfe eines sog. Gerüstwagens verlegt, auf dessen Plattform die Eisen, die auf halbkreisförmiger Unterlage ruhten, mittels starker nach der oberen Bühne des Wagens führender Rollhölzer durch Flaschenzüge verbracht wurden.

Die Längseisen wurden durch Drähte an den Aussteifungshölzern und äußeren Schalbrettern in ihrer Lage gehalten. Die Ringeisen wurden ihrerseits mit der Längsbewehrung durch Draht verbunden.

Sobald die Bewehrung an Ort und Stelle war, wurden die Verschalungen mittels des Verschalungsgerüstwagens eingebracht, welcher vier Winden an bestimmten Punkten aufnimmt, um sie gegen Stahlwangen, die an den T-förmigen Ringträger der Stahlform angebracht sind, ansetzen zu können. Dieser Verschalungsgerüstwagen nimmt einen 3 m breiten Verschalungsabschnitt auf und setzt ihn an Ort. Dabei wird dessen Gewicht mittels der Winden so lange aufgenommen, bis er durch Klammern und Bolzen, die zu diesem Zwecke an dem oben erwähnten Gewölbekämpferguß angebracht waren, gesichert sind. Endlich kommt bei der Verschalung eines Vortriebs der sog. „Verkeilungsgerüstwagen" (23 m lang) zur

Verwendung. Er ist unter den Verschalungen beweglich und so eingerichtet, daß er sie abstützt, bis der Beton genügend erhärtet ist. Er selbst besteht aus einer Arbeitsbühne und Gerüst für die endgültige Verbolzung und Verschalung zwecks Anbringung von 15 cm starken Hölzern in 1,50 m Abstand, um die Verschalung gegen den Druck des frischen Betons abzustützen.

Die Gewölbeverschalung des oberen Tunnelquerschnitts ist durch Scharniere in drei Abschnitte geteilt. Die Platten dieser Verschalung sind mit aufgenieteten kreisförmiggebogenen T-Eisen versehen.

Die für den Tunnelschacht konstruierten Betonkanonen hatten eine Länge von 3 m und eine Höhe von 1,2 m. Sie sind mit dem Gerüstwagen fest verbunden. Der Luftzutritt erfolgt durch vier auf dem Boden liegende Röhren von 3 cm Ø. Der Beton wird in die Kanone eingestürzt, die Ventile in allen vier Luftleitungen geöffnet, so daß die Luft an verschiedenen Stellen des Bodens eindringen kann, um ein Anhäufen des Materials an einzelnen Stellen zu verhindern. Die verwandte Pressung war etwa 8 kg/cm². Die Kompressoren hatten eine Kapazität von etwa 80 m³/Minute. Der Wagen für die Betonierungsarbeiten war 14 m lang und als „Bockgerüstwagen" so eingerichtet, daß durch seine Mittelöffnung die Betonkarren zur Bedienung der Kanonen hindurchfahren konnten. Auf einer Bühne oberhalb war der Gerüstwagen mit einer Seilwinde versehen, um den Betonkarren nach Hinterfüllung der Verschalung längs des Tunnels vermittels Kabeln fortzubewegen.

Zu diesem Hauptteil des Gerüstwagens kam das „Rohrauflager" in Gestalt einer Kragkonstruktion, welche 10 m auskragte und über deren Ende das Rohr noch weitere 11 m hinausragte. Die Konstruktion nahm das Eigengewicht des Rohrs auf außer bei der Betoneinbringung selbst, während welcher Zeit das Ende des Rohrs auf den stählernen Verschalungen aufruhte.

Zur Betätigung der Kanone hob sich die Belieferungsleitung (Ø 17 cm Stahlrohre) vermittels Kurveneinsatzstücken zum Gewölbescheitel. Am Belieferungsende ist das Rohr abgeflacht, um einen genügenden Spielraum für das Gleiten längs der Verschalung zu ermöglichen, ohne an die Bewehrungseisen anzustoßen. Am Ende des Rohres war eine Staubüchse; durch diese nahm das Betongemisch einen rechtwinkligen Weg und trat aus beiden offenen Enden heraus. An dem Boden der Büchse wurden Klammern als Schlitten mit hochgehobenen Enden angeschweißt, um ein Gleiten an der Verschalung zu ermöglichen.

Die Betonmischung floß längs der Verschalung herab, wobei, ein völlig glattes Anschmiegen an die Innenseite der Verschalung erreicht wurde durch Verwendung eines Lufthammers mit Speisung von Preßluft in kurzen Stößen mit der Wirkung eines Vibrierens der Verschalung. Durchschnittlich 8 maliges Herführen des Belieferungsrohres über die volle Breite des Verschalungsabschnittes war nötig, um den Beton beiderseits in Schichten von jedesmal 60 cm Tiefe einzufüllen.

Die Belieferung des Betons von den Karren zur Kanone wurde durch drei Arbeiter ausgeführt, welche das Material von Ecken und Wänden des Karrens her durchschaufeln (sog. Wiedermischung). Gewöhnlich wurde bei einer Arbeitsschicht von 6 Stunden ein vollständiger Abschnitt von 21 m Länge vollendet.

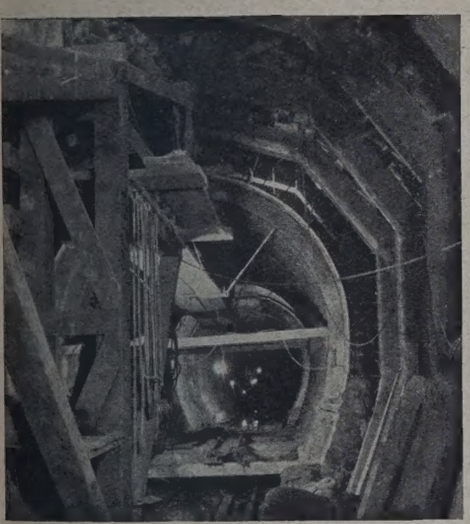


Abb. 5 c.

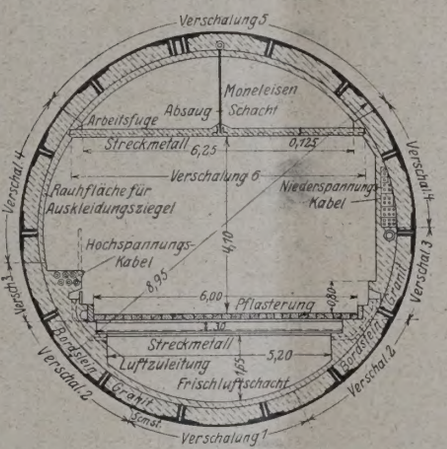
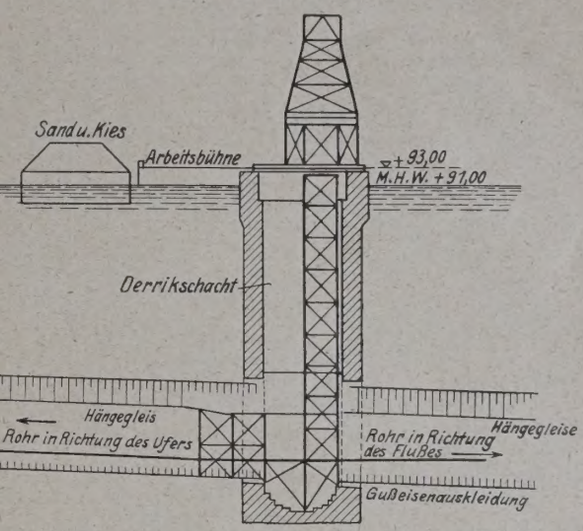


Abb. 5 d. Querschnitt des fertigen Tunnels mit der Verschalungseinteilung.



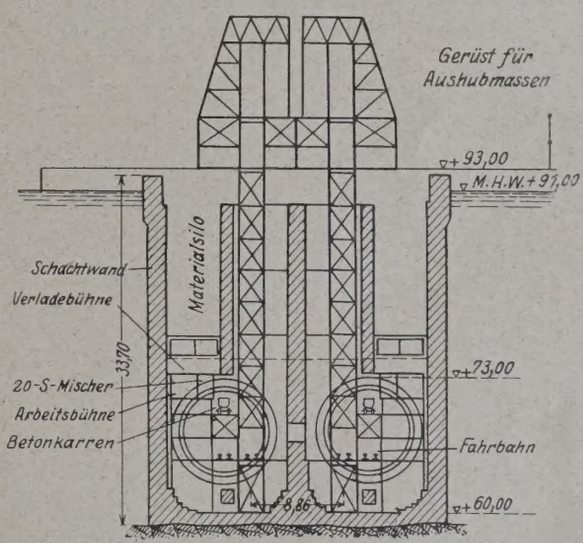


Abb. 5 e. Zentralmischanlage.

Das 3. Beispiel betrifft die Auskleidung des 2800 m langen Vehivulär- (nach dem Erbauer Holland) Tunnels unter dem Hudson in New York, über den im „Bauingenieur" 1925 berichtet wurde. Die Untergrundstrecke, die aus gußeisernen Zwillingsrohren, vernietete Ringstücke von 75 cm Breite, 9 m Durchmesser besteht (Abb. 5 d), hatte 7 Betonierungsabschnitte, zu denen sechs Verschalungssätze erforderlich waren. Eine zentrale Mischanlage (Abb. 5 e) befand sich bei jedem Uferschacht und lieferte den Beton zur Weiterverarbeitung nach der Flußmitte im Tunnel, von wo aus das Betonieren nach zwei Seiten fortschritt.

Nur das Gemisch selbst gelangte so in den Tunnel und wurde auf einem Hängegleis unterhalb des Tunnels gefördert. Dieses Gleis war für die Anlage charakteristisch, denn man bedurfte einer gewissen Höhe, um die Materialbeförderung mittels Ausnutzung der Schwerkraft vornehmen zu können.

An der Betonierungsstelle kamen verschiedene Methoden zur Verwendung. In die Gewölbebodenverschalung kippte der Karren seine Ladung vom Hängegleis in einen Trichter (Abb. 5 f),

von hier durch Gegengewichtsschüttrinnen, die 20 m beiderseits auskragten, in die Verschalungen.

Die anschließende untere Gewölbe-Seitenverschalung wird auf einem Gleis, das auf der fertiggestellten Sohle liegt, befördert und die Betonierung bis zum Rand der unteren Betondecke vorgenommen. Sodann werden für die untere Bodenplatte

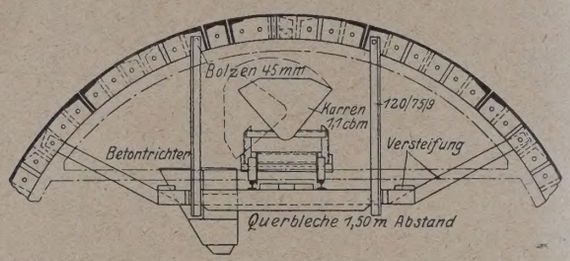


Abb. 5 f. Einzelheiten des Hängegleises.

T-Träger in 1,5 m Abstand verlegt. Hier wird der Beton durch Einschaufeln eingebracht. Der Verschalungsabschnitt ist 20 m. Das ursprüngliche Bodengleis wird zugleich mit einem solchen von etwa 4 m Achsabstand auf die fertiggestellte Bodenplatte verlegt — letzteres für Fördergerüstwagen.

Auf diese Weise werden vier weitere Verschalungsabschnitte erstellt, der Beton auf beiden Seiten des Tunnels aufgebracht und damit gleichzeitig ein Auflager für die obere Deckenplatte geschaffen.

Das Hängegleis, das zur Anlieferung des Betons diente, lief oberhalb der obigen Fördergerüstbühne. Die Ladung der Betonkarren wurde seitlich ausgekippt und der Beton in die Verschalung geschaufelt. Ebenso wurde bei der oberen Gewölbeverschalung verfahren. Die Abschnitte von 20 m bestanden aus je sechs eisernen Platten beiderseits des Scheitels und einer Scheitelplatte. Hier wurde z. T. auch das Preßluftverfahren angewendet.

Das Einbringen des Betons für die obere Deckenplatte wurde durch das Gleis, das auf der unteren Bodenplatte lief, bewerkstelligt, da das Hängegleis vor der Deckenbetonierung entfernt werden mußte.

Diese vorstehend besprochenen Beispiele sind typisch für die Bestrebungen, die Handarbeit weitgehendst durch Maschinen zu ersetzen und durch geschickte Vereinigung verschiedener Arbeitsvorgänge den Baubetrieb wirtschaftlich zu gestalten.

Wie bei den beschriebenen Beispielen hat die Mechanisierung und Normung noch Eingang gefunden in den Ingenieurbüros der Bauunternehmer, denn es galt auch hier Vereinfachungen und Ersparnisse zu erzielen, um die Wirtschaftlichkeit des Bauwerks noch günstiger zu gestalten. Einige Beispiele mögen dies näher veranschaulichen: (Fortsetzung folgt.)

FLUCHTENTAFEL FÜR DAS ENTWERFEN VON EISENBETONPLATTEN.

Von Regierungsbaumeister Robert Jacki, Erfurt.

Für das schnelle Entwerfen von durchlaufenden Platten des Hochbaus ist ein Verfahren erwünscht, das aus der Nutzlast p und der Stützweite l ohne jede Rechnung die den Höchstbeanspruchungen $\sigma_e : \sigma_b = 1200 : 40$ und $1000 : 35$ entsprechende Plattenstärke d liefert. Hierzu eignet sich die abgebildete Fluchtentafel.

Sie besteht aus zwei parallelen Leitern für p und l und einer dazwischen liegenden gekrümmten Leiter für d. Mittels einer darauf gelegten geraden Linie (Lineal) kann eine der drei Größen gefunden werden, wenn zwei gegeben sind.

Die Tafel hat folgende Grundlage:

$$h = k\sqrt{M} = k\sqrt{\frac{q\,l^2}{c}}.$$

Wird q, die Gesamtbelastung der Platte, in kg/m², l in m und h in cm eingesetzt, so ist für $\sigma_e : \sigma_b = 1200 : 40$ $k = 0{,}411$, für $1000 : 35$ $k = 0{,}433$; bei Verwendung von Auflagerverstärkungen ist in den Endfeldern $c = 12$, in den Innenfeldern $c = 18$. Genau genug kann man $h = 0{,}95\,d - 1$ einführen. q setzt sich zusammen aus dem Eigengewicht der Platte, dem Gewicht g_0 des Putzes, Estriches usw. und der Nutzlast p. Daher ist $q = 24\,d + g_0 + p$, wobei d in cm. Für g_0 ist in der Tafel einmal 60, einmal 150 kg/m² gewählt. Damit entsteht:

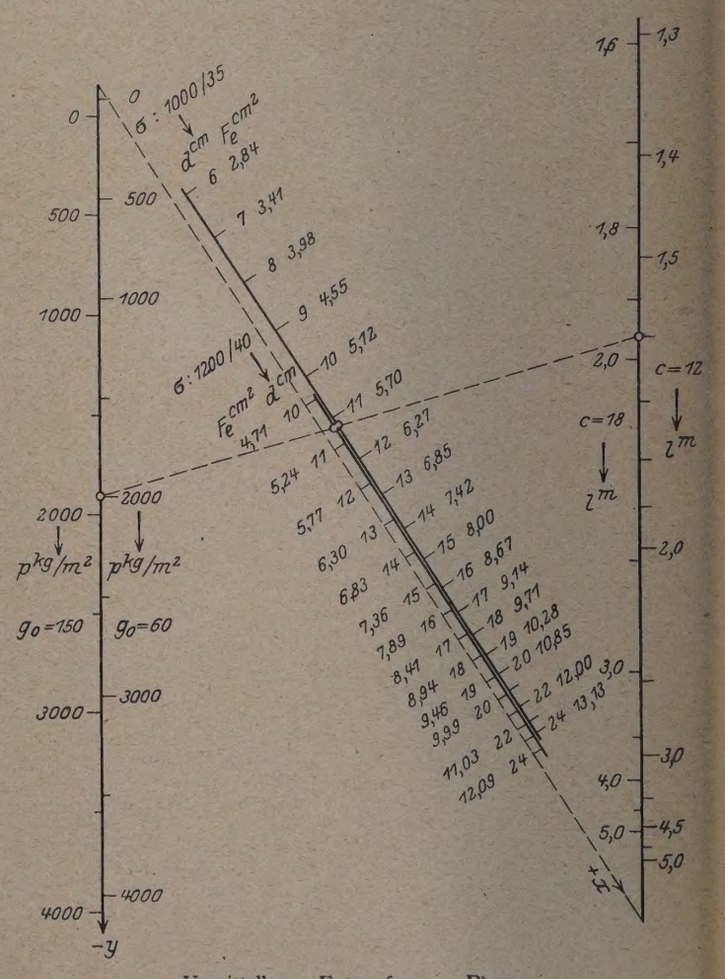
$$(0{,}95\,d - 1)^2 = k^2 l^2 \frac{p + g_0 + 24\,d}{c}$$

oder

$$\frac{(0{,}95\,d - 1)^2}{625\,k^2} \cdot \frac{1{,}25\,c}{l^2} - \frac{p + g_0}{500} - \frac{24\,d}{500} = 0.$$

Aus dieser Gleichung zwischen drei Veränderlichen ergibt sich folgende Herstellungsweise der Tafel (siehe z. B. Werkmeister, Das Entwerfen von graphischen Rechentafeln, Springer). Auf zwei parallelen Geraden von beliebigem Abstand trägt man von beliebigen Anfangspunkten aus auf der einen nach unten die p-Leiter mit der Teilung $\frac{p + g_0}{500}$ ab, auf der anderen in gleichem Maßstab μ nach oben die l-Leiter mit der Teilung $\frac{1{,}25\,c}{l^2}$. Die Teilpunkte der d-Leiter haben die (hier schiefwinkligen) Koordinaten

$$x = \frac{(0{,}95\,d - 1)^2}{625\,k^2 + (0{,}95\,d - 1)^2} \quad \text{und} \quad y = \frac{0{,}048 \cdot 625\,k^2\,d}{625\,k^2 + (0{,}95\,d - 1)^2}.$$



Unmittelbares Entwerfen von Platten.
Beispiel: Gegeben l = 1,6, c = 12, p = 2000, g_0 = 60.
Aus Fluchtentafel (1000/35) α = 11,2, Fe = 5,82
(1200/40) α = 10,7, Fe = 5,08

Dabei befindet sich der Koordinatenanfangspunkt im Anfangspunkt der p-Leiter, und diese selbst liegt auf der y-Achse; die x-Achse ist die Verbindungsgerade der Anfangspunkte der p- und l-Leiter. Positive Richtungen: nach oben bzw. nach rechts unten. Der Maßstab der Abszissen ist dadurch bestimmt, daß die Entfernung zwischen den Anfangspunkten der p- und l-Leiter die Länge 1 hat; der Maßstab der Ordinaten ist μ.

Entsprechend den zwei Werten von k ergeben sich zwei Leitern für d. Werte von $d < 10$ sind für $\sigma_e : \sigma_b = 1200 : 40$ weggelassen. Für $\sigma_e : \sigma_b = 1200 : 50$ könnte man eine dritte d-Leiter einzeichnen, beginnend mit $d = 20$. Neben die Ziffern d ist das zugehörige F_e geschrieben. Neben die Ziffern l könnte man noch das zugehörige kleinste d schreiben. Wenn man die Entfernung der Momentennullpunkte zu 0,8 l annimmt, ist $h_{min} = 0{,}8 \frac{l}{27}$ so daß mit $h = 0{,}95\ d - 1$ entsteht $d_{min} = 3{,}119\ l + 1{,}053$; dabei ist d in cm, l in m einzusetzen.

In der hier wiedergegebenen Tafel werden die Schnitte für große Werte von p und kleine Werte von l am schärfsten. Durch Vergrößerung des Maßstabes μ könnte man die Tafel für kleine Werte von p und große Werte von l passend machen. Durch Änderung der Zahlenfaktoren in Zähler und Nenner des ersten Gliedes der Gleichung könnte man kleine Werte von p und l oder große Werte von p und l bevorzugen.

Der aus der Tafel gewonnene Wert von d ist recht genau. Da die Plattenstärke d auf volle cm aufgerundet wird, merke man sich, daß dabei der Eisenquerschnitt F_e annähernd in demselben Prozentsatz vermindert werden kann, in dem die Plattenstärke vergrößert wird. Wenn im Beispiel die Plattenstärke von 10,7 um etwa 3% auf 11 cm aufgerundet wird, kann entsprechend der Eisenquerschnitt von 5,08 auf rund 4,9 cm² vermindert werden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei der Prüfung von Bauanträgen.

Das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt gibt unterm 7. Januar 1926 nachstehend angeführten Runderlaß II 9. 8 an die Herren Regierungspräsidenten bekannt:

Wenn den Baupolizeibehörden durch die Gesetzgebung der neueren Zeit weitgehende Berücksichtigung ästhetischer Gesichtspunkte bei Prüfung der Bauanträge zur Pflicht gemacht ist, so darf eine solche Befugnis der Baupolizeibehörden nicht dazu führen, Bauprojekte, die ihrem Geschmack nicht entsprechen, schroff abzulehnen, insbesondere Persönlichkeiten gegenüber, deren Vorbildung oder Werdegang eine zweifellos künstlerische Auffassung und Wertleistung vermuten lassen.

Die Baupolizeibehörden werden vielmehr mit den Projektbearbeitern tunlichst mündlich ihre Ansichten auszutauschen und gemeinsam ihr Augenmerk darauf zu richten haben, daß die baukünstlerischen Leistungen eine größtmögliche Höhe erreichen. Vor allen Dingen werden aber die Baupolizeibehörden auf die Gutachten der ihnen zur Seite stehenden Sachverständigenausschüsse das größte Gewicht zu legen haben. Sie müssen sich hierbei sagen, daß sie im Falle der Anfechtung ihrer Verfügungen durch Beschwerde oder Klage meist eine sicherere Grundlage für ihr Handeln haben, wenn sie sich auf ein Gutachten eines Kollegiums von Sachverständigen stützen können, als wenn sie ihrem eigenen Geschmack zur Herrschaft verhelfen wollen.

Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen.

Das Preußische Wohlfahrtsministerium gibt unterm 27. 1. 1926 einen Runderlaß II 9.708 an die Herren Regierungspräsidenten bekannt und ersucht, nach diesem Muster Polizeiverordnungen tunlichst ohne jede Änderung der Fassung zu erlassen. Der Runderlaß zerfällt in A. Allgemeine Vorschriften, B. Besondere Vorschriften, C. Betriebsvorschriften. — Die beiden ersten Abschnitte sind für die Anlage von Garagenbauten von Bedeutung und im Wortlaut nachstehend angeführt:

Entwurf zu einer Polizeiverordnung über den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen[1]).

A. Allgemeine Vorschriften.

§ 1.

Unterbringung und Aufstellung der Kraftfahrzeuge.

Kraftfahrzeuge dürfen — abgesehen von der vorübergehenden Aufstellung außerhalb des Heimatstandortes — nur in Räumen untergebracht werden, die den nachfolgenden Vorschriften entsprechen.

Kraftfahrzeuge können auf Höfen bebauter Grundstücke und in deren unmittelbarer Nachbarschaft ständig aufgestellt werden, wenn hierdurch die ordnungsgemäße Benutzung der Höfe und die Zugangsmöglichkeit zu den einzelnen Gebäudeteilen nicht beeinträchtigt wird und die Aufstellung der Fahrzeuge von allen Außenwänden mit Fenster- und Türöffnungen mindestens 5 m entfernt erfolgt.

§ 2.

Zu- und Abfahrt.

Werden auf einem Grundstück mehr als 20 Kraftwagen untergebracht, so muß für diese eine Zufahrt vorhanden sein, die von den Zugängen zu den sonstigen Baulichkeiten des Grundstückes nach Möglichkeit getrennt ist. Die Herstellung besonderer Notausfahrten kann im Einzelfalle gefordert werden.

Werden auf einem Grundstück mehr als 100 Wagen untergebracht, so müssen je eine Zufahrt und eine Abfahrt vorgesehen werden, die möglichst nach verschiedenen Seiten anzuordnen sind.

Liegen bei größeren Anlagen die Zu- und Abfahrten unmittelbar an Straßen oder an Vorgärten von weniger als 5 m Tiefe, so sind sie gegen die Flucht der Vordergebäude so weit frei- oder zurückzuverlegen, daß der ausfahrende Wagenführer den Verkehr rechtzeitig übersehen kann und die Fußgänger auf der Straße das Ausfahren der Wagen ohne Warnung durch Signale bemerken können.

B. Besondere Vorschriften.

§ 3.

Größe der Kraftwagenräume.

Jeder Kraftwagenraum darf bis zu einer Größe von 100 m² hergestellt werden. Seine Umfassungswände müssen feuerbeständig sein und dürfen keine Verbindung mit anderen Räumen erhalten.

Auch bei größeren Anlagen dürfen die einzelnen Kraftwagenräume 100 m² nicht übersteigen.

Überschreitet die Anlage 1000 m², so sind außerdem Brandabschnitte von höchstens 1000 m² durch über Dach geführte Brandmauern herzustellen. Diese Brandmauern dürfen in den Fahrstraßen oder Hofteilen Öffnungen für den Fahrbetrieb haben, die aber bei geschlossenen Anlagen feuerbeständige Abschließvorrichtungen durch Schiebetüren oder dergl. erhalten müssen.

§ 4.

Grundstücke, die nur dem Kraftwagenbetrieb dienen.

Auf Grundstücken, die ausschließlich der Unterbringung von Kraftwagen und den damit verbundenen Einrichtungen dienen, und auf solchen Grundstücken, auf denen der Kraftwagenbetrieb von anderweitiger Ausnutzung des Grundstücks hinreichend getrennt ist, können Kraftwagen in einem Raum bis zu 1000 m² Größe untergebracht werden, wenn die Anordnung der Räume so erfolgt, daß von jedem Punkt der Fahrstraßen und Räume eine Rettungsmöglichkeit nach zwei Seiten unmittelbar ins Freie gegeben ist.

Wenn mehrere Geschosse übereinander durch Aufzüge oder Rampenanlagen verbunden sind, so sind an diesen Verbindungsstellen ebenfalls Brandmauern mit feuerbeständigen Toren (gegebenenfalls auch Schiebetoren) vorzusehen.

§ 5.

Die Unterbringung von Kraftwagen in Räumen von mehr als 1000 m² Größe kann ausnahmsweise zugelassen werden, wenn die gesamte Anlage so geplant ist, daß eine Gefährdung anderer Gebäude ausgeschlossen erscheint, und hierfür eine Gewähr durch besondere Sicherheitsvorkehrungen, wie Schutzzone oder dergl., und besondere Feuerlöscheinrichtungen, wie z. B. Sprinkleranlage oder ähnliches, gegeben ist.

§ 6.

Fahrstraßen und Höfe.

Fahrstraßen und Höfe müssen so angeordnet werden, daß von jedem Punkte aus eine Rettungsmöglichkeit nach zwei Seiten gegeben ist. Bei ebenerdigen, nicht überdeckten Anlagen genügt es unter Umständen, wenn mittels fest angebrachter Leitern über flache Dächer hinweg ein Ausweg möglich ist. Bei kleineren Anlagen und in sonst geeigneten Fällen kann von vorstehenden Forderungen abgesehen werden.

[1]) Für elektrisch betriebene Kraftfahrzeuge ist § 33 zu beachten.

§ 7.

Waschplätze, Rauch- und Schallkammern.

Für Anlagen, die 20 oder mehr Wagen aufzunehmen bestimmt sind, müssen besondere Plätze zum Waschen der Wagen vorgesehen sein. Für die Abführung der Abwässer gelten allgemein die polizeilichen Entwässerungsvorschriften.

Sind in solchen Anlagen die Fahrstraßen oder Höfe, an denen die Wagenräume liegen, ohne Überdachung, so muß eine besondere Rauch- und Schallkammer angeordnet werden. Diese Kammer ist so einzurichten, daß eine Belästigung der Nachbarschaft durch Geräusche oder durch die Abführung der sich entwickelnden Gase ausgeschlossen ist.

§ 8.

Geschützte Gebiete.

Anlagen zur Unterbringung von 20 und mehr Wagen dürfen in Gebieten, die gegen Belästigungen durch Rauch, Geräusche usw. geschützt sind, nur dann zugelassen werden, wenn die Fahrstraßen und Höfe überdacht werden. Auch bei Unterbringung einer geringeren Anzahl von Wagen kann in diesen Gebieten ein derartiger Abschluß gefordert werden.

Von einer vollständigen Überdachung kann zur Herbeiführung einer ordnungsmäßigen Entlüftung (vergl. § 19) abgesehen werden, wenn sich nach Lage der Örtlichkeit Belästigungen für die Nachbarschaft nicht ergeben.

§ 9.

Wohngebiete.

In Gebieten, die durch die Bauordnung als Wohngebiete ausgewiesen sind, können Anlagen zur Unterbringung von 10 und ausnahmsweise bis zu 20 Kraftwagen nach besonderer Anweisung der Baupolizei zugelassen werden, sofern sie lediglich dem Bedürfnis der Bewohner des Wohngebietes dienen.

§ 10.

Kraftwagenräume in der Nähe von Kirchen, Schulen usw.

In der Nähe von Kirchen, Schulen, sonstigen öffentlichen Gebäuden, Krankenhäusern oder Heilanstalten ist für die Baugenehmigung zur Herstellung derartiger Anlagen die Entscheidung der zuständigen Behörde gemäß § 27 der Reichsgewerbeordnung darüber beizubringen, daß die Ausübung des Garagenbetriebes auf dem Grundstück gestattet ist.

§ 11.

Kraftwagenräume in der Nähe von Theatern, Warenhäusern usw.

In unmittelbarer Nähe von Theatern, öffentlichen Versammlungsräumen, Zirkusanlagen, Warenhäusern, Fabriken oder Werkstätten für feuergefährliche Betriebe oder Lagerräumen für leicht brennbare Gegenstände ist die Herstellung von Kraftwagenräumen von mehr als 100 m² Größe in der Regel unzulässig. Ausnahmsweise können sie unter besonderen Bedingungen genehmigt werden.

§ 12.

Reparatur- usw. Werkstätten in Kraftwagenräumen.

Reparatur-, Lackier- und sonstige Werkstätten, in denen mit offenem Feuer gearbeitet wird, oder in denen leicht brennbare Stoffe verwendet werden, dürfen im Erdgeschoß nur an offenen Höfen und Fahrstraßen, bei mehrgeschossigen Anlagen nur im obersten Geschoß angelegt werden.

Öffnungen solcher Räume sind nur nach nicht überdeckten Teilen der Fahrstraße oder Höfe statthaft und müssen von gegenüberliegenden Öffnungen von Wagenräumen mindestens 5 m Abstand halten. Diese Vorschriften gelten auch für Öffnungen von Räumen für Sammelheizungsanlagen.

§ 13.

Aufenthalts- und Waschraum für den Wagenführer.

Bei allen größeren Anlagen sind besondere Aufenthalts- und Waschräume für Wagenführer vorzusehen. Die Zugänge zu diesen Räumen sowie auch zu anderen für den Kraftwagenbetrieb bestimmten Aufenthaltsräumen, wie Übernachtungsräume, Büros, Wohnungen für Wagenführer und Angestellte, müssen, falls sie nicht unmittelbaren Ausgang nach der Straße haben, zu dem Teile einer offenen Fahrstraße oder eines offenen Hofes führen, der dem Zugange der ganzen Anlage nahe liegt.

Für die Wohnungen müssen kleinere, besonders abgetrennte Wirtschaftshöfe vorhanden sein.

§ 14.

Fußboden.

Der Fußboden der Wagenräume und der überdeckten Fahrstraßen vor diesen muß feuerbeständig und undurchlässig sein.

§ 15.

Decken.

Die Decken der Kraftwagenräume sind, soweit sie unterhalb von Räumen zum dauernden Aufenthalt von Menschen oder von Lagerräumen für brennbare Stoffe liegen, feuerbeständig herzustellen oder, soweit sie weniger als 5 m von Öffnungen benachbarter Gebäude entfernt liegen, innerhalb dieser 5 m feuerbeständig herzustellen.

Bei mehrgeschossigen Kraftwagengebäuden sind die Decken stets feuerbeständig herzustellen.

§ 16.

Türen, Fenster.

Türen und Fenster der Wagenräume, über denen sich Öffnungen von Räumen zum dauernden Aufenthalt von Menschen oder von Lagerräumen für brennbare Stoffe befinden, müssen 1 m unter die Decke des Raumes reichende Schutzstreifen aus feuerbeständigem Stoff erhalten. Bewegliche Schutzstreifen sind zugelassen.

§ 17.

Heizung.

Wagenräume dürfen nur beheizt werden durch:

a) fugendichte, von außen zu beheizende Kachelöfen, wenn der Ofen keine Vorsprünge oder Flächen aufweist, die zum Auflegen von Gegenständen Gelegenheit bieten,
b) von außen zu beheizende Öfen von anderer Bauart, wenn der Ofen gegen den Wagenraum derartig feuerbeständig abgetrennt ist, daß er nur unterhalb der Decke mit ihm in Verbindung steht, und nur eine Beheizung des Wagenraumes mit Frischluft, nicht mit Umluft möglich ist,
c) Niederdruckdampf- und Warmwasserheizung mit außerhalb des Raumes liegender Feuerung. Wenn die Heizkörper und Heizrohre tiefer als 2 m liegen, müssen sie in 20 cm Abstand durch Drahtgitter oder durchlochte Eisenbleche umschlossen werden,
d) Hochdruck-Dampfheizung mit außerhalb liegender Feuerung, jedoch nur, wenn die Heizrohre mindestens 2 m hoch liegen,
e) elektrische Heizung, wenn die Temperatnr der Heizflächen nicht über 200 Grad steigen kann[2]).

§ 18.

Schornsteinöffnungen und Reinigungstüren dürfen nicht im Wagenraum liegen.

§ 19.

Entlüftung.

Jeder Wagenraum, der an einer überdeckten Fahrstraße liegt, muß dicht über dem Fußboden an der Vorderseite Entlüftungsöffnungen von mindestens 400 cm² Gesamtgröße erhalten. Für die Entlüftung können Schlitze unter den Türen oder Öffnungen in diesen von mindestens 5 cm Durchmesser der einzelnen Öffnung angebracht werden.

Zur Erhöhung des Luftwechsels kann für größere Wagenräume und überdachte Fahrstraßen künstliche Entlüftung, namentlich auch bei Kellergaragen, verlangt werden. Bei elektrisch angetriebenen Entlüftern müssen funkenbildende Teile außerhalb der Räume und der Entlüftungsrohre liegen.

§ 20.

Beleuchtung.

Wagenräume dürfen nur beleuchtet werden durch:

a) elektrische Glühlampen, wenn die Lampen mindestens 1,50 m über dem Fußboden fest angebracht sind,
b) tragbare elektrische Glühlampen mit dichter Überglocke, Drahtschutzkorb und Kabelleitung mit wasserdichter Isolierhülle,
c) jede Art von Lampen als Außenbeleuchtung, wenn sie durch fest eingemauerte Fenster von den Innenräumen dicht abgeschlossen sind.

Alle in den Wagenräumen angebrachten Schalter, Steckdosen, Sicherungen, Widerstände usw. müssen gleichfalls mindestens 1,50 m über dem Fußboden angebracht sein, oder es sind entsprechende Sicherheitsmaßnahmen gegen Gasentzündungen zu treffen[3]).

§ 21.

Fahrzeugraum für nur ein Fahrzeug und für ein Einfamilienhaus.

Für die Unterbringung nur eines Fahrzeuges auf einem Grundstück gelten nur die Bestimmungen des § 3 Abs. 1, des § 15, der §§ 17 und 20 und die Betriebsvorschriften.

Bei der Herstellung von Räumen zur Unterbringung von Kraftwagen zum eigenen Bedarf auf Grundstücken für Einfamilienhäuser kann von den Bestimmungen dieser Polizeiverordnung abgesehen werden, wenn der Kraftwagenraum von dem Einfamilienhaus feuerbeständig abgeschlossen wird.

Bei den in Abs. 1 und 2 genannten Räumen kann — sofern nicht die allgemeinen Bauordnungsvorschriften entgegenstehen — auf die Herstellung feuerbeständiger Umfassungswände verzichtet werden, sofern diese Räume in für sich bestehenden Bauten getrennt von anderen Gebäuden eingerichtet werden.

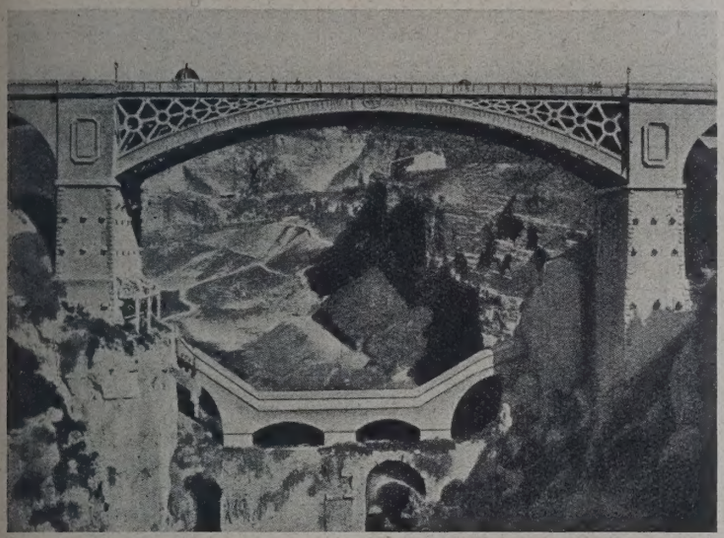
---

[2]) Vergl. hierzu die Sondervorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker.

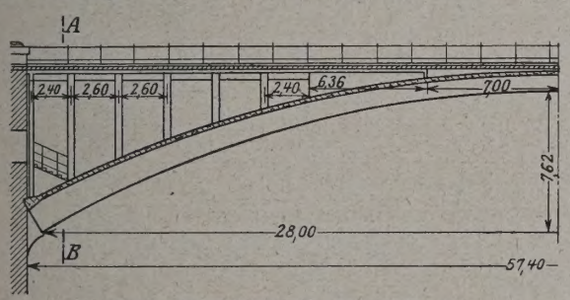
[3]) Vergl. hierzu die Vorschriften des Verbandes Deutscher Elektrotechniker über explosionsgefährliche Betriebsstätten und Lagerräume.

Der Umbau des Hauptbogens d'El-Kantara in Constantine (Algerien).

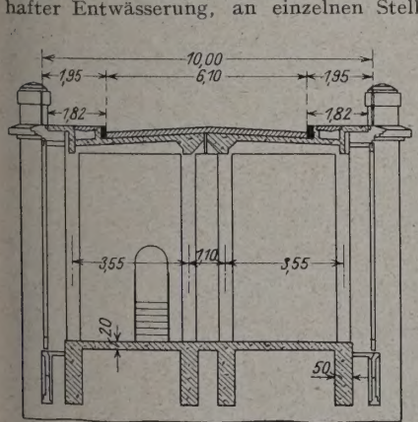
Die Brücke über den Rhumel bei Constantine ist eine Straßenbrücke und wurde im Jahre 1863 erbaut. Sie bestand aus einem eisernen Hauptbogen von 56 m lichter Weite, an den sich zu beiden Seiten Viadukte von 16 m anschließen. Der Hauptbogen überspannt in Brückenmitte das tief einschneidende Tal in 150 m Höhe. Er bestand aus fünf eisernen Bogenbindern, deren jeder eine gleichbleibende Höhe von 1,50 m besaß. Die Gesamtbreite der Brücke betrug 10,16 m. Das die Fahrbahn aufnehmende eiserne Gitterwerk war mit dem Bogen und mit der Fahrbahnkonstruktion verbolzt. Bereits sechs Jahre nach Errichtung der Brücke war die Eisenkonstruktion des Hauptbogens, scheinbar infolge äußerst mangelhafter Entwässerung, an einzelnen Stellen derart durch Rost zerstört, daß sie den Verkehrslasten nicht mehr gewachsen war; die Fahrbahn brach unter einer schweren Last durch. Zunächst wurde die Fahrbahn nur ausgebessert. Trotz wiederholten Anstriches traten von neuem beträchtliche Zerstörungen auf. Im Jahre 1896 mußte die gesamte Fahrbahn erneuert werden, und im Jahre 1915 entschloß man sich, die Brücke entweder zu verstärken oder vollkommen zu ersetzen, nachdem im Laufe der Zeit sehr weitgehende Zerstörungen eingetreten waren, die das Bauwerk ernstlich gefährdeten. Durch die Ungunst der Zeiten hat die Brücke erst im Jahre 1924 nach öffentlicher Ausschreibung die aus den Abbildungen ersichtliche Konstruktion erhalten nach amerikanischen Vorbildern unter teilweiser Verwendung der alten eisernen. Die beiden äußeren Binder blieben bestehen, während die inneren durch eine Eisenbetonbogenkonstruktion ersetzt wurden, so daß erstere nunmehr nur ihr Eigengewicht zu tragen haben. Zum Zwecke des ungehinderten Verkehrs während der Umbauarbeiten wurde eine Brückenhälfte nach der anderen ausgeführt, so daß das Gesamtbauwerk aus zwei statisch selbständigen Tragkonstruktionen besteht. Die Brücke ist als Dreigelenkbogen mit aufgeständerter Fahrbahn ausgeführt worden. (Le Génie Civil 1925, Bd. 87, Nr. 25, S. 501.)



Die alte eiserne Brücke.



Längsschnitt durch die neue Brücke.



Querschnitt.

Zulässige Spannungen in den Tragkonstruktionen von Hochbauten in Amerika (Entwurf).

Der Vorschlag geht von dem „Building Code Committee of the U. S. Department of Commerce" (etwa das Hochbauamt des Handelsamtes der Vereinigten Staaten) aus und verfolgt den Zweck, die Verschiedenartigkeit der Vorschriften in den einzelnen Städten und Staaten zu beseitigen.

Bei der Festsetzung der zulässigen Spannungen ging man von der Überlegung aus, daß die Überwachung der Bauarbeiten durch die Behörden nur stichprobenhaft anzunehmen sei, daß deshalb nicht durchweg mit einer hochstehenden sorgfältigen Ausführung zu rechnen ist und deshalb die Spannungen nicht bis zur oberen Grenze der Möglichkeit zugelassen werden könnten.

Holzkonstruktionen: Die nachstehend angegebenen zulässigen Spannungen sind um 25% zu vermindern, wenn das Holz der Witterung ausgesetzt ist, dagegen dürfen die Werte um 50% erhöht werden, wenn der Spannungsberechnung außer Eigen- und Nutzast auch noch Windlast zugrunde gelegt werden.

Holzart	Zulässige Spannung in kg/cm²
Eiche:	
Biegung	98
Druck längs der Faser	70
Druck quer zur Faser	35
Südliche Gelbkiefer (southern yellow pine)	
Biegung	106
Druck längs der Faser	77
Druck quer zur Faser	23
Douglastanne:	
Biegung	106
Druck längs der Faser	77
Druck quer zur Faser	23
Schierlingstanne:	
Biegung	77
Druck längs der Faser	49
Druck quer zur Faser	21
Rottanne:	
Biegung	77
Druck längs der Faser	56
Druck quer zur Faser	18

Säulen, deren Länge nicht mehr als die 11-fache kleinste Querschnittsabmessung beträgt, werden nach den für Druck längs der Faser angegebenen Spannungen dimensioniert. Für Verhältniswerte zwischen 11 und 22 sinkt die zulässige Spannung auf $\sigma' = 1{,}5\,\sigma\left(1-\frac{1}{33}\cdot\frac{l}{d}\right)$, worin σ der in der Tabelle angegebene Wert der zulässigen Spannung, l und d die Länge und die kleinste Querschnittsabmessung bedeuten.

Eisenkonstruktionen: Die nachstehend angegebenen zulässigen Spannungen gelten für Stahl, der den Anforderungen der American Society for Testing Materials (Amerikanische Gesellschaft für Materialprüfungswesen; abgekürzt A.S.T.M.) an gewöhnlichen Baustahl genügt. Bei Berücksichtigung der durch Windbelastung hervorgerufenen Spannungen können die zulässigen Spannungen um 25% erhöht werden.

Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung kg/cm²
Zug	1130
Druck (in gedrungenen Druckgliedern)	880
Biegungszug- und Druckspannung	
in Balken	1130
in Schraubenbolzen oder Nieten	1700
Scherbeanspruchung	
von Werkstattnieten	850
von Baustellnieten	640

Außer für den gewöhnlichen Baustahl sieht der Entwurf noch die zulässigen Spannungen für A.S.T.M.-Brückenstahl vor in der Weise, daß die zulässigen Spannungen für sämtliche Beanspruchungen um 12½% erhöht sind.

Für die Druckflanschen von auf Biegung beanspruchten Balken muß die zulässige Spannung herabgesetzt werden, wenn die Spannweite mehr als das 15-fache der Breite beträgt. In diesem Fall soll die Biegungsdruckspannung den Wert

$$\sigma = 1380 - 16{,}6\,\frac{l}{b}$$

nicht überschreiten. Für $\frac{l}{b} = 15$ erhält man $\sigma = 1130$ (vgl. Tabelle). Das Verhältnis $\frac{l}{b}$ soll den Wert 40 nicht überschreiten.

Ist ein Druckglied auf exzentrischen Druck beansprucht, so darf die Randspannung aus Druck und Biegung den zulässigen Wert für reine Biegung, also $\sigma = 1130$, erreichen, dagegen darf die mittlere Spannung, also die aus Druck allein, nicht über die für Druckbeanspruchung zulässigen hinausgehen, also $\sigma = 880$ kg/cm².

Beton- und Eisenbetonkonstruktionen:

Die Vorschläge betr. Beton- und Eisenbetonkonstruktionen sind denen des „Joint Committee on Specifications for Concrete and Reinforced Concrete", also etwa der dem „Deutschen Ausschuß für Eisenbeton" entsprechenden Stelle, entnommen.

Die reine Druckbeanspruchung darf 25% der Würfeldruckfestigkeit betragen. Die Biegungsdruckbeanspruchung darf 40% der Würfeldruckfestigkeit erreichen. Die zulässige Schubspannung ist ebenfalls in Beziehung zur Würfeldruckfestigkeit gesetzt und muß unterhalb 2% dieses Wertes bleiben. Die Würfeldruckfestigkeit soll durch Druckproben ermittelt werden. In welcher Weise dies geschehen soll, ist nicht gesagt. Liegen Druckproben nicht vor, so soll man sich an folgende Werte halten:

Plastische Konsistenz

Mischung	Druckfestigkeit in kg/cm²
1 : 6	141
1 : 4½	176
1 : 3½	210

Gießfähige Konsistenz

Mischung	Druckfestigkeit in kg/cm²
1 : 6	106
1 : 4½	141
1 : 3½	176
1 : 2½	210

Man sieht, daß die Festigkeitsvorschriften ziemlich roh sind. Es fehlt nicht nur die Angabe des Alters, sondern auch vollkommen der außerordentlich wichtige Einfluß der Kornzusammensetzung. Im Gegensatz hierzu ist namentlich die letztere Einflußkomponente auf die Festigkeitseigenschaften des Betons in den Vorschlägen des oben erwähnten „Joint Committee on Specifications for Concrete and Reinforced Concrete" sehr weitgehend berücksichtigt worden. (Vgl. hierzu Bauingenieur 1925, Heft 4, „Die neuen amerikanischen Vorschriften für Beton- und Eisenbetonbauten", besprochen von E. Probst.)

Die Zugbeanspruchung der Eisenbewehrung ist unter der Annahme bis zur Nullinie gerissenen Querschnitts auf 1130 kg/cm² festgelegt.

Dipl.-Ing. Mehmel, Karlsruhe i. B.

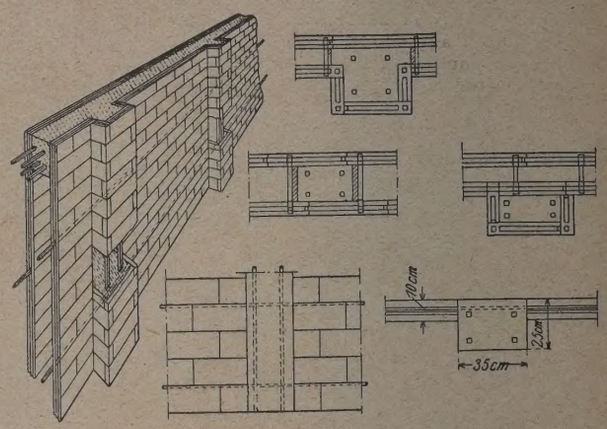
Betonformstein-Gebäude mit Bewehrung.

In Kalifornien ist unter dem Namen Thermotit-Bauart seit sechs Jahren eine gesunde, standfeste, dauerhafte, feuer- und erdbebensichere Bauweise aus Betonformsteinen ausgeprobt und nun patentiert, nach welcher in den letzten 1½ Jahren 600 Gebäude errichtet worden sind.

Die Formsteine werden aus plastischem Beton der Mischung 1 : 5 mit 140 kg/cm² Druckfestigkeit nach 28 Tagen in Metallformen eingestampft und haben, mit Ausnahme der Außenseite der Eck-steine, Feder- und Nutverbindung. Sie sind 6, 7,5 oder 10 cm stark, 10, 15 oder 20 cm breit und in acht Abstufungen 5 bis 40 cm lang, sodaß fast niemals ein Abschlagen nötig wird.

Die Steine werden, mit der Nut nach oben, zu Doppelwänden mit 15—45 cm Zwischenraum aufeinandergesetzt, die Fugen mit Mörtel ausgegossen und in jede vierte wagerechte Fuge ein 6 mm starkes Rundeisen eingelegt, für welches die Zunge entsprechend ausgekehlt ist, das ununterbrochen in allen Wänden rundum läuft. Die Wände sind miteinander durch Flacheisenbänder, deren Enden in die Nuten passen, verbunden. Über Tür- und Fensteröffnungen werden besondere Verstärkungseisen eingelegt. Die Herstellung der Gebäude ist infolgedessen so einfach, daß dazu keine Facharbeiter und keine besonderen Werkzeuge nötig sind. Die Fußboden- und Deckenbalken aus Eisenbeton, 5 × 20 cm stark, schieben sich ohne weiteres zwischen die Bausteine ein und werden mit ihnen verklammert und wirken als durchlaufende Anker.

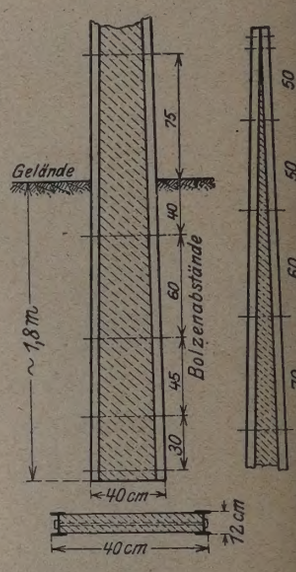
Für Gebäude mit starker Mauerbelastung lassen sich die Wände in einfachster Weise durch ausbetonierte und bewehrte Pfeilervor-



lagen und Längsbalken verstärken, für welche Formsteinwände die Außenseiten bilden, also keine besonderen Schalungen nötig werden, da auch für die Längsbalken ein eingelegtes Blech als Unterlage genügt (s. Zeichnungen). Die Betonformsteine eignen sich in gleicher Verbindung auch sehr gut zur Verkleidung von Fachwerkbauten. (Concrete vom Dezember 1925, S. 33—36, mit 3 Zeichnungen und 6 Abb.) N.

Beton-Eisen-Maste für Überlandleitungen in Australien.

Für die langen Überlandstarkstromleitungen in Australien sind billige, aber kräftige Maste nötig, deren Teile sich leicht auf große Strecken befördern lassen. Diesen Forderungen entspricht ein Mast mit zwei Stahlwangen aus I-Trägern, durch Schraubenbolzen verbunden und einer Betonwand dazwischen. Für die gewöhnliche Länge von 13 m (rd. 11 m über Grund) genügen 12 cm hohe I-Träger und eine Fußbreite von 40 cm (siehe Zeichnung), die auch bei einseitigem Zug von drei Leitungen nicht über 1050 kg/cm² beansprucht werden. Solche Masten widerstehen auch gut der Verdrehung bei unausgeglichenem Zug und vertragen das Schleppen auch auf sehr unebenem Gelände. Die Löcher für die Querarme werden beim Betonieren ausgespart. Die verhältnismäßig kleine Außenfläche der Eisenträger läßt sich gut durch Anstrich schützen und leicht überwachen. Ein solcher Mast von 13 m Länge wiegt rd 900 kg und kostet 7¼ Pfd. (Major Johnstone-Taylor im Concrete vom Dezember 1925, S. 41—42.) N.



Kann Traß durch anderes Steinmehl ersetzt werden?

Im Heft 7/8 1924 der Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung in Berlin-Dahlem (Verlag Julius Springer 1925, 2,40 M.) ist für das Bauingenieurwesen eine Abhandlung über die Frage bemerkenswert: Kann Traß durch anderes Steinmehl ersetzt werden[1])? Zur Beantwortung dieser Frage wurden verschiedene Dichtigkeits- und Druckfestigkeitsversuche mit Mörtel ausgeführt, die einmal nur aus Zement und Kiessand (1:4), dann unter Hinzufügung von 0,25, 0,50, 0,75, 1,00 Rt. Traß (bezogen auf Zement) bestanden, bei denen dann weiter Traß durch gleiche Raumteile Steinmehl ersetzt wurde, und endlich sowohl Traß als auch Steinmehl dem Zementmörtel zugesetzt wurden. Der Traß war rheinischer Traß aus dem Nettetal, das Steinmehl durch Feinmahlen Hohenbockaer Quarzsandes, der Kiessand durch Absieben Cossebauder Kieses auf dem 4-Maschen-Sieb gewonnen. Aus den Mischungen wurden Normalwürfel von 7,1 cm

[1]) Vgl. die Originalveröffentlichungen von Professor H. Burchartz in Zement 1925, Nr. 15 und 16.

Kantenlänge hergestellt. Die Mischungen waren, zur Bestimmung des Einflusses der Verarbeitungsart auf Dichte und Festigkeit, teils erdfeucht, teils weich. Die Prüfung erstreckte sich auf die Wasseraufnahme, das Raumgewicht (trocken), das spezifische Gewicht, den Dichtigkeits- und Undichtigkeitsgrad, die Druckfestigkeit nach 28 Tagen und 3 Monaten Erhärtung. Die Gesamtergebnisse werden in den nachfolgenden allgemeinen Schlußfolgerungen zusammengefaßt:

1. Das Raumgewicht von Mörtel und Beton der vorliegenden Art ist kein unmittelbarer Maßstab für die Porosität; hierzu ist vielmehr die Kenntnis des Dichtigkeitsgrades, berechnet aus dem Raumgewicht und dem spezifischen Gewicht, notwendig.

2. Aus dem Raumgewicht von Mörtel und Beton kann nicht ohne weiteres auf dessen Festigkeit geschlossen werden.

3. Traß wirkt keineswegs allein deshalb festigkeitsteigernd, weil er, wie Graf behauptet, das Raumgewicht des Mörtels oder Betons erhöht, also diesen verdichtet, sondern auch deswegen, weil er die Erhärtung chemisch günstig beeinflußt.

4. In Anbetracht dessen, daß der Zusatz von Steinmehl auf weich und wahrscheinlich noch mehr auf flüssig angemachten Beton ungünstig einwirkt, und mit Rücksicht auf die etwaige Erhöhung der Baukosten durch die Beschaffung und Bereitstellung von Anlagen zum Brechen und Mahlen des Steinmehls ist der Ersatz von Traß durch Steinmehl nicht zu empfehlen. M. F.

Berechnung eiserner Brücken.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82. D. 3095 nachstehenden Erlaß vom 5. März 1926 bekannt:

Unter Bezugnahme auf den Erlaß vom 25. 9. 1925 — 82 D 14 770 —[1]) weisen wir darauf hin, daß die Stoßzahlen für geschweißte Schienenstöße auch bei der Berechnung derjenigen Bauglieder von neuen Brücken der Klasse E zugrunde zu legen sind, für deren Berechnung die Lastgruppe der Abb. 18 der Berechnungsgrundlagen von 1925 maßgebend ist.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
Kraefft.

[1]) „Der Bauingenieur" 1925, Seite 805.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Aufgaben der Reichswasserstraßenverwaltung im Rechnungsjahr 1926.

Seit dem 1. April 1921 sind alle dem allgemeinen Verkehr dienenden deutschen Wasserstraßen im Eigentume des Reiches vereinigt. Sie werden durch das Reichsverkehrsministerium verwaltet. Wer darüber unterrichtet sein will, in welcher Weise das deutsche Wasserstraßennetz unterhalten, verbessert und erweitert werden soll, findet im Haushalt dieses Ministeriums alle notwendigen Unterlagen beisammen. Es verdient daher dieser Haushalt bei allen denjenigen besondere Beachtung, denen an einem der wirtschaftlichen Entwicklung angepaßten weiteren Ausbau des Binnenwasserstraßennetzes und an leistungsfähigen Zugangsstraßen von der offenen See zu den Ein- und Ausfuhrhäfen, allgemein an Ausdehnung und Verbilligung der Transporte auf dem Wasserwege gelegen ist. Der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums erfordert aber auch deswegen noch die Aufmerksamkeit weiter Kreise, weil ein sehr bedeutender Teil der vorgesehenen Ausgaben in Form von Aufträgen auf Lieferungen oder Leistungen unmittelbar an die Wirtschaft gelangt. Die Baustoffindustrie, das Baugewerbe und das Handwerk, aber auch die Maschinen- und Elektroindustrie haben in der Reichswasserstraßenverwaltung einen beachtlichen Auftraggeber. Wenn auch der Haushalt seiner Zweckbestimmung entsprechend über die beabsichtigten Arbeiten nur allgemeine Angaben enthält, so genügen diese doch für ein allgemeines Bild über deren Art und Umfang.

Der Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung für das am 1. April 1926 beginnende neue Rechnungsjahr unterscheidet sich bezüglich der Gesamtaufwendungen und Einnahmen nicht wesentlich von dem des Vorjahres. In runden Zahlen betragen die Ausgaben 177,5 Millionen RM., die Einnahmen 29,4 Millionen RM. Von den Ausgaben fallen auf den ordentlichen Haushalt 115,1 Millionen, auf den außerordentlichen 62,4 Millionen. Der ordentliche Haushalt gliedert sich in fortdauernde Ausgaben von 82,7 Millionen und in einmalige Ausgaben von 32,4 Millionen. Unter den Einnahmen befinden sich 14,1 Millionen für Verkehrsabgaben und 10,0 Millionen für Schlepplöhne und Lotsengelder. Ihrer sachlichen Bestimmung nach sind im großen und ganzen fortdauernde Ausgaben (82,7 Mill.) die Kosten der Verwaltung des Betriebs und der Unterhaltung der Wasserstraßen. Die einmaligen Ausgaben (32,4 Mill.) dienen größeren Wiederherstellungsarbeiten und örtlichen Ausbauten sowie der Ergänzung des Geräteparks. Im außerordentlichen Haushalt (62,4 Mill.) befinden sich die Mittel für größere zusammenhängende Ausbauten sowie für den Neubau von Wasserstraßen. Während die bei den Gesamtausgaben (177,5 Mill.) vorgesehenen Lieferungen von Bau- und Betriebsstoffen, Materialien und Ersatzteilen mit verschwindenden Ausnahmen sämtlich an die Wirtschaft vergeben werden dürften, ist das für die vorgesehenen Leistungen nicht im vollen Umfange zu erwarten, da ein Teil der Arbeiten ihrer Natur nach im Eigenbetriebe der Bauverwaltung ausgeführt werden muß; das gilt vor allem für die vom Wasserstande und der Witterung abhängigen Stromregulierungen. Immerhin wird damit gerechnet werden können, daß die im außerordentlichen Haushalte vorgesehenen Leistungen überwiegend, die der einmaligen Ausgaben zu einem ansehnlichen Teil vergeben werden. Auch von den übrigen Arbeiten, unter denen sich alle Wiederherstellungs-, Um-, Erweiterungs- und Neubauten befinden, die mit weniger als 30000 M. veranschlagt sind, wird ein Teil dem Gewerbe, insbesondere aber dem Handwerk, zur Ausführung zufallen.

Von den sächlichen Ausgabetiteln der fortdauernden Ausgaben (82,7 Mill.) sind als wichtigste die Ausgaben für die bauliche Unterhaltung und den Betrieb der Binnenwasserstraßen mit 26,0 Millionen, der Seewasserstraßen mit 18,5 Millionen und des besonders aufgeführten Kaiser-Wilhelm-Kanals mit 4,4 Millionen zu bemerken. Für die bauliche Unterhaltung und den Betrieb des Schleppdienstes auf dem Rhein-Weser-Kanal sind 2,3 Millionen und für die Seezeichen 0,44 Millionen vorgesehen. Im allgemeinen handelt es sich bei den baulichen Unterhaltungsmaßnahmen hauptsächlich um die Erhaltung der für die Schiffahrt erforderlichen Wassertiefe, die Sicherung der Ufer, die Instandsetzung der Uferbefestigungen, der Betriebsvorrichtungen an den Schleusen, der Ausrüstung der Schleusen und Schleusenvorhäfen, der Brücken und sonstigen Bauwerke.

Von den einmaligen Ausgaben (32,4 Mill.) ist der überwiegende Teil (24 Mill.) für ingenieurbautechnische Ausbauarbeiten bestimmt. Daneben sind u. a. für die Ausführung von Hochbauten 1,1 Millionen und für die Ausführung von Vorarbeiten für Ausbaupläne, die in Zukunft Bedeutung gewinnen können, 0,4 Millionen Mark vorgesehen. Ein Drittel der einmaligen Ausgaben ist für Aufgaben bestimmt, die im Jahre 1926 neu angegriffen werden sollen. Mit den übrigen zwei Dritteln werden begonnene Arbeiten fortgesetzt oder beendet werden.

An Vorarbeiten (0,4 Mill.) werden solche für die Kanalisierung der Werra von Hann.-Münden bis Eschwege und der Weser von Münden bis Bremen, sowie für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals aufgeführt. Hochbauten (1,1 Mill.) sind in Elbing, Stettin, Hamburg und Emden für den Reichswasserschutz vorgesehen; die Ausführung liegt in Händen der Reichsbauverwaltung. Ferner sind 12 neue Dienstgebäude am Ems-Weser-Kanal und Erweiterungsbauten auf den Werften Herne, Minden und Stettin beabsichtigt. Von den vorgesehenen Ausrüstungsarbeiten (1,2 Mill.) sind u. a. die Umstellungen dreier Schleusen des kanalisierten Mains auf elektrischen Betrieb bemerkenswert.

Von den ingenieurbaulichen Arbeiten, die sich unter den einmaligen Ausgaben des Haushaltes angegeben finden (24,0 Mill.), entfallen auf den Ausbau der Binnenwasserstraßen 10 Millionen, auf den der Seewasserstraßen 14 Millionen. Der Ausbau der Binnenwasserstraßen besteht in der Hauptsache in örtlichen Stromregulierungen und Baggerungen, Ausbauten von Häfen und Liegeplätzen und in der Beseitigung von Hindernissen und Schäden in den Kanälen. Hierfür sind 7,7 Millionen angesetzt. Außerdem sind einzelne Bauwerke vorgesehen, für die im ganzen 3,3 Millionen zur Verfügung stehen. Die örtlichen Stromregulierungen und Baggerungen erfordern rund 5,7 Millionen, die umfangreichsten Arbeiten sind die Nachregulierung des Rheines zwischen Mannheim und Sondernheim mit 0,7 Millionen, die Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort mit 0,45 Millionen, die Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau (Mecklenburg) mit 0,4 Millionen, die Regulierung der Warnow zwischen Bützow und Rostock mit 0,3 Millionen und die Abflachung einer scharfen Krümmung der Gilge mit 0,255 Millionen. Für die Herstellung von Häfen, Liegeplätzen und dergleichen sind 0,6 Millionen vorgesehen. Mit diesen Mitteln sollen die Arbeiten an dem Hafenbecken und -bauhof Wilhelmsruh bei Breslau und an den Schiffliegeplätzen bei Minden und Lohnde am Rhein-Weser-Kanal fortgesetzt und neue Liegeplätze am Voßkanal bei Zehdenick in Angriff genommen werden. 1,6 Millionen dienen dem Ausbau der Kanäle. Hier ist als umfangreichste Arbeit die Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher zu nennen, für deren Fortsetzung im Jahre 1926 1,2 Millionen Mark zur Verfügung stehen werden, um die Erd- und Dichtungsarbeiten zu beenden und die Kunstbauten in der Hauptsache auszuführen. Ferner sind 0,155 Millionen für die Beseitigung von Bergsenkungsschäden am Rhein-Herne- und Dortmund-Ems-Kanal ausgeworfen. Als neue Arbeit erscheint der Umbau des Kanals Güritz-Grabow in Mecklenburg-Schwerin mit einer Rate von 83000 M. Von den besonders unter den einmaligen Ausgaben ausgeführten Bauwerken (2,3 Mill.) sind die geplanten Brücken von besonderem Interesse. Das Reich wird sich beim Umbau der Ostbahnbrücke über die Oder und Warthe bei Küstrin mit einer Rate von 1,5 Millionen für 1926 beteiligen. Die Ausführung der Brücke liegt in Händen der Reichsbahn, die 55 % der Baukosten trägt. Nur der Abbruch der alten Brückenpfeiler und der Strombauarbeiten werden durch das Wasserbauamt veranlaßt. In ähnlicher Weise wird sich das Reich beim Umbau der Straßenbrücke über die Donau bei Deggendorf mit 0,2 Millionen an den 0,6 Millionen betragenden Gesamtkosten und beim Umbau der Eisenbahndrehbrücke über die Elbe bei Neustadt mit 42000 M. an den 198000 M. betragenden Gesamtkosten beteiligen. Für den Neu- und Ausbau von Freiarchen in der oberen Havelwasserstraße sind 0,107 Millionen, für die Sicherung bestehender Bauwerke 0,268 Millionen vorgesehen. Es sind dies die alten Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals, die Schleuse Hüntel am Dortmund-Ems-Kanal und eine Wehranlage in der kanalisierten Altmühl (Bayern). Schließlich sind noch 0,13 Millionen für die Ausstattung von Schleusenvorhäfen mit Dalben und Leitwerken zu erwähnen.

Nicht so mannigfaltig wie bei den Binnenwasserstraßen sind die Bauausführungen bei den Seewasserstraßen (Gesamtbetrag 14 Mill. M.). Es handelt sich fast ausschließlich um Baggerungen größten Umfanges und um das Verbauen der Baggermassen. Die Arbeiten sind von besonderer volkswirtschaftlicher Bedeutung. Es handelt sich bei ihnen darum, die Zuwegungen zu den wichtigsten deutschen Seehäfen Bremen, Hamburg, Stettin und Königsberg von See aus in einem neuzeitlichen Verkehrsanforderungen entsprechenden Zustand zu erhalten und auszubauen. Für die Fortsetzung der begonnenen Arbeiten an der Unterweser sind 1,1 Millionen, für die an der Außenweser 2,7 Millionen, für die an der Ostebank an der Unterelbe 3 Millionen, für die Regulierungen der Elbe ober- und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen 0,12 Millionen vorgesehen. Für die Verbesserung der Schiffahrtsstraße Stettin—Swinemünde sollen 1,1 Millionen und für die Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals 3,5 Millionen aufgewendet werden. Die beiden letzten Arbeiten werden durch Gesellschaften finanziert, die ihrerseits nach den Bestimmungen ihres Vertrages mit dem Reich für die Stettin-Swinemünder Wasserstraße 0,9 Millionen und für den Königsberger Seekanal 1 Million beitragen müssen, so daß für die erste Arbeit rund 2 und für die zweite 4,5 Millionen Mark für 1926 zur Verfügung stehen werden. Die Arbeiten zur Sicherung der Molen in Pillau sollen fortgesetzt und mit 1,2 Millionen Mark gefördert werden. Neu erscheinen im Haushalt Arbeiten zur Sicherung der Kölpinseeniederung durch einen 760 m langen Sanddeich, wofür ein Teilbetrag von 0,285 Millionen ausgeworfen ist, Küstenschutzarbeiten auf Borkum mit dem gleichen Betrag und die Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau (Unterelbe), für die 0,24 Millionen Mark aufgewendet werden sollen.

Noch größeres Interesse als der ordentliche Haushalt verdient der außerordentliche Haushalt (62,4 Mill. M.). Hier finden sich die großen zusammenhängenden Arbeiten zum Ausbau und zur Erweiterung des deutschen Wasserstraßennetzes. An der Oder sind umfangreiche Stromregulierungen vorgesehen, und zwar sind für die Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau 2,5 Millionen und für die Verbesserung der unteren Oder 1,15 Millionen angesetzt. Da zu der letzten Arbeit das Land Preußen die gleiche Summe wie das Reich beiträgt, stehen für sie im ganzen 2,3 Millionen zur Verfügung. Bei den Arbeiten an der Oder unterhalb Breslau handelt es sich um den Bau von Buhnen- und Deckwerken und dergl. in Verbindung mit Baggerungen. Die Arbeiten haben eine Fahrwassertiefe von 1,30 m bei Niedrigwasser zum Ziel. An der unteren Oder sind Deichbauten, Baggerungen und kleinere Bauwerke wie Deichschleusen, Auslässe und dergleichen auszuführen. Für Strom-Kanalisierungen sind die Mittel bestimmt, die das Reich der Neckar A.-G. und der Rhein-Main-Donau A.-G. als Darlehen zur Verfügung stellen wird. Mit den beteiligten Ländern hat das Reich Vereinbarung getroffen, durch die die Fortführung der Arbeiten der Gesellschaften ermöglicht wird. Für die Neckar-Kanalisierung sind danach durch das Reich 4,04 Mill. aufzubringen, während 2,2 Millionen Darlehen anderweitig beschafft werden sollen. Mit diesen Mitteln sollen die begonnenen drei Staustufen fertiggestellt und eine weitere Staustufe in Angriff genommen werden. Ähnlichen Vereinbarungen für die Rhein-Main-Donau-A.-G. zufolge stellt das Reich von 9,017 Millionen Gesamtkosten 5,715 Millionen als Darlehen im Haushalt zur Verfügung. Hiermit sollen die begonnenen Arbeiten am Kachlet in der Donau fortgesetzt und zwei weitere Staustufen am Main begonnen werden. Eine kleinere Kanalisierung ist am Pregel (Ostpr.) vorgesehen. Hier wird die von Insterburg abwärts bis Schwägerau ausgeführte Kanalisierung bis Norkitten durch Bau einer weiteren Stau- und Schleusenanlage fortgesetzt werden. Das Reich will 0,2 Millionen im Jahre 1926 aufwenden unter der Voraussetzung, daß von Preußen der gleiche Betrag zur Verfügung gestellt wird.

Planmäßige Verbesserungen von vorhandenen Kanälen sind zurzeit am Rhein-Herne-Kanal, am Hunte-Ems-Kanal, am Ihle-Plauer Kanal und am Oder-Spree-Kanal im Gange. Sie sollen im Jahre 1926 mit namhaften Beträgen fortgesetzt werden. Für den Rhein-Herne-Kanal sind zur Fertigstellung der zweiten Rheinmündung 2,12 Millionen vorgesehen. Der Hunte-Ems-Kanal, zu dessen Kosten das Land Oldenburg ein Drittel beisteuert, wird auf der Strecke von Oldenburg bis Campe erweitert. Die Arbeiten sollen im Jahre 1926 zu Ende gebracht werden. Vom Reich sind für diese Arbeit 1,74 Millionen angesetzt. Der Ausbau des Ihle-Plauer-Kanals, der die Elbe mit der Havel verbindet, für einen Verkehr mit 1000-t-Schiffen wird mit 3,2 Millionen vom Reich und 1,6 Millionen von Preußen, also im ganzen mit 4,8 Millionen

gefördert werden. Es handelt sich um Erdarbeiten, Dichtungsarbeiten, Brücken- und Schleusenbauten. Die Arbeiten am Oder-Spree-Kanal beschränken sich vorläufig auf die Ausführung eines neuen Schleusenabstieges bei Fürstenberg und die Verbesserung der Schiffahrtsverhältnisse am Fürstenberger See. Für diese Arbeiten, zu denen sehr erhebliche Erdbewegungen gehören, hat das Reich 5,86 Millionen vorgesehen. Mit dem Anteil des Landes Preußen werden für 1926 rund 8,5 Millionen zur Verfügung stehen.

Für die Ausführung von Kanal-Neubauten enthält der Haushalt rund 30,5 Millionen Mark. Hiervon entfallen auf den Lippe-Seitenkanal Wesel—Datteln 21,7 Millionen, auf die Fortsetzung des Weser-Elbe-Kanals (Mittellandkanals) von Hannover bis Peine 8,8 Millionen. Da zu der letzten Arbeit das Land Preußen noch 4,4 Millionen beiträgt, werden für den Mittellandkanal im Jahre 1926 13,2 Millionen Mark zur Verfügung stehen. Der Lippe-Seitenkanal Wesel-Datteln soll den Rhein mit dem Dortmund-Ems-Kanal verbinden, der auch schon den stark überlasteten Rhein-Herne-Kanal entlasten und gleichzeitig die nördlichen Teile des Ruhrkohle-Reviers für den Transport auf dem Wasserwege erschließen soll. Die vorgesehenen Arbeiten umfassen Erd-, Dichtungs- und Böschungsarbeiten, umfangreiche Schleusenbauten und den Bau von Brücken und Dükern. Am Mittellandkanal zwischen Hannover und Peine sind die Schleusenbauten fortzusetzen und die an der Verbindung mit der Stadt Peine noch fehlende Verbindungsstrecke von rund 5 km Länge einschließlich der Brücken und Düker in Angriff zu nehmen.

Außer für die obengenannten Bauarbeiten finden sich im außerordentlichen Haushalt noch Mittel für Vorarbeiten. Die Vorarbeiten für ein Staubecken an der Glatzer Neisse bei Ottmachau sind mit 100000 M. bedacht. Das Becken soll zur Bereitstellung von Zuschußwasser dienen, das in trockenen Zeiten an die Oder zur Verbesserung des Fahrwassers abgegeben werden soll. 0,6 Millionen sind für den Abschluß der Vorarbeiten und die Einleitung der Ausführung eines zweiten Abstiegs des Hohenzollern-Kanals zur Oder bei Niederfinow (Liepe) eingestellt. Es ist ein Hebewerk von 36 m Höhe Hubhöhe geplant. Die umfangreichsten Vorarbeiten sind für die Vollendung des Mittellandkanals zwischen Peine und Burg (Ihlekanal) einschließlich einer Großschiffahrtsverbindung zum Wirtschaftsgebiet an der oberen Saale im Gange und sollen auch im Jahre 1926 mit beträchtlichen Mitteln (1,8 Mill.) fortgesetzt werden. Diese Vorarbeiten erstrecken sich nicht nur auf die eigentlichen Wasserstraßen, sondern auch auf Talsperren im Harz und an der Saale. Die Harztalsperren sind für die Speisung des Hauptkanals, die Saale-Talsperren zur Aufspeicherung von Zuschußwasser in Aussicht genommen, durch das die Elbe auf der Strecke zwischen Saalemündung und Niegripp (Anschluß an den Hauptkanal) in trockenen Zeiten die erforderliche Fahrwassertiefe erhalten soll. Die Vorarbeiten, die schon seit Jahren betrieben werden, dürften für den Hauptkanal soweit gediehen sein, daß mit dem Bau begonnen werden könnte, sobald Mittel hierfür zur Verfügung stehen. Da noch eine Ergänzung zum Haushalt 1926 zu erwarten steht, ist es nicht ausgeschlossen, daß für den Beginn der Bauarbeiten am Mittellandkanal, dessen überragende Bedeutung für das Verkehrswesen und die Wirtschaft von allen verantwortlichen Stellen immer wieder betont worden ist[1]), Haushaltsmittel für das Rechnungsjahr 1926 noch rechtzeitig bereit gestellt werden können. Gr.

[1]) Vgl. auch „Bauingenieur" 1925, S. 1006 ff., Aufsatz „Der Stand der mitteldeutschen Wasser-Wirtschaftspläne" von Dr. Stoffel, Halle.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 18. Febr. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 107 311. Dr.-Ing. Paul Breidenbach, Essen, Zweigertstr. 31. Ausbau für Schächte, Strecken und ähnliche Bauwerke aus Eisenbetonplatten. 23. XI. 22.

Kl. 19 b, Gr. 4. M 83 598. Emile Moser, Biel, u. Eduard Ravey, Nidau, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Ölen und Teeren von Straßen. 21. I. 24. Schweiz 17. IV. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. C 35 879. William Challis, Ash Cottage, Amersham Common, County of Buckinghamshire, Courtenay, Harold Wish Edmonds, London, u. The Westinghouse Brake and Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Lichtsignaleinrichtung für Eisenbahn- und andere Fahrzeuge. 18. XII. 24. Großbritannien 15. I. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. 44 407. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdraht-Vielfachaufhängung bei elektrischen Bahnen. 27. I. 25. Amerika 16. II. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 84 730. Wilhelm Maelzer, Berlin-Wilmersdorf, Kaiserplatz 10. Verbindung eiserner Bauglieder. 26. IV. 24.

Kl. 37 f, Gr. 7. B 108 984. Octave Borguet u. Maurice Borguet, Braine le Comte, Belg.; Vertr.: J. Havemann, Pat.-Anw., Nürnberg. Entlüftungsschacht. 19. III. 23.

Kl. 37 f, Gr. 8. B 116 295. Fa. Breest & Co., Berlin. Schiebetor. 28. X. 24.

Kl. 37 f, Gr. 8. B 116 636. Fa. Breest & Co., Schiebetor. 20. XI. 24.

Kl. 37 f, Gr. 8. P 47 196. Jules genannt Julien Pelletier, Paris; Vertr.: B. Kaiser, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Antriebvorrichtung für ein um eine wagerechte Achse drehbares, durch Gegengewicht ausgewuchtetes ein- oder mehrteiliges Tor für Flugzeughallen oder ähnliche Bauten. 6. XII. 23. Frankreich 29. XII. 22.

Kl. 85 c, Gr. 3. J 25 800. Dr.-Ing. Karl Immhoff, Zweigertstr. 57, Dr. Friedrich Sierp, Morsehofstr. 58 u. Franz Fries, Schlüterstraße 11, Essen. Verfahren zur biologischen Reinigung von Wasser und Abwasser in einem mit mechanisch erzeugter Wasserumwälzung arbeitenden Lüftungsbecken. 20. II. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 46 401. Paul Dittmeier, Ludwigsburg. Endloses Sieb- oder Rechenband zum Reinigen von durch Schwimm- und Sinkstoffe verunreinigtem Wasser. 22. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 7 vom 18. Febr. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 426 291. Dr. Karl Lehmann, Duisburg-Ruhrort, Hafenstr. 90. Ausbau für Strecken, Stollen, Schächte, Tunnel und ähnliche unterirdische Räume. 28. III. 22. L 55 288.

Kl. 20 g, Gr. 1. 426 176. Alfred Bergmann, Osnabrück, Schlachthofstr. 21 c. Drehscheibe mit quergeteilter Brücke. 27. III. 24 B 113 422.

Kl. 35 b, Gr. 1. 426 195. Arie Connelis van der Graaf u. Johannes de Ruyter, Rotterdam; Vertr.: Dr.-Ing. B. Monasch, Pat.-Anw., Leipzig. Verladeeinrichtung. 14. XI. 22. G 57 885. Niederlande 14. XI. 21.

Kl. 35 b, Gr. 1. 426 240. Walter Küpper, Duisburg, Köhnenstr. 24. Bewegungsvorrichtung für wippbare Ausleger von Verladebrücken o. dgl. 3. III. 25. K 93 356.

Kl. 37 a, Gr. 4. 426 138. Hans Fritz, Mödling b. Wien, Alfred Kleinhenz u. Engelbert Kleinhenz, Wiesbaden, Kirchgasse 35/37; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Hohlwand. 25. IX. 24. F 56 945. Österreich 8. V. 24.

Kl. 37 a, Gr. 6. 426 197. Max Schneidewind, Breslau, Kohlenstr. 13. Bretterdach. 1. XI. 23. Sch 68 859.

Kl. 37 b, Gr. 3. 426 241. Dortmunder Brückenbau C. H. Jucho, Dortmund. Bauteil aus gleichen, einander kreuzenden Einzelteilen. 4. V. 24. D 45 435.

Kl. 84 a, Gr. 3. 426 119. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Bewegliches Wehr mit Eisklappe. 6. VII. 22. B 105 554.

Kl. 85 b, Gr. 1. 426 083. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Herstellung eines basenaustauschenden Materials aus Ton für die Enthärtung von Wasser; Zus. z. Pat. 423 224. 12. X. 19. P 38 539.

Personalien.

Dr.-Ing. Karl Arnstein, der Chefkonstrukteur der Goodyear-Zeppelin-Gesellschaft in Akron/Ohio der Vereinigten Staaten von Nordamerika, ist von der Technischen Hochschule in Aachen zum Dr.-Ing. e. h. ernannt worden. Dr. Arnstein ist aus dem Eisenbetonbau hervorgegangen und hat sich schon während des Krieges im Dienste der Zeppelin-Gesellschaft in Friedrichshafen besondere Verdienste um den konstruktiven Ausbau der starren Luftschiffe erworben. Seit 1½ Jahren ist er der leitende Ingenieur der deutsch-amerikanischen Gesellschaft und wirkt an der Konstruktion der in Nordamerika geplanten Zeppeline.

Anläßlich der Feier ihres 70jährigen Bestehens hat die Deutsche Technische Hochschule in Brünn Prof. Rohn, Rektor der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich, in Ansehung seine Verdienste um die Entwicklung der Ingenieurbaukunst und Prof Roš, Direktor der Materialprüfungsanstalt der Eidgenössische Technischen Hochschule in Zürich, in Ansehung seiner Verdienst um die Förderung der Versuchstechnik zum Dr. techn. e. h. ernannt

Berichtigung.

In Heft 10 ist durch ein Versehen in dem Aufsatz „Spritzbeto im Naßverfahren", von Direktor W. Gebauer, Berlin, eine „Über sicht" eingefügt worden, die nicht zu diesem Aufsatz gehört. E wird hierauf besonders aufmerksam gemacht.

Die Schriftleitung.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Wirtschaftlichkeit im Bauwesen.

Am Mittwoch, den 3. März 1926, sprachen in der Technischen Hochschule, Charlottenburg, im Rahmen der Vortragsreihe über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff über „Die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen", und Reg.- und Baurat Dr.-Ing. Winkel über die „Wirtschaftlichkeit der technisch-wissenschaftlichen Forschung, insbesondere des Wasserbau-Versuchswesens", schließlich berichtete noch Herr Ministerialrat Hafner aus Wien über einen Umbau einer großen Straßenbrücke über die Donau, wobei er eine Menge interessanter Lichtbilder vorführte. Auf die Vorträge von Geh.-Rat Rudeloff und Ministerialrat Hafner kommen wir in einem späteren Bericht ausführlich zu sprechen. Regierungs- und Baurat Winkel stellte sich in seinem Vortrage zunächst die Frage, ob es in der heutigen wirtschaftlich schweren Zeit überhaupt angebracht sei, Gelder für Forschungen auszugeben. Ein amerikanischer Ingenieur, der nach Kriegsende deutsche Versuchsanstalten der Technik besucht hat, rühmt den zähen Unternehmungsgeist der „Germans", meint aber auch, daß wir für Forschungsarbeit „a plenty of money" zur Verfügung stellten. Er hebt dann weiter hervor, daß Deutschland die zur Forschung erforderlichen Mittel deshalb aufbringt, weil Sparsamkeit dringendes Gebot ist und weil es Geldmittel sparen bedeutet, wenn bei großen Bauaufgaben die Ergebnisse wissenschaftlich durchgeführter Forschungen verwertet werden, wodurch Fehlgriffe in der Wahl der Lösungen und nachträgliche, unter Umständen recht kostspielige Abänderungen der Bauformen vermieden werden. Auf dem Gebiete des Wasserbaues und Schiffbaues bleiben unzählige Fragen aus der Hydraulik offen, so daß gerade die Wasserbau- und Schiffbau-Technik sehr häufig die Beantwortung durch die Natur nötig hat. In früheren Zeiten baute man deshalb zuweilen Probestrecken in der Natur selbst, um aus den beobachteten Wirkungen weitere Schlüsse zu ziehen. Leider hat dieses Verfahren den Nachteil großer Kostenaufwendungen, außerdem lassen sich manche Fragen durch Versuche in der Natur im Maßstabe 1 : 1 praktisch nicht klären und die Beobachtungen müßten sich oft über mehrere Menschenalter erstrecken, damit ein Ausgleich in der Statistik der Ereignisse stattfindet. Nun sind aber die Modellregeln für die Übertragung von Ergebnissen an Versuchsmodellen auf die Natur soweit geklärt, daß mit ziemlich weitgehender Genauigkeit die Versuche jetzt auch im kleineren Maßstabe ausgeführt werden können. Dadurch wird nicht nur erheblich an Kosten gespart, sondern auch an Zeit gewonnen. Gegenüber den beträchtlichen Baukosten erfordern solche Modellversuche häufig nur geringe Geldaufwendungen. Sehr oft ermöglichen die beim Modellversuch gewonnenen Erkenntnisse bedeutende Vereinfachungen des ursprünglich geplanten Bauentwurfes, wodurch dann nicht nur das Mehrfache der für die Modellversuche ausgegebenen Geldmittel erspart wird, sondern auch eine zweckmäßigere Bauausführung erreicht wird. Im Wasserbau lassen sich die zweckmäßigsten Bauformen, wenn es sich um neue, noch nicht in der Praxis erprobte Vorschläge handelt, theoretisch entweder nur recht unsicher oder überhaupt nicht bestimmen; als Beispiel sei die Entscheidung über die zweckmäßigste Lage und Länge von Molen einer Hafeneinfahrt angeführt. Die günstigste Art der Wasserzufuhr beim Schleusen von Schiffen ist erst durch Modellversuche und durch theoretische Ausarbeitung der dabei gewonnenen Ergebnisse zu bestimmen gewesen. Die Ermittelung günstiger Bauformen und die Bestimmung der zweckmäßigsten Entlastungsvorrichtungen an Staubecken mögen gleichfalls als Beispiel hierfür genannt werden. Mittelbar hängen auch die vielen Untersuchungen über den Widerstand der Schiffe, Ermittlung der günstigsten Schraubenform, Wirkung der Schiffe und der Schleppdampfer auf die Kanalsohle mit den Aufgaben der wasserbaulichen Versuchstechnik zusammen. Untersuchungen eines Stromüberganges der Elbe bei Nigripp zeigten, daß neuartige Buhnen (mit parabelartiger Längsschnitt-Linie) sehr günstig auf die Erhaltung ausreichender Niedrigwassertiefe im Übergang hinwirken. Auslauf- und Einlauf-Werke des Großkraft-Werkes Rummelsburg konnten auf Grund der Versuche der Berliner Anstalt mit einfachen Mitteln erfolgreich umgestaltet werden. Besondere Erfolge brachten die For schungen über den Betrieb neuzeitlicher Schiffsschleusen. Bei der Bau der neuen Ymmuidener Seeschleuse konnten auf Grund de Untersuchungen die ursprünglich vorgesehenen langen Umläufe i den 400 m langen Kammermauern (Kammerbreite 50 m, Drempel höhe rd. 15 m) fortgelassen werden. Die Füllung erfolgt in besondere Weise mit kurzen Umläufen, die nur um die Tore herumführen. Ei 45 000 t-Schiff kann bei Sturmflutgefälle von 4 m bei rd. 10 Minute Schleusenfüllungsdauer geschleust werden, wobei die Gesamttrossen beanspruchung noch unter 1 t bleibt; lange Umläufe hätten unte gleichen Bedingungen 40 t und kurze Torumläufe alter Bauart hätte sogar über 200 t Gesamttrossenbeanspruchung bedingt. Die durch Fortfall der langen Umläufe (Vereinfachung der Kammermauer erzielte Bauersparnis beträgt nach Angabe der Bauleitung rd. 1¼ Millio holl. Gulden, d. h. über 2 Millionen Reichsmark. Diese wenigen Bei spiele genügen, um darzutun, daß die Forschungen für angewandt Hydro-Mechanik nicht der grauen Theorie, sondern der werktätige Praxis dienen.

Die wirtschaftliche Not stellte der Baupraxis Aufgaben, di nicht mehr in althergebrachter Weise zu lösen waren, das gab wiederun den Anlaß zur Forschung mit ihren fruchtbringenden Erkenntnisse als Grundlagen für weitere Arbeiten.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieur wesen werden hiermit gebeten, den Beitrag für 1926, der auf de Ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. De zember d. Js. auf 8 RM. jährlich, für Mitglieder des VDI auf 6 RM und für Junioren auf 3 RM. festgesetzt worden ist, baldgefälligs auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 der Deutschen Gesellschaf für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leut die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen dahe unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Di Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, di im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwese und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worde ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministeriu den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohle worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Werbt neue Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft fü Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neue Mitgliede können vorläufig gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährige Mitgliedsbeitrag noch das Jahrbuch 1925 erhalten.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieu wesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesel schaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um di verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten fü das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommende führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher i der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche An gaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen se Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher z haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Be fügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesel schaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 2 zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskun nicht erhoben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 26. März 1926 Heft 13

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 244.)

In einer sehr großen Stadt des mittleren Westens haben sich z. B. die Bauunternehmungen zusammengeschlossen und sich trotz des sonst sehr heftigen Wettbewerbs dahin verständigt, die Massenauszüge bei größeren Bauwerken, die soviel Zeit und unnütze Wiederholung von Arbeiten kosten, durch ein gemeinschaftliches Büro durchführen zu lassen, dessen Leitung einem besonders vertrauenswürdigen Ingenieur anvertraut ist. Durch diese Vereinbarungen sind die Bauunternehmungen gezwungen, unter den gleichen Voraussetzungen für die Massen ihre Angebote zu machen. Der Wettbewerb beschränkt sich also einzig und allein auf die Art, wie die einzelnen Unternehmungen die Bauwerke vorzubereiten und durchzuführen in der Lage sind. Eine Unternehmung, die mit Hilfe eines großen Maschinenparks von neuzeitlich eingerichteten Maschinen in der Lage ist, ihren Baubetrieb soweit wie möglich zu mechanisieren, wird bei diesem Wettbewerb besser bestehen können als andere, die veraltet sind und in ihrem Maschinenpark sich den fortschreitenden Verbesserungen nicht angepaßt haben.

Ein anderes Beispiel aus einem Ingenieurbüro in San Francisco zeigt, in welcher Weise man sich bemüht, Zeit und Arbeitskräfte in den Ingenieurbüros zu sparen. Der dänische Ingenieur mit deutscher mathematischer und technischer Ausbildung, Jorgensen, der durch seine Entwürfe von Bogenstaumauern und durch eine größere Reihe von Ausführungen in den Vereinigten Staaten bekannt geworden ist, hat in seinen Geschäftsräumen, der Constant Angle Arch Dam Co in San Francisco, Normenblätter für den Entwurf für aufgelöste Talsperren aufstellen lassen, wie sie in Abb. 6 a und b aufgezeichnet sind. Voraussetzung bei der Aufstellung dieses Normenentwurfs war eine gleichbleibende Spannweite von Mitte zu Mitte der Pfeiler, während die Höhen innerhalb der Grenzen von 3 m bis 46 m veränderlich sind.

In Abb. 6 a sind die typischen Querschnitte und Ansichten mit Maßangaben enthalten, während in Abb. 6 b die Eisenbewehrung der gleichen Bauteile dargestellt ist.

Auf dem ersten Blatt sind für Höhenänderungen von je 3 m die Betonabmessungen, durch alle notwendigen Horizontal- und Vertikalschnitte erläutert, in Zahlen angegeben. Zugleich ist man in der Lage, für jede Höhe die dazugehörenden Massen abzulesen.

In dem zweiten Blatt sind nach gleichen Grundsätzen die Schalungspläne, die Eisenauszüge und -mengen, zugleich getrennt nach den hauptsächlichsten Bauteilen, und für das Gesamtbauwerk aufgestellt.

Zu der konstruktiven Ausbildung in diesen Normenblättern, die gleichzeitig eine gute Grundlage für die Detailarbeiten in jedem besonderen Fall bilden, ist folgendes zu bemerken:

Die von Mitte zu Mitte der Pfeiler gleichbleibende Spannweite beträgt 12,18 m. Die Wasserseite ist unter einem Winkel von 50° geneigt, die Luftseite ist bis zu 12 m von oben gemessen fast senkrecht und geht von da aus in eine parabolisch gekrümmte Linie über.

Die Scheitelstärken der Gewölbe nehmen von 46—198 cm zu. Die Verstärkungen werden dadurch erzielt, daß der Radius der äußeren Wölbung, der 7,61 m beträgt, konstant bleibt, der Radius der inneren Wölbung dagegen um das Maß der Querschnittverstärkung abnimmt. Die Mittelpunkte für beide Scharen von Kreisen liegen auf einer geraden Achse. Die Leibungsflächen sind sonach die Mäntel von zwei Scheibenzylindern.

Die Pfeilerstärke nimmt längs der Gewölbekämpfer von 55 auf 183 cm, längs des luftseitigen Abstands von 55 auf 373 cm zu. Sonach beträgt die Pfeilerbreite an der Krone etwa 6,50 m und in 46 m Tiefe rund 60,50 m.

Die zur Querversteifung dienenden Versteifungsträger mit quadratischem Querschnitt von 61 × 61 cm sind in horizontalen Abständen von 8,53 m und in vertikalen Abständen von 8,10 bis 8,40 m vorgesehen und sind an den Pfeileranschlüssen durch besondere Verstärkungen gesichert, wie dies insbesondere in Abb. 6 b zu erkennen ist.

Der Wert dieser Normenblätter ist unschwer zu erkennen, und es muß hervorgehoben werden, daß ihrer Aufstellung eine sehr sorgfältige und langwierige Arbeiten vorausgehen, daß sie sich aber im Laufe der Zeit lohnen.

Eine Folge dieser Art wirtschaftlicher Betriebsführung ist, daß man in nicht wenigen Fällen nur eine ganz geringe Anzahl von Büroangestellten selbst in den am stärksten beschäftigten Ingenieurbüros antrifft.

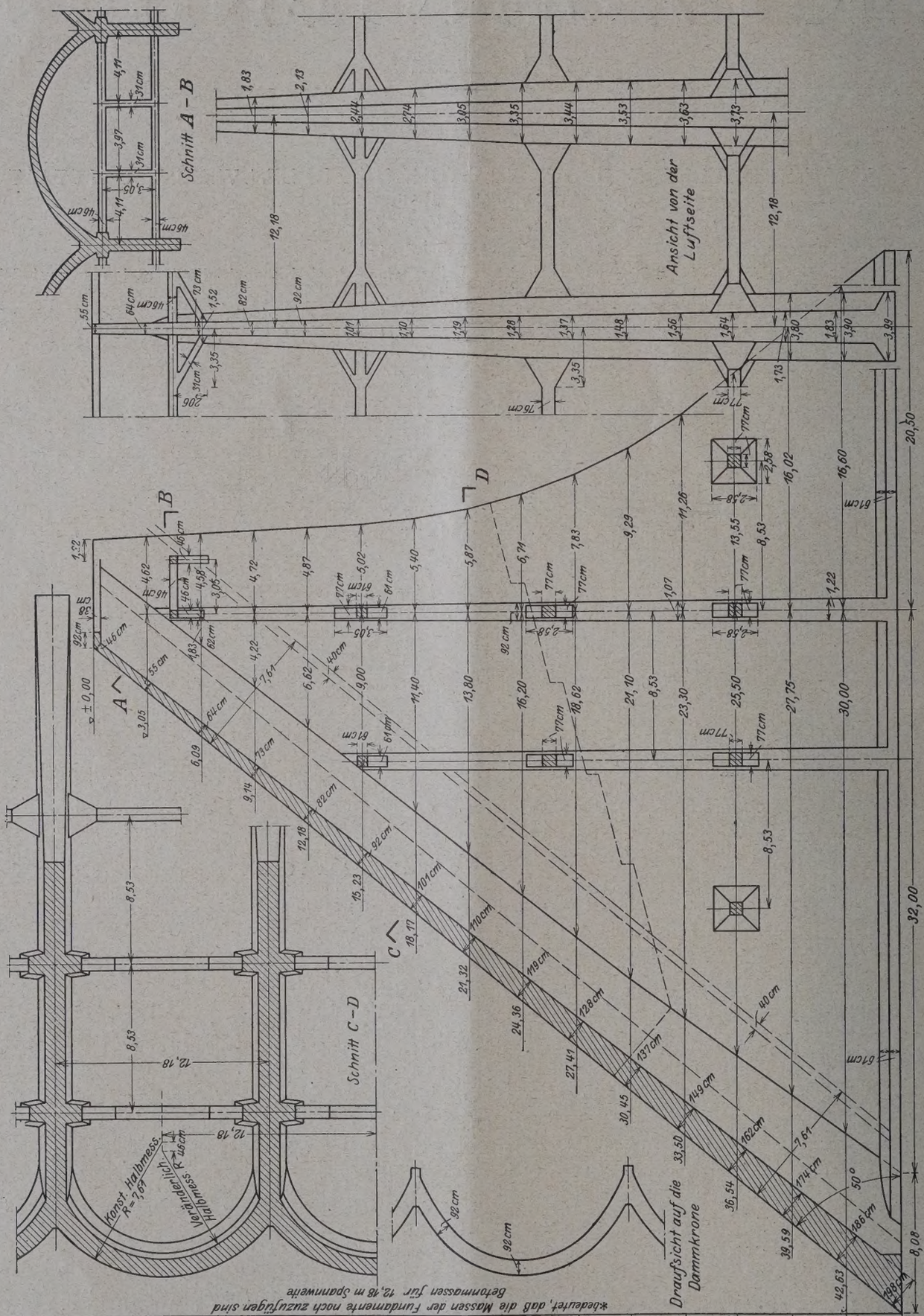
Im einzelnen soll in den folgenden Abschnitten im Zusammenhang mit der Beschreibung verschiedener Bauausführungen gezeigt werden, welchen Einfluß die Mechanisierung und Normung auf die Ausführung von Bauingenieurwerken genommen haben.

III. Beton und Eisenbeton im Wasserbau.

1. Ausführung und Entwurf von Staudämmen.

Es ist kein bloßer Zufall, daß die Probleme wasserwirtschaftlicher Art und die damit zusammenhängenden Wasserbauaufgaben nicht nur in Europa, sondern auch in den Vereinigten Staaten schon während des Krieges und noch mehr nach dem Kriege in den Vordergrund rückten. Neben den Wasserkraftanlagen und der Wasserversorgung großer Städte kommen aber in den Vereinigten Staaten noch hinzu die Aufgaben, die mit der Bewässerung großer Ländereien, mit den Hochwasserregulierungen zusammenhängen; Aufgaben, die sehr oft ineinander greifen. Dies ist besonders ausgesprochen in den südwestlichen und in den westlichen Staaten, wo die Fruchtbarmachung weiter Wüstenländer eine der Hauptaufgaben der neueren Zeit ist. Während aber die Bewässerung sich meist auf mehr oder minder kürzere Zeiträume beschränkt und z. T. durch die Hochfluten nach der Schneeschmelze gefördert wird, verlangt die Wasserkraftausnutzung Anlagen für das ganze Jahr. Daher kommt es, daß manchmal beiden Zwecken durch die gleichen Anlagen gedient werden kann. Ähnlich liegt es mit der Wasserversorgung großer Städte und der Kraftausnutzung. Ein Beispiel dieser Art ist das Hetch-Hetchy-Projekt.

Nach Kriegsende nahmen Staat und Stadt San Francisco das Projekt der Wasserversorgungs- und Kraftanlage Hetch-Hetchy in Angriff. Es dient der städtischen Wasserversorgung und ihrer nächsten Umgebung und staut zu diesem Zwecke den Toulumnefluß und seine Nebenflüsse in der Nähe ihrer Quellen im Sierra Nevada-Gebirge und leitet das Wasser durch das San Joaquin-Tal und durch die Höhenzüge an der Küste nach San Francisco. Dabei wird in der Ausnutzung des Gefälles der Zuleitung eine große Ausbeute elektrischer Kraft erzielt.



Höhen in m	3,05	6,09	9,14	12,18	15,23	18,27	21,32	24,36	27,41	30,45	33,50	36,54	39,59	42,63	45,68
Bogen in cbm	36	39	45	50	55	61	65	71	77	83	89	97	104	112	120
Pfeiler u. Widerlager i. cbm	5	11	20	29	40	56	72	90	112	125	163	194	223	257	323
Träger in cbm		7,3			58										
Massen insgesamt in cbm	41	68	64	79	101	117	139	161	203	248	282	291	374	378	447
140 m² Schalg. insges.	41														
196 m² Schalg. insges.		68													
420 m² Schalg. insges.		164	64												
705 m² Schalg. insges.			64												
925 m² Schalg. insges.				79	101										
1220 m² Schalg. insges.				243	343	117									
1460 m² Schalg. insges.					101	117	139								
1740 m² Schalg. insges.						467	601	161							
1980 m² Schalg. insges.						234	139								
2210 m² Schalg. insges.							601	161							
2430 m² Schalg. insges.							300	700	203						
2670 m² Schalg. insges.								700	960	248					
2900 m² Schalg. insges.								400	960	1185	282				
3130 m² Schalg. insges.									960	1185	1435	291			
3370 m² Schalg. insges.									480	592	717	1730	89		
3610 m² Schalg. insges.										592	717	865	2090	374	
3850 m² Schalg. insges.											717	865	1045	2480	378
4090 m² Schalg. insges.												865	1045	1240	2930
4330 m² Schalg. insges.													1045	1240	2930
4570 m² Schalg. insges.														1240	2930
4810 m² Schalg. insges.															2930
	95 *														

Abb. 6 a. Normenblatt für den Entwurf von Eisenbetontalsperren.

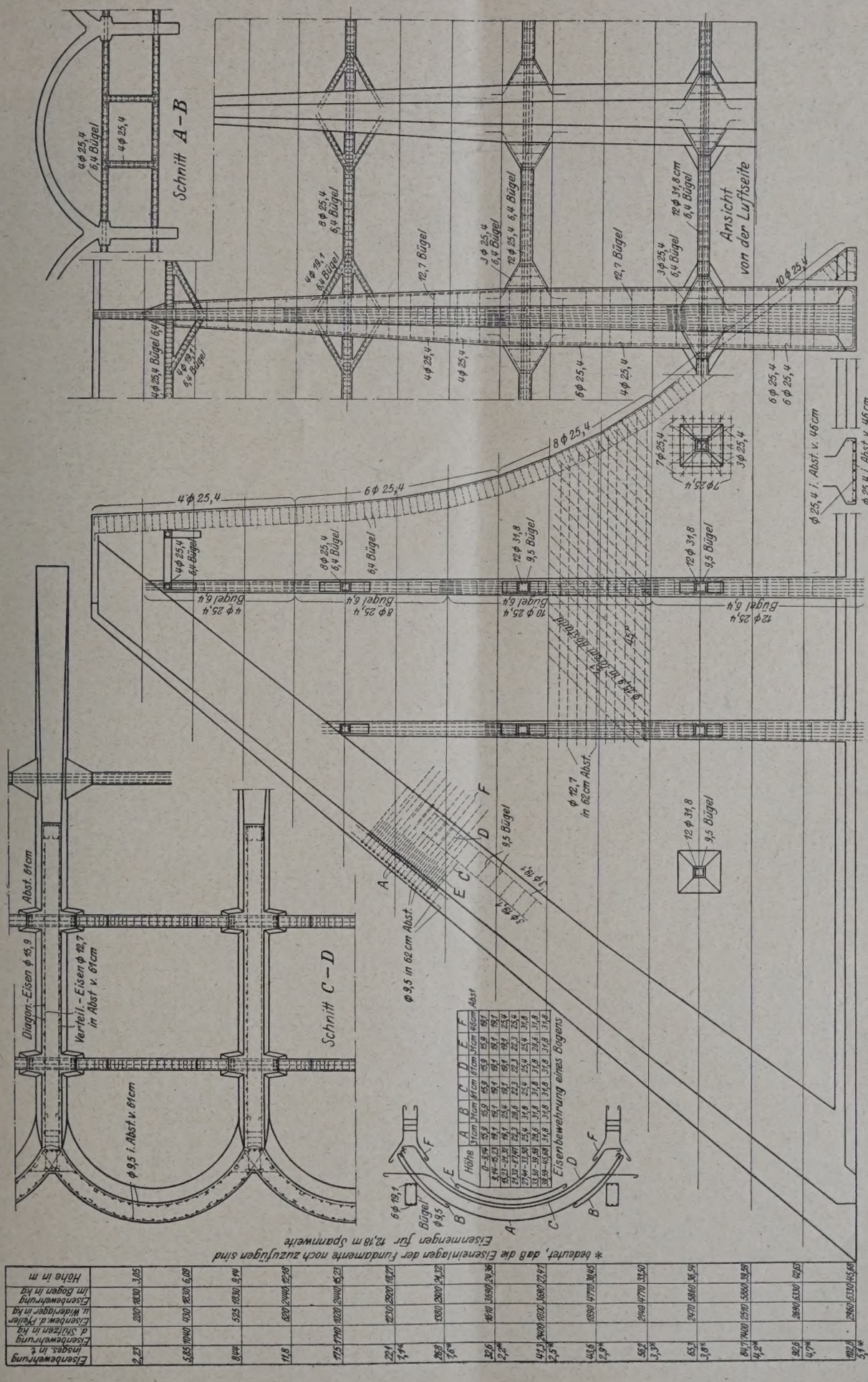


Abb. 6 b. Normenblatt für die Bewehrung von Eisenbetontalsperren.

Das Projekt stammt schon aus dem Jahre 1901 und wurde unter der Leitung des bekannten Stadtingenieurs, O'Shaughnessy, nach dem der große Damm später benannt wurde, ausgeführt. Als beratender Ingenieur wirkte John D. Freeman, ein auch bei uns anerkannter Fachmann. Ein Bericht aus dem Jahre 1913 empfiehlt das Hetch-Hetchy-Tal und den Toulumne-Fluß als billigste Versorgungsquelle mit zugleich größtmöglicher Ausnutzung.

Die Arbeit wurde mit dem Bau von Zugangsstraßen, um dem Ausholzen des Tales eingeleitet. Sodann wurden Sägewerke erstellt und Bohrungen an der Hauptsperrenstelle und längs der Tunnels für die Wasserleitung vorgenommen.

Die Arbeit am Hetch-Hetchy-Damm selbst begann mit der Gründung sowie der Tunnelableitung und sodann an allen Tunnelportalen in den Gebirgsabschnitten der Leitung. Während des Krieges schritt die Arbeit zunächst nur langsam voran. Man entschied sich, den Gebirgsabschnitt zuerst fertigzustellen, um möglichst bald die Wasserkräfte ausnutzen zu können, wenn auch vorerst die Fertigstellung der dringlicheren Wasserversorgung in Betracht kam. Es dürfte von Interesse sein, daß erst im Jahre 1925 nach langen Kämpfen innerhalb der städtischen Verwaltung die Entscheidung auch zugunsten des Ausbaues der projektierten Wasserkraftausnutzung fiel, die z. T. stark bekämpft wurde. Fertiggestellt ist die 48 engl. Meilen lange elektrische Bahn, die sich ostwärts in der Sierra vom Hetch-Hetchy-Paß erstreckt. Die Bahn erreicht schließlich den Poopenautpaß in der Höhe von 1500 m, von dort steigt sie zur Dammsperrenstelle herab auf Höhe 1150.

Die weitere Strecke bot große Schwierigkeiten, da man teilweise Granitwände in 6,6 m Breite durchstoßen mußte. Allein für den Bahnbau waren 760 000 m³ Aushub erforderlich, wovon der größte Teil Granit war. Für die Überbrückung der vielen schmalen Schluchten, welche die Bahn kreuzt, war etwa eine halbe Million Kubikmeter Holz nötig.

Um eine genügende Wasserversorgung für den Betrieb des Krafthauses zu gewährleisten, wurde eine Meile unterhalb des Lake Eleanor eine aufgelöste Eisenbetonsperre errichtet, die 380 m lang und 21 m hoch war, mit 20 Gewölben von je 12 m Spannweite. Die Neigung der Gewölbe, die auf stark bewehrten Pfeilern aufruhen, beträgt 50 °. Die Sperre hat einen gekrümmten Grundriß und sollte später noch erweitert werden. Der Querschnitt der Gewölbe ist in horizontaler Ebene ein Kreis, in normaler Ebene eine Ellipse.

Die nur zeitweilig betriebene Kraftanlage, ungefähr 10 Meilen vom Eleanorsee abwärts, hat ein Nutzgefälle von 105 m und enthält drei Francisturbinen mit 1500 PS.

An der Sperrenstelle schließen sich die Talseiten zu einer Schlucht zusammen, die bei gewöhnlichem Wasserspiegel (auf Höhe 1050) 20 m weit ist und auf Höhe der Krone (1150) sich auf 270 m erweitert. Durchschnittlich mußte man 21 m tief ausschachten, um zu dem anstehenden Fels zu gelangen.

Die Sperre ist im Schwergewichtstyp mit Hilfe der Gußbetonbauweise erstellt und hatte nach dem ersten Ausbau eine Kronenlänge von 200 m bei 4 m Breite und 100 m Höhe. Der Rand des Überlaufs lag 66 m über dem Fluß. Für den ersten Bedarf genügte ein Becken von geringerem Fassungsraum; deshalb wurde der Bau der Sperre in zwei Abschnitten durchgeführt.

Der zweite Ausbau umfaßt eine Verstärkung von 24 m an der Luftseite bei einer Höhe von 115 m und einer Kronenlänge von 300 m bei einer Breite von 7 m. Der Überlaufrand ist auf Kronenhöhe des ersten Ausbaues gehoben, während die Heber des ersten Ausbaues ausgeschaltet sind.

Der erste Ausbau der Sperre erforderte 280 000 m³, der zweite 480 000 m³. Das Becken faßt 420 Mill. m³.

Über den Fortschritt und den Ausbau der Sperre hat Lydtin im „Bauingenieur" 1923 berichtet.

Vom Becken zum ersten Einschnitt (12 engl. Meilen) dient das Flußbett zur Wasserabführung, solange noch nicht der besondere Tunnel für spätere Nutzung dieses Wassers ausgebaut ist. Der erste 4½ engl. Meilen lange Tunnel konnte nur von zwei Seiten in Angriff genommen werden, da der Gebirgsstock zu hoch ist, um durch Fensterschächte zu dem Tunnel hinabzustoßen. Der folgende 13 engl. Meilen lange Tunnel zwischen Südarm und Ausgleichsbecken konnte von zwei Portalen, zwei Zwischenschächten und sieben Fenstern in Angriff genommen werden.

Die gesamte Leitung bis zu dem großen städtischen etwa 1 Mill. m³ fassenden Reservoir ist 150 engl. Meilen lang und erforderte schon mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr große Vorsichtsmaßnahmen gegen Betriebsunterbrechungen. Namentlich sind die Tunnels aus diesem Grunde mit Beton ausgekleidet (siehe vorhergehenden Abschnitt) und liegen in gesundem Gestein. Die Anlage soll in erster Linie San Francisco mit 1,4 Mill. m³ pro Tag reinen Gebirgswassers versorgen. Dabei werden nach der Fertigstellung des Krafthauses mehr als 130 000 PS oder 720 Mill. kWh pro Jahr erzeugt. Wenn man bedenkt, daß San Francisco in den letzten Jahren allein 360 Mill. Kilowattstunden verbrauchte, so wird die Bedeutung der Anlage verständlich.

Der Ausbau der ganzen Anlage soll der industriellen Entwicklung zugute kommen, die z. Z. aus Mangel an Wasser und elektrischer Kraft ins Stocken geraten ist.

Eine Ausbeute von 250 000 PS durch Ausnutzung des Gefälles von der höchsten Erhebung (2400—3000 m) zu der für häuslichen Bedarf gedachten Priestanlage ist in Aussicht genommen.

Neben dieser bedeutenden Anlage, deren Ausbau schon sehr weit vorgeschritten ist, wurde in den letzten Jahren eine Reihe anderer z. T. fertiggestellt, z. T. in Angriff genommen und nicht wenige entworfen. Von den westlich des Mississippi zur Verfügung stehenden 72% der gesamten Wasserkräfte des Landes sei noch auf das großzügige Projekt des Pit-River-Gebiets hingewiesen, das mit der Zeit eine Kette von Anlagen mit rd. 670 000 PS schaffen soll. Schließlich darf hier das Projekt des mächtigen Coloradostroms nicht unerwähnt bleiben, das allerdings noch nicht ausgereift ist, aber seit Jahren die Fachwelt beschäftigt.

Wir ersehen sonach, daß die großen Aufgaben in dieser Richtung im Westen ausgeführt werden, was damit zusammenhängt, daß alle möglichen Betriebe und nicht zuletzt die landwirtschaftlichen Betriebe dieses fruchtbaren Landes elektrischen Strom brauchen, der für Licht, Heizung, zum Kochen, zum Pumpen für Bewässerungszwecke, zum Trocknen und zum Gefrieren usw. benötigt wird. Einzelne ausgeführte Stauanlagen, wie sie z. B. in Arizona in dem letzten Jahrzehnt entstanden sind, haben schon jetzt vermocht, aus einer Wüstengegend fruchtbares Land zu schaffen.

Die Hauptaufgabe ist hier die Erstellung der großen Staumauern und Krafthäuser. Hier werden Bauwerke von Abmessungen erstellt, die nicht nur an sich beachtenswert sind, sondern die dem Fachmann Gelegenheit zu vielseitigen Erfahrungen geben.

Bei den Entwürfen von Staumauern ist in den letzten Jahren nicht selten der Wahl der Konstruktionsart eine lebhafte Diskussion in der Fachwelt vorausgegangen. Die Frage, ob der Schwergewichtsmauer, der Bogenstaumauer oder der aufgelösten Bauweise der Vorzug gegeben werden soll, ferner die Grenze für deren Anwendbarkeit ist durch die manchmal sehr lebhaften Besprechungen der letzten Jahre durchaus noch nicht geklärt.

Die aufgelösten Eisenbetontalsperren, die etwa bis zu 50 m Höhe ausgeführt wurden, wie sie von bekannten Fachleuten als obere Grenze für die Anwendbarkeit angenommen wird, werden in vielen Fachkreisen sehr stark bekämpft. Doch liegt nicht selten der Fall vor, wo wirtschaftliche Voraussetzungen die Anwendbarkeit dieser Bauweise bedingen. Wo man Schwierigkeiten in der Materialzuführung hat, werden die kleinen Massen bei den aufgelösten Talsperren nicht ohne Einfluß auf die Wahl des Systems sein. Es soll auch nicht unerwähnt bleiben, daß der Unglücksfall an der Glenosperre und andere in Nordamerika aufgetretene Mängel an Eisenbetontalsperren, die an sich weniger mit dem Konstruktionssystem als mit der Ausführung zu tun haben, auch dort wie anderswo gegen die Anwendung von Eisenbetontalsperren ins Treffen geführt werden. (Fortsetzung folgt.)

AMERIKANISCHE VERSUCHE MIT NIETVERBINDUNGEN BEI ANWENDUNG VON VERSENKNIETEN UND ERHABENEN NIETKÖPFEN.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin.

Bericht nach Engineering Record vom 24. 12. 1925. Ursprungsabhandlung ist der soeben erschienene Versuchsbericht der Universität Wisconsin.

Nach dem Bericht der Universität Wisconsin sind im ganzen 168 Versuchsstücke untersucht worden. Der Verfasser des Universitätsberichts, Prof. J. B. Kommers, berichtet, daß drei Gruppen von Versuchen gemacht wurden. Und zwar handelte es sich erstens um einige Überlappungsverbindungen und einige Verbindungen durch einseitige Decklaschen mit Dicken von 6,4—19,1 mm und Nietdurchmessern von 9,5—25,4 mm bei Plattenbreiten von 63,5—82,7 mm. Derartige Versuche sind im ganzen 54 gemacht worden. Weiterhin sind als zweite Serie 96 Versuche angefertigt worden mit 12,7 mm starken Platten bei 19,1 mm Nieten, ebenfalls in Überlappungsform, mit einseitiger Decklasche und schließlich auch mit beiderseitigen Decklaschen mit 1, 2 und 3 Nieten in verschiedenartigen Anordnungen. Endlich kommt noch die dritte Serie von 18 Verbindungen in Betracht mit doppelseitiger Decklasche, mit 2 und 3 Nieten auf jeder Seite (Niet-Ø 15,9 und 19,1 mm); hier hatten die gestoßenen Flacheisen eine Dicke von 24,4 mm. Die Versuchsstücke der ersten und dritten Serie wurden lediglich auf Zug erprobt. Von der zweiten Serie sind einige auf Zug untersucht worden, ferner einige auch auf Biegung, wobei die durch Nietung verbundenen Flacheisen an beiden Enden unterstützt wurden unter Aufbringung einer Einzellast genau in der Mitte.

Sämtliche Nietlöcher sind 3,2 mm kleiner gestanzt und nachher auf einen Durchmesser aufgerieben worden, der 1,6 mm größer war als der Schaftdurchmesser der Niete.

Die erreichten Höchstfestigkeiten der Nietverbindungen schwankten zwischen 5400 und 6250 kg/cm² des Nietquerschnitts. Einige Versuchsstücke mit überlappten Nietungen hatten eine Scherfestigkeit von 5400 kg/cm² bei normalem Setz- und Schließkopf, 5760 kg/cm² bei normalem Setzkopf erhaben und versenktem Setzkopf, und rund ebensoviel, wenn die Niete beiderseitig versenkt waren.

Die Zugfestigkeit, bezogen auf den Nettoquerschnitt der Verbindung, schwankte zwischen 1570 und 5600 kg/cm²*) und schließlich die Biegungsfestigkeit zwischen 3600 und 1600 kg/cm². Bei den Zugversuchen kamen übrigens nur vier Versuchsstücke infolge Reißens der Flacheisen zu Bruch. Acht andere Verbindungen zeigten wiederum Risse am Flacheisenrande oder rund um die Nietlöcher, infolge der Zugbeanspruchung. In 72 Fällen mit versenkten Nieten kam nur eine einzige Verbindung dadurch zu Bruch, daß in der Lasche ein Riß quer durch das Nietloch entstand, offenkundig war hier die Nietarbeit schlecht durchgeführt. Indessen zeigten zahlreiche Nietverbindungen Ausweitungen der Nietlöcher, die in einigen Fällen 3,3 mm betrugen.

Durch die Biegungsbeanspruchung kam nicht ein einziges Versuchsstück zu Bruch, obgleich 6 Stück bis auf 57—89° zusammengebogen waren. Jedoch rissen bei 4 von diesen die unteren Decklaschen infolge Biegezugbeanspruchung.

*) Offenkundig meint hier der amerikanische Bericht: je nach Zahl der vorhandenen Anschlußniete.

Zusammenfassung.

Prof. Kommers zieht den Schluß aus den Versuchen, daß letzten Endes die Nietverbindungen mit versenkten Nieten gleichwertig sind jenen mit erhabenen Nietköpfen, und zwar in bezug auf Abscheren. Das Gleiten bei Gebrauchslast ist jedoch 3- bis 8 mal so groß; im allgemeinen ist auch die Starrheit nicht allein bei Zug-, sondern auch bei Biegungsbeanspruchung nicht gleichwertig.

Auf diese Weise bestätigen diese Ergebnisse und erweitern überdies noch die Erkenntnisse aus früheren Versuchen, die ja ebenfalls kleine oder gar kaum wahrnehmbare Festigkeitsunterschiede zwischen Versenkverbindungen und solchen mit erhabenen Nietköpfen aufwiesen. Auch zeigen die Versuche, daß die übliche Forderung vieler Ingenieure, für Versenkniete geringere Beanspruchungen zuzulassen, unberechtigt ist.

Schlußbetrachtung.

Wenn man die vorstehenden Versuchsergebnisse auf die hiesigen Verhältnisse überträgt, so kann wohl gesagt werden, daß auch für uns diese Versuche von großem Interesse sind. Fraglos handelte es sich um einen außerordentlich hochwertigen Stahl, der für die Nietung in Anwendung gekommen ist (openhearth structural steel), einen Martinstahl; infolgedessen müßten naturgemäß die erzielten Endfestigkeiten für unser gebräuchliches Baumaterial entsprechend zurückgesetzt werden. Auch wird man nicht mit Sicherheit behaupten können, daß das Verhältnis der Festigkeit von Nietverbindungen mit gewöhnlichen Nietköpfen zu solchen mit Versenknieten unbedingt ebenso günstig bei St 48 und St 37 ausfallen werde wie bei dem teueren amerikanischen hochwertigen Stahl. Immerhin kann behauptet werden, daß bei der verhältnismäßig großen Seltenheit von Versenk-Nietverbindungen (insbesondere mit beiderseitigem Versenk) und mit Rücksicht darauf, daß meist immer nur wenige Niete des ganzen Stückes versenkt hergestellt sind, solche Versenknieten gleich groß beansprucht werden können wie gewöhnliche Nietungen.

Allerdings bestätigen die amerikanischen Versuche, daß die Formänderungen der Verbindungen mit Versenknieten nicht unerheblich sind, weil der Gleitwiderstand recht gering ist. Aus diesem Grunde würde in jenem seltenen Falle, wo ein Anschluß nur aus Versenknieten besteht, und nicht anderweitige Vorkehrungen gegen Verschiebungen getroffen sind, die zulässige Beanspruchung herunterzusetzen sein, um die gleiche Sicherheit zu erzielen wie in den normal genieteten Bauteilen.

Berlin, den 10. Januar 1926.

ÜBER RECHENPROBEN BEI DER BERECHNUNG STATISCH UNBESTIMMTER SYSTEME.

Von Dr.-Ing. Rudolf Gärtner, Köln-Düsseldorf.

Übersicht. Es werden Rechenproben für statisch unbestimmte Systeme angegeben, wenn der endgültige Momentenverlauf bekannt ist. Ferner wird angegeben, welche Proben notwendig und hinreichend sind.

Es ist zu begrüßen, daß Dr.-Ing. G. Worch in Heft 16, Jahrgang 1925, des „Bauingenieurs" Rechenproben für vielfach statisch unbestimmte Systeme angegeben hat. Nachfolgend sollen noch weitere Proben besprochen werden, die für alle statisch unbestimmten Systeme, auch einfache, gelten, jedoch bisher leider viel zu wenig bekannt geworden sind. Sie können verwendet werden, wenn der endgültige Momentenverlauf ermittelt ist. Dieser Fall liegt häufig vor:

1. Bei Prüfung von Berechnungen durch Sachverständige oder die Baupolizei,

2. bei Anwendung von Rahmenformeln.

Aber auch sonst sollte man die Mühe nicht scheuen und die endgültigen Momente auftragen. Besonders bei den mehrfachen Rahmen müssen bei Anwendung von Rahmenformeln viele Koeffizienten berechnet werden, wobei leicht ein Fehler unterlaufen kann. Deshalb sollten hier immer Proben vorgenommen werden.

Voraussetzung ist nur, daß bei der Bestimmung der statisch unbestimmten Größen die Normal- und Querkräfte sowie die Auflagerbewegungen vernachlässigt wurden, wie ja unter normalen Fällen allgemein üblich ist.

Den Proben liegen die bekannten Mohrschen Sätze über die Verschiebung, Verdrehung usw. zugrunde.

Entsprechend dem Satze:

„Die Verschiebung des Rollenlagers eines frei aufliegenden Rahmenträgers in der Richtung der Auflager ist gleich dem reduzierten $\left(\frac{J_c}{J_r}\text{-fachen}\right)$ statischen Moment der als Lasten betrachteten Momentenflächen auf die Verschiebungsrichtung" ergibt sich

Probe 1: Zweigelenkrahmen.

Das reduzierte $\left(\frac{J_c}{J_r}\text{-fache}\right)$ statische Moment der als Lasten betrachteten Momentenflächen auf die Gelenkachse muß Null sein.

Selbstverständlich kann auch jeder eingespannte Rahmen als Zweigelenkrahmen aufgefaßt werden, wenn die Einspannungsmomente als äußere Kräfte wirkend gedacht werden. Ebenso kann man in einem mehrfachen Rahmen einen Teil zwischen zwei Fußgelenken herausschneiden, da man die Wirkungen an den Schnittstellen als äußere Kräfte betrachten kann.

Satz: Die Verdrehung des freien Endes eines Kragträgers ist gleich der Summe der als Lasten betrachteten reduzierten Momentenflächen. Hieraus ergibt sich:

Probe 2: Eingespannter Balken oder Rahmen.

Die Summe der reduzierten Momentenflächen muß Null sein.

Hier gilt wie oben, daß man einen mehrfachen Rahmen durch Schnitte zerlegt denken kann.

Satz: Die Verschiebung des freien Endes eines Kragträgers in einer beliebigen Richtung ist gleich dem statischen Moment der als Lasten betrachteten reduzierten Momentenflächen auf eine in der betreffenden Richtung durch das freie Ende gezogene Achse. Hiernach ergibt sich:

Probe 3: Eingespannter Rahmen.

Das statische Moment der reduzierten Momentenflächen auf eine vertikale Achse durch einen Auflagerpunkt muß Null sein.

Bemerkung wie bei 2.

Satz a): Die Winkelverdrehung am Auflager eines frei aufliegenden Trägers ist gleich der betr. Auflagerreaktion der als Lasten betrachteten reduzierten Momentenfläche.

Satz b): Bei einem kontinuierlichen Träger muß die Winkelverdrehung links vom Auflager gleich groß und entgegengesetzt gerichtet sein derjenigen rechts vom Auflager.

Daher

Probe 4: Kontinuierlicher Träger und Rahmen mit Pendelstützen.

Die Summe der Auflagerreaktionen der als Lasten betrachteten reduzierten Momentenflächen des linken Feldes plus des rechten Feldes eines in den betreffenden Auflagerpunkten durchschnittenen gelachten Trägers muß Null sein (s. Abb. 1).

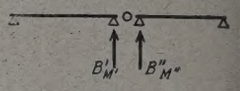


Abb. 1.

Man kann natürlich den Riegel eines mehrfachen Rahmens als kontinuierlichen Träger betrachten und Teile abtrennen.

Als Beispiel soll der in oben angezogenem Artikel angegebene Rahmen untersucht werden. Dabei wird aber eine Änderung getroffen, die sich in der Praxis gut bewährt hat.

Es wird nämlich nichts über die Vorzeichen der Biegungsmomente ausgesagt, sondern die Festsetzung getroffen, daß

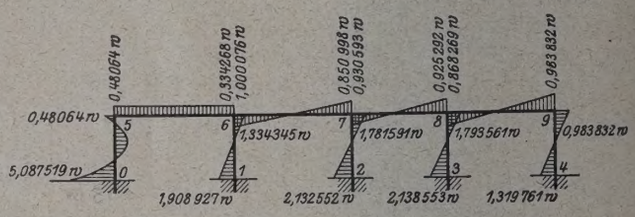


Abb. 2.

die Biegungsmomente auf der Zugseite aufgetragen werden. Diese Festsetzung ist weit weniger willkürlich und hat noch den Vorteil, daß man bei Eisenbetonkonstruktionen unmittelbar sehen kann, wo die Eisen liegen müssen (Abb. 2).

Bei Ermittlung der Momentenflächen für die Proben werden dann die innen liegenden Flächen positiv, die außen liegenden negativ angenommen. Für einen Mittelstiel ist dann für die Probe das Moment positiv oder negativ, je nachdem in welchem der benachbarten Rahmen man steht.

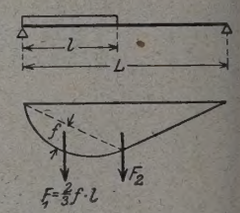


Abb. 3.

Da bei allen Proben zunächst die reduzierten Momentenflächen nötig sind, wird man diese vor allem bestimmen. Dabei ist es am einfachsten, sämtliche durch Gerade abgegrenzten Flächen in Dreiecke und Rechtecke zu zerlegen, da sich von

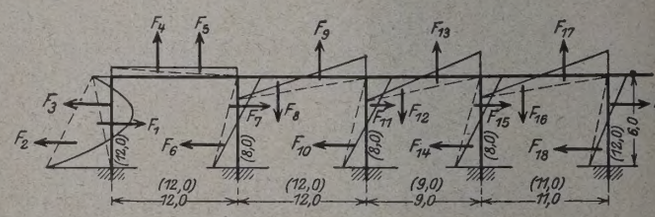


Abb. 4.

diesen am leichtesten die Schwerpunkte bestimmen lassen. Die parabolischen Flächen zerlegt man in Parabeln, deren Fläche $\frac{2}{3}$ f l ist, wobei meist noch gerade Teile verbleiben (s. z. B. Abb. 3).

In unserem Falle erhält man folgende reduzierte Flächen. Die Pfeile der positiven Flächen wurden so gezeichnet, daß sie in den Rahmen hineinzeigen, während die negativen vom Rahmen nach außen führen. Also ist ein und dieselbe Fläche positiv oder negativ, je nachdem in welchem Rahmen man steht. Die Flächen wirken bei Probe 1 und 2 alle in horizontaler Richtung, bei Probe 3 und 4 in vertikaler (in der Zeichnung nicht angedeutet, Abb. 4).

$F'_1 = \frac{2}{3} \cdot 4{,}5 \cdot 12{,}0\,w = 36\,w$

$F'_2 = 5{,}087\,519 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 30{,}525\,114\,w$

$F'_3 = 0{,}480\,64 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 2{,}883\,84\,w$

$F'_4 = 0{,}480\,64 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 2{,}883\,84\,w$

$F'_5 = 0{,}334\,268 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 2{,}005\,608\,w$

$F'_6 = 1{,}908\,927 \cdot \frac{8{,}0}{2}\,w = 7{,}635\,708\,w$

$F'_7 = 1{,}334\,345 \cdot \frac{8{,}0}{2}\,w = 5{,}337\,38\,w$

$F'_8 = 1{,}000\,076 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 6{,}000\,456\,w$

$F'_9 = 0{,}850\,998 \cdot \frac{12{,}0}{2}\,w = 5{,}105\,988\,w$

$F'_{10} = 2{,}132\,552 \cdot \frac{8}{2}\,w = 8{,}530\,208\,w$

$F'_{11} = 1{,}781\,591 \cdot \frac{8}{2}\,w = 7{,}126\,364\,w$

$F'_{12} = 0{,}930\,593 \cdot \frac{9}{2}\,w = 4{,}187\,668\,5\,w$

$F'_{13} = 0{,}925\,292 \cdot \frac{9}{2}\,w = 4{,}163\,814\,w$

$F'_{14} = 2{,}138\,553 \cdot \frac{8}{2}\,w = 8{,}554\,212\,w$

$F'_{15} = 1{,}793\,561 \cdot \frac{8}{2}\,w = 7{,}174\,244\,w$

$F'_{16} = 0{,}868\,269 \cdot \frac{11}{2}\,w = 4{,}775\,479\,5\,w$

$F'_{17} = 0{,}983\,832 \cdot \frac{11}{2}\,w = 5{,}411\,076\,w$

$F'_{18} = 1{,}319\,761 \cdot \frac{12}{2}\,w = 7{,}918\,566\,w$

$F'_{19} = 0{,}983\,832 \cdot \frac{12}{2}\,w = 5{,}902\,992\,w$

Probe 1.

Rahmen 0, 1:

$$\sum F' = F'_1 - F'_2 - F'_3 - F'_4 - F'_5 + F'_6 - F'_7$$
$$= w\,(36 - 30{,}525\,114 - 2{,}883\,84 - 2{,}883\,84 - 2{,}005\,608 + 7{,}635\,708 - 5{,}337\,38) = -0{,}000\,074\,w.$$

Rahmen 1, 2:

$$\sum F' = -F'_6 + F'_7 + F'_8 - F'_9 + F'_{10} - F'_{11}$$
$$= w\,(-7{,}635\,708 + 5{,}337\,38 + 6{,}000\,456 - 5{,}105\,988 + 8{,}530\,208 - 7{,}126\,364) = -0{,}000\,016\,w.$$

Rahmen 2, 3:

$$\sum F' = -F'_{10} + F'_{11} + F'_{12} - F'_{13} + F'_{14} - F'_{15}$$
$$= w\,(-8{,}530\,208 + 7{,}126\,364 + 4{,}187\,668\,5 - 4{,}163\,814 + 8{,}554\,212 - 7{,}174\,244) = 0{,}000\,021\,5\,w.$$

Rahmen 3, 4:

$$\sum F' = -F'_{14} + F'_{15} + F'_{16} - F'_{17} + F'_{18} - F'_{19}$$
$$= w\,(-8{,}554\,212 + 7{,}174\,244 + 4{,}775\,479\,5 - 5{,}411\,076 + 7{,}918\,566 - 5{,}902\,992) = 0{,}000\,009\,5\,w.$$

Probe 2.

Rahmen 0, 1:

$$S'_{0,1} = F'_1 \frac{6{,}0}{2} - F'_2 \frac{6{,}0}{3} - F'_3 \frac{2}{3} \cdot 6{,}0 - (F'_4 + F'_5) \cdot 6{,}0 + F'_6 \frac{6{,}0}{3} - F'_7 \frac{2}{3} \cdot 6{,}0$$
$$= w\,(36 \cdot 3{,}0 - 30{,}251\,14 \cdot 2{,}0 - 2{,}883\,84 \cdot 4{,}0 - 4{,}889\,448 \cdot 6 + 7{,}635\,708 \cdot 2{,}0 - 5{,}337\,38 \cdot 4{,}0) = -0{,}000\,38\,w.$$

Rahmen 1, 2:

$$S'_{1,2} = -F'_6 \cdot 2{,}0 + F'_7 \cdot 4{,}0 + (F'_8 - F'_9) \cdot 6{,}0 + F'_{10} \cdot 2{,}0 - F'_{11} \cdot 4{,}0$$
$$= w\,(-7{,}635\,798 \cdot 2{,}0 + 5{,}337\,38 \cdot 4 + 0{,}894\,468 \cdot 6{,}0 + 8{,}530\,208 \cdot 2{,}0 - 7{,}126\,364 \cdot 4{,}0) = -0{,}000\,028\,w.$$

Rahmen 2, 3:

$$S'_{2,3} = -F'_{10} \cdot 2{,}0 + F'_{11} \cdot 4 + (F'_{12} - F'_{13}) \cdot 6{,}0 + F'_{14} \cdot 2 - F'_{15} \cdot 4$$
$$= w\,(-8{,}530\,208 \cdot 2{,}0 + 7{,}126\,364 \cdot 4 + 0{,}023\,854\,5 \cdot 6 + 8{,}554\,212 \cdot 2 - 7{,}174\,244 \cdot 4) = -0{,}000\,385\,w.$$

Rahmen 3, 4:

$$S'_{3,4} = -F'_{14} \cdot 2{,}0 + F'_{15} \cdot 4{,}0 + (F'_{16} - F'_{17}) \cdot 6{,}0 + F'_{18} \cdot 2{,}0 - F'_{19} \cdot 4{,}0$$
$$= w\,(8{,}554\,212 \cdot 2{,}0 + 7{,}174\,244 \cdot 4{,}0 - 0{,}635\,596\,5 \cdot 6{,}0 + 7{,}918\,566 \cdot 2{,}0 - 5{,}902\,992 \cdot 4{,}0) = 0{,}000\,137\,w.$$

Probe 3.

Rahmen 0, 1:

$$S'_{0,5} = -F'_4 \frac{12}{3} - F'_5 \frac{2}{3} \cdot 12 + (F'_6 - F'_7) \cdot 12$$
$$= w\,(-2{,}883\,84 \cdot 4 - 2{,}005\,608 \cdot 8 + 2{,}298\,328 \cdot 12) = -0{,}000\,288\,w.$$

Rahmen 1, 2:

$$S'_{1,6} = F'_8 \frac{12}{3} - F'_9 \frac{2}{3} \cdot 12 + (F'_{10} - F'_{11}) \cdot 12$$
$$= w\,(6{,}000\,456 \cdot 4 - 5{,}105\,988 \cdot 8 + 1{,}403\,844 \cdot 12) = 0{,}000\,038\,w.$$

Rahmen 2, 3:

$$S'_{2,7} = F'_{12} \frac{9}{3} - F'_{13} \frac{2}{3} \cdot 9 + (F'_{14} - F'_{15}) \cdot 9$$
$$= w\,(4{,}187\,668\,5 \cdot 3 - 4{,}163\,814 \cdot 6 + 1{,}379\,968 \cdot 9) = -0{,}000\,166\,5\,w$$

Rahmen 3, 4:

$$S'_{4,9} = (-F'_{14} + F'_{15}) \cdot 11 + F'_{16} \frac{2}{3} \cdot 11 - F'_{17} \frac{11}{3}$$
$$= w\left(-1{,}379\,968 \cdot 11 + 4{,}775\,479\,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 11 - 5{,}411\,076 \cdot \frac{11}{3}\right)$$
$$= -0{,}000\,077\,w.$$

Probe 4.

$$A'_{5,6} + A'_{6,7} = -F'_4 \frac{1}{3} - F'_5 \frac{2}{3} + F'_8 \frac{2}{3} - F'_9 \cdot \frac{1}{3}$$
$$= w\left(-2{,}883\,84 \cdot \frac{1}{3} - 2{,}005\,608 \cdot \frac{2}{3} + 6{,}000\,456 \cdot \frac{2}{3} - 5{,}105\,988 \cdot \frac{1}{3}\right) = -0{,}000\,044\,w.$$

Ebenso kann man noch $A'_{6,7} + A'_{7,8}$ oder $A'_{7,8} + A'_{8,9}$ als Probe aufstellen. Die Summen müssen Null ergeben.

Es ist noch die Frage, welche von den Proben notwendig und auch hinreichend ist.

Da muß vor allem nochmal auf den Artikel Worch zurückgegriffen werden. Dort werden unter 3. die 3 Gleichgewichtsbedingungen $\sum H = 0$, $\sum V = 0$, $\sum M = 0$ in irgend einem Punkte als Probe angegeben. Daß diese drei Bedingungen bei einem statischen System, ob bestimmt oder unbestimmt, erfüllt sein müssen, ist selbstverständlich. Diese Bedingung ist also unbedingt notwendig, aber natürlich absolut nicht hinreichend.

Beweis: Man erhält den endgültigen Momentenverlauf, wenn man den Grundfall mit den Fällen X_1 bis X_n summiert. Wenn dabei sämtliche X falsch ermittelt sind, z. B. doppelt so groß, und nur die Gleichgewichtsbedingungen in allen Fällen richtig, so ist diese Bedingung durchweg erfüllt und die statisch unbestimmten Größen doch falsch.

Daß dies sehr wohl möglich ist, sieht man dadurch ein, daß die X ja als äußere Lasten betrachtet werden können. Leider wird dieser Umstand sehr häufig verkannt und, wenn diese Probe stimmt, schon angenommen, die Berechnung sei richtig. Es muß mit Nachdruck darauf hingewiesen

werden, daß dies nicht der Fall ist. Die Probe hat mit den statisch unbestimmten Größen eigentlich gar nichts zu tun, sondern muß bei jedem statischen System erfüllt sein.

Satz: Als notwendig und hinreichend für die richtige Ermittelung der statisch unbestimmten Größen müssen so viel Proben der Art 1 bis 4, wie oben angegeben, ausgeführt werden als statisch unbestimmte Größen vorhanden sind. Man kann dann diejenigen Proben wählen, welche am bequemsten sind. Dieselben müssen aber unabhängig von einander sein, z. B. dürfen in einem Rahmen nicht 4 Proben, im nächsten nur zwei ausgeführt werden.

Daß dieser Satz richtig ist, sieht man folgendermaßen ein. Man hätte zunächst das $(n-1)$-fache statisch unbestimmte Grundsystem richtig ermittelt. Berechnet man daraus die statisch unbestimmte Größe X_n falsch, so kann man dieselbe als äußere Last betrachten. Sind für diese äußere Last die statisch unbestimmten Größen X_1 bis X_{n-1} wieder richtig bestimmt, so stimmen $n-1$ Proben und die Rechnung ist doch falsch. Es sind also alle n Proben notwendig, aber auch hinreichend.

Meist wird man nach Auftragen der Momente, wenn man sich die Proben vor Augen hält, schon ohne Rechnung erkennen, ob keine gröberen Fehler vorhanden sind. So sieht man z. B. sofort, daß Probe 2 im Feld 2, 3 selbstverständlich erfüllt ist.

STUDIEN ÜBER KONSTRUKTION UND BERECHNUNG DURCH WINDKABEL VERSTEIFTER FUNKTÜRME.

Von Alfred Junge, Dipl.-Ing., Elmshorn (Holstein).

(Fortsetzung von Seite 236.)

III.

Allgemeine Berechnung des Systems als dreifach statisch unbestimmtes räumliches Fachwerk.

a) Unter Benutzung der nichtlinearen Gl. (9) bzw. im Spezialfall (12) [v = o]:

$$\Delta s = \frac{\sigma}{E} s + \varepsilon t' s + v + \frac{B}{\sigma^2}$$

für die Horizontalstangen und der linearen Gl. (10): $\Delta s' = \frac{\sigma s}{E} + \varepsilon t' s$ für alle übrigen Fachwerkstäbe:

Die lotrechten Auflagerkomponenten der Horizontalstangen können, da nach Gl. (3) von dem Spannungszustande des Seils unabhängig[11]), in gewohnter Weise als lotrechte Eigenlasten, in den Auflagerknoten der Horizontalstangen angreifend, betrachtet werden.

Durchschneiden wir die Kettenglieder der drei Überzähligen a, b, c und führen wir die Vertikalkomponenten X_a, X_b, X_c als statisch überzählige Größen ein, so gilt für irgend eine Fachwerkstabspannkraft die bekannte Beziehung[2]):

$$(19)\quad \begin{cases} \text{(a)} \quad S = S_0 - \frac{X_a}{1} S_a - \frac{X_b}{1} S_b - \frac{X_c}{1} S_c \\ \text{für die Horizontalstangen, im besonderen:} \\ \text{(b)} \quad S' = S_0' - \frac{X_a}{1} S_a' - \frac{X_b}{1} S_b' - \frac{X_c}{1} S_c' \\ \text{für die übrigen Stäbe,} \end{cases}$$

wobei zu beachten ist, daß die Kettenglieder und Horizontalstangen von nur jeweils einer statisch unbestimmten Größe beansprucht werden können. Wenden wir das Prinzip der virtuellen Verrückungen der Reihe nach auf die Zustände $X_a \div X_c = -1$ an, so folgt allgemein, da X_a, X_b, X_c innere Kräfte sind, wenn die Gleichungen (9), (10) und (19) Beachtung finden:

$$(20)\quad \begin{cases} \text{(a)} \quad L_a = \sum S_a \Delta s + \sum S_a' \Delta s' \\ \text{(b)} \quad L_b = \sum S_b \Delta s + \sum S_b' \Delta s' \\ \text{(c)} \quad L_c = \sum S_c \Delta s + \sum S_c' \Delta s' \end{cases}$$

S_r (r = a, b, c) bedeutet die Spannkraft in einer Horizontalstange[12]) S_r' die in einem der übrigen Stäbe des Fachwerkes, L_r die virtuelle Arbeit infolge Stützenverschiebungen infolge des Zustandes $X_r = -1$ (r = a, b, c).

[11]) Gl. (3) ist mit σ_0 zu multiplizieren, um die vertikale Auflagerspannung zu erhalten.

[12]) Die Horizontalstangen sind hierbei als zug- und druckfeste Stäbe zu betrachten, bei denen die Stabachse mit der Auflagerknotenverbindungsgeraden zusammenfällt.

Mit den Werten der Gleichungen (9) und (10) für Δs und $\Delta s'$ folgt aus Gl. (20) unter Beachtung der Gl. (19):

$$L_a = \sum S_a \left[\frac{S s}{E F} + \varepsilon t' s + v + \frac{B F^2}{S^2}\right] + \sum S_a' \left[\frac{S' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

$$L_b = \sum S_b \left[\frac{S s}{E F} + \varepsilon t' s + v + \frac{B F^2}{S^2}\right] + \sum S_b' \left[\frac{S' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

$$L_c = \sum S_c \left[\frac{S s}{E F} + \varepsilon t' s + v + \frac{B F^2}{S^2}\right] + \sum S_c' \left[\frac{S' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

Führen wir für S' bzw. S die Werte der Gl. (19) ein und setzen wir allgemein:

$$\sum \frac{S_r S_0 s}{E F} + \sum \frac{S_r' S_0' s}{E F} = \sum P_m M_{rm} \quad (r = a, b, c)$$

$$\sum \frac{S_r S_k s}{1 E F} + \sum \frac{S_r' S_k' s}{1 E F} = M_{1k} \quad (r = a, b, c), \ (k = a, b, c)$$

$$\left.\begin{aligned} \sum S_r \varepsilon t' s + \sum S_r' \varepsilon t' s &= 1 M_{rt} \\ \sum S_r v \ \ldots\ldots\ldots &= 1 M_{rv} \\ -L_r \ \ldots\ldots\ldots &= 1 M_{rw} \end{aligned}\right\} \ (r = a, b, c),$$

so folgt:

$$(21)\quad \begin{cases} \text{(a)} \quad \varphi_a = o = \sum P_m M_{am} - X_a M_{aa} - X_b M_{ab} - X_c M_{ac} \\ \qquad + 1 [M_{at} + M_{av} + M_{aw}] + \sum \frac{S_a B F^2}{\left[S_0 - \frac{X_a}{1} S_a\right]^2} \\ \text{(b)} \quad \varphi_b = o = \sum P_m M_{bm} - X_a M_{ba} - X_b M_{bb} - X_c M_{bc} \\ \qquad + 1 [M_{bt} + M_{bv} + M_{bw}] + \sum \frac{S_b B F^2}{\left[S_0 - \frac{X_b}{1} S_b\right]^2} \\ \text{(c)} \quad \varphi_c = o = \sum P_m M_{cm} - X_a M_{ca} - X_b M_{cb} - X_c M_{cc} \\ \qquad + 1 [M_{ct} + M_{cv} + M_{cw}] + \sum \frac{S_c B F^2}{\left[S_0 - \frac{X_c}{1} S_c\right]^2} \end{cases}$$

Die Auflösung der Gl. (21) nach den Unbekannten X_a, X_b, X_c ist in jedem Falle, für numerisch gegebene Werte ihrer Koeffizienten, nach bekannten Methoden[13]) durchführbar. Hier kann z. B. zweckmäßig folgender Weg beschritten werden: Sind Näherungswerte X_{a_1}, X_{b_1}, X_{c_1}, die sich nur wenig von den wahren Wurzelwerten X_a, X_b, X_c unterscheiden, bekannt geworden und nehmen die linken Seiten der Gl. (21) infolge solcher Näherungswerte statt der Werte o die Werte φ_{a_1}, φ_{b_1},

[13]) Runge, Praxis der Gleichungen.

φ_{c_1} an, so sind die Verbesserungswerte ΔX_a, ΔX_b, ΔX_c aus dem linearen Gleichungssystem

$$(22)\quad \begin{cases} 0 = \varphi_{a_1} + \frac{\partial \varphi_a}{\partial X_{a_1}} \Delta X_a + \frac{\partial \varphi_a}{\partial X_{b_1}} \Delta X_b + \frac{\partial \varphi_a}{\partial X_{c_1}} \Delta X_c \\ 0 = \varphi_{b_1} + \frac{\partial \varphi_b}{\partial X_{a_1}} \Delta X_a + \frac{\partial \varphi_b}{\partial X_{b_1}} \Delta X_b + \frac{\partial \varphi_b}{\partial X_{c_1}} \Delta X_c \\ 0 = \varphi_{c_1} + \frac{\partial \varphi_c}{\partial X_{a_1}} \Delta X_a + \frac{\partial \varphi_c}{\partial X_{b_1}} \Delta X_b + \frac{\partial \varphi_c}{\partial X_{c_1}} \Delta X_c \end{cases}$$

bestimmbar. Durch beliebig oft wiederholte Näherungsberechnungen unter Benutzung der Gl. (22), können die statisch unbestimmten Größen X_a bis X_c mit jedem gewünschten Grade der Genauigkeit bestimmt werden.

Bleiben äußere, in den Knoten der Kettenglieder angreifende Lasten (Wind, Eigengewicht und Rauhfrostbehang) außer acht, so verschwindet in dem Nenner der Summenwerte der quadratischen Glieder von X_a, X_b, X_c der Gl. (21) der Wert S_0, so daß diese Glieder allgemein die Form

$$(23)\quad \frac{\sum \frac{B F^2}{S_r}}{\left(\frac{X_r}{1}\right)^2} = \frac{1 M_{r_B}}{\left(\frac{X_r}{1}\right)^2} \quad (r = a, b, c)$$

annehmen. Bezeichnen wir der Reihe nach die konstanten Glieder der Gleichungen (21) (a) bis (c) mit Z_a, Z_b, Z_c, so folgt mit Gl. (23):

$$(24)\quad \begin{cases} \varphi_a = 0 = Z_a - X_a M_{aa} - X_b M_{ab} - X_c M_{ac} + \frac{1 M_{a_B}}{\left(\frac{X_a}{1}\right)^2} \\ \varphi_b = 0 = Z_b - X_a M_{ba} - X_b M_{bb} - X_c M_{bc} + \frac{1 M_{b_B}}{\left(\frac{X_b}{1}\right)^2} \\ \varphi_c = 0 = Z_c - X_a M_{ca} - X_b M_{cb} - X_c M_{cc} + \frac{1 M_{c_B}}{\left(\frac{X_c}{1}\right)^2} \end{cases}$$

Das Gleichungssystem (24) unterscheidet sich von dem bekannten[2]) linearen Gleichungssystem nur durch die mit der zweiten Potenz der Überzähligen im Nenner behafteten Glieder. Benutzen wir die Gl. (9) mit $v = 0$ [Gl. (12)], und setzen wir ferner $B = 0$, d. h. nach Gl. (23) $M_{r_B} = 0$, so gehen die Gl. (24) ohne weiteres in die bekannten[2]) Elastizitätsgleichungen linearer Form über.

b) Unter Benutzung der linearen Gl. (14) bzw. (15):

$$\overline{\Delta s} = \left[\frac{s}{E} + \overbrace{\frac{s^3 \gamma^2}{12 \sigma^3}}^{v''}\right] \bar{\sigma} + v' + \varepsilon t' s$$

für die Horizontalstangen und der linearen Gleichung (10): $\overline{\Delta s'} = \frac{\bar{\sigma} s}{E} + \varepsilon t' s$ für alle übrigen Fachwerkstäbe.

Ersetzen wir in den Gleichungen (19) X_a, X_b, X_c durch $\overline{X_a}$, $\overline{X_b}$, $\overline{X_c}$, so lauten die Elastizitätsgleichungen (20):

$$(25)\quad \begin{cases} (a)\quad L_a = \sum S_a \overline{\Delta s} + \sum S_{a'} \overline{\Delta s'} \\ (b)\quad L_b = \sum S_b \overline{\Delta s} + \sum S_{b'} \overline{\Delta s'} \\ (c)\quad L_c = \sum S_c \overline{\Delta s} + \sum S_{c'} \overline{\Delta s'} \end{cases}$$

$$L_a = \sum S_a \left[\frac{\bar{S} s}{E F} + v'' \frac{\bar{S}}{F} + v' + \varepsilon t' s\right] + \sum S_{a'} \left[\frac{\bar{S}' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

$$L_b = \sum S_b \left[\frac{\bar{S} s}{E F} + v'' \frac{\bar{S}}{F} + v' + \varepsilon t' s\right] + \sum S_{b'} \left[\frac{\bar{S}' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

$$L_c = \sum S_c \left[\frac{\bar{S} s}{E F} + v'' \frac{\bar{S}}{F} + v' + \varepsilon t' s\right] + \sum S_{c'} \left[\frac{\bar{S}' s}{E F} + \varepsilon t' s\right]$$

Führen wir für $\bar{S}$ bzw. $\bar{S}'$ die den Gl. (19) analogen Werte ein und setzen wir allgemein:

$$\left.\begin{array}{l} \frac{\sum S_r S_0 s}{E F} + \frac{\sum S_{r'} S_{0'} s}{E F} + \frac{\sum v'' S_0 S_r}{F} = \sum P_m (M_{rm} + M_{rm'}) \\ \frac{\sum S_r S_k s}{1 E F} + \frac{\sum S_{r'} S_{k'} s}{1 E F} + \underbrace{\frac{\sum S_r S_k v''}{1 F}}_{M_{k'}} = M_{rk} + M_{rk'} \\ \sum S_r \varepsilon t' s + \sum S_{r'} \varepsilon t' s \ldots\ldots\ldots = 1 M_{rt} \\ \sum S_r v' \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 1 M_{rv'} \\ -L_r \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots = 1 M_{rw} \end{array}\right\} \begin{matrix} r \\ k \end{matrix} \Big\} = \; a, b, c$$

und berücksichtigen wir ferner, daß die M_{rk}' für den hier vorliegenden Fall nur in der Form M_{rr}' auftreten können, so folgt:

$$(26)\quad \begin{cases} 0 = \sum P_m (M_{am} + M_{am'}) - \overline{X}_a (M_{aa} + M_{aa'}) \\ \qquad - \overline{X}_b M_{ab} - \overline{X}_c M_{ac}) + 1 (M_{at} + M_{av'} + M_{aw}) \\ 0 = \sum P_m (M_{bm} + M_{bm'}) - \overline{X}_a M_{ba} - \overline{X}_b (M_{bb} + M_{bb'}) \\ \qquad - \overline{X}_c M_{bc} + 1 (M_{bt} + M_{bv'} + M_{bw}) \\ 0 = \sum P_m (M_{cm} + M_{cm'}) - \overline{X}_a M_{ca} - \overline{X}_b M_{cb} \\ \qquad - \overline{X}_c (M_{cc} + M_{cc'}) + 1 (M_{ct} + M_{cv'} + M_{cw}) \end{cases}$$

Die Gleichungen (26) können nach irgend einem der Verfahren[2]) zwecks Auflösung linearer Gleichungen behandelt werden.

IV.

Gesichtspunkte für die Aufstellung rationeller Näherungsformeln zur Berechnung der Koeffizienten der Gleichungen (24) und (26).

a) Allgemeines.

Die Ermittlung der Koeffizienten der Elastizitätsgleichungen (24) und (26) erfordert bei dem hier vorliegenden räumlichen System im allgemeinen einen größeren Aufwand von Rechenarbeit, als dieses bei ebenen Systemen der Fall ist. Um diese Rechenarbeit nach Möglichkeit zu reduzieren, erscheint es notwendig und zweckmäßig, für die Berechnung der Koeffizienten dieser Elastizitätsgleichungen von dem Turmfachwerk nur den Einfluß der Gurtungen, unter der Annahme eines in ihnen kontinuierlichen Spannungs- und Querschnittsverlaufes zu berücksichtigen und für Ketten- und Horizontalstangen in ähnlicher Weise Näherungsformeln abzuleiten, wie dieses von Müller-Breslau[2]) bei der Berechnung von Hängebrücken geschieht.

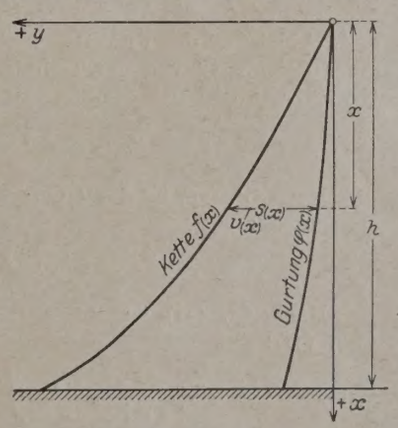


Abb. 7.

Da zu diesem Behufe die Form der Turmgurtungen sowie die der Ketten bekannt sein muß, diese Formen jedoch, wenn man z. B. unter den gegebenen Belastungsverhältnissen die Forderung des Kostenminimums der Gesamtkonstruktion stellt, Funktionen untereinander sowie solche der Turmbelastung sind, so können im allgemeinen diese Formen mathematisch exakt kaum fixiert werden. Jedoch erscheint es evtl. zweckmäßig, die Gurtungsform für den freistehenden Turm, z. B. aus der Bedingung der Konstanz der Gurtspannungen infolge Wirkung horizontaler Wind- und Antennenzugkräfte sowie Eigenlasten, bei Wahl einer z. B. linearen Querschnittsveränderlichkeit,

auch auf den durch Ketten nach Abb. 1 versteiften Turm zu übertragen. Die Kettenlinienform ist dann aus der Seilkurve des über die Höhe des Turmes stetig veränderlich gedachten Windlastenverteilungsgesetzes, welches als proportional zum „Gurtungsformgesetz" betrachtet werden kann, bestimmbar. Da diese Verhältnisse hier nicht weiter geklärt werden sollen, gehen wir zur Näherungsberechnung solcher Koeffizienten der Gl. (24) und (26) über, welche von den Horizontalstangen beeinflußt werden.

b) Näherungsformeln in allgemeiner Form für die von den Horizontalstangen beeinflußten Koeffizienten der Gleichungen (24) und (26).

Die Kette folge nach Abb. 7 in dem rechtwinkligen Achsenkreuze x, y der Gleichung $y = f(x)$, die Gurtung des Turmes der Gleichung $y' = \varphi(x)$; dann besitzt die Horizontalstange $v(x)$ die Länge

$$s(x) = f(x) - \varphi(x). \tag{27}$$

Denken wir uns die Horizontalstangen in stetiger Folge aneinandergereiht, so können wir sie uns als eine „Haut" vorstellen, deren „Wandstärke" $\delta_{(x)}$ bei der Forderung konstanter Beanspruchung aller Horizontalstangenelemente proportional mit dem zweiten Differentialquotienten der Funktion $f(x)$ wächst.

Es ist somit

$$\delta_{(x)} = k\, f''(x) \tag{28}$$

Besitzen die Horizontalstangen den konstanten Abstand λ, so ist nach Gl. (28) der Querschnitt $F_{n\lambda}$ der Stange mit der Abszisse $x_{n\lambda}$:

$$F_{n\lambda} = \int_{x_{n\lambda}-\frac{\lambda}{2}}^{x_{n\lambda}+\frac{\lambda}{2}} \delta_{(x)}\, dx = k \int_{x_{n\lambda}-\frac{\lambda}{2}}^{x_{n\lambda}+\frac{\lambda}{2}} f''(x)\, dx = k\left[f'(x)\right]_{x_{n\lambda}-\frac{\lambda}{2}}^{x_{n\lambda}+\frac{\lambda}{2}} \tag{29}$$

Die Konstante k ergibt sich z. B. aus der Festlegung eines Wertes $F_{n\lambda}'$ für die Abszisse $x_{n\lambda}'$ aus Gl. (29), in der $f'(x)$ die erste Ableitung der Funktion $f(x)$ bedeutet. Das „Horizontalstangenelement" von der Teilung dx erhält infolge $X_r = -1$ (X_r = Zugkraft) das Spannkraftdifferential

$$dS_{r_x} = -1\, f''(x)\, dx \tag{30}$$

Nach Gl. (28) ist der Querschnitt des „Horizontalstangenelementes":

$$dF_{(x)} = \delta_{(x)}\, dx = k\, f''(x)\, dx \tag{31}$$

Nach Gl. (21) ist unter Berücksichtigung der Gl. (27), (30), (31):

$$M_{rr} = \sum \frac{S_r^2\, s}{1\, E\, F} = \frac{1}{k\, E} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]\, dx \tag{32}$$

Es ist ferner nach Gl. (27) und (30):

$$M_{rt} = \sum \frac{S_r\, \varepsilon\, t'\, s}{1} = -\varepsilon\, t' \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]\, dx \tag{33}$$

$$\left.\begin{aligned} M_{rv} &= \sum \frac{S_r \left[\frac{\gamma_0^2\, s^3}{\sigma_0^2 \cdot 24} - \frac{\sigma_0\, s}{E}\right]}{1} = -\frac{\gamma_0^2}{\sigma_0^2 \cdot 24} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]^3\, dx \\ &\quad + \frac{\sigma_0}{E} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]\, dx \end{aligned}\right\} \tag{34}$$

Nach den Gl. (23), (27), (30), (31) ist:

$$M_{rB} = \sum \frac{B\, F^2}{1\, S_r} = \sum \frac{-s^3 \gamma^2 F^2}{24\, S_r \cdot 1} = \frac{k^2 \gamma^2}{24} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]^3\, dx \tag{35}$$

Nach den Gl. (26), (27), (30), (31) ist:

$$M_{rr'} = \sum \frac{S_r^2\, v''}{F \cdot 1} = \sum \frac{S_r^2 \gamma^2 s^3}{12\, \sigma^3\, F \cdot 1} = \frac{\gamma^2}{k \cdot 12\, \sigma^3} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]^3\, dx \tag{36}$$

Aus den Gl. (26), (27) und (30) folgt:

$$M_{rv'} = \sum \frac{S_r\, v'}{1} = \sum \frac{S_r}{1} \left[-\frac{s^3 \gamma^2}{8\, \sigma^2} + \frac{s^3 \gamma_0^2}{24\, \sigma_0^2} - \frac{\sigma_0\, s}{E}\right]$$

$$\left.\begin{aligned} M_{rv'} &= \frac{\gamma^2}{8\, \sigma^2} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]^3\, dx \\ &\quad - \frac{\gamma_0^2}{24\, \sigma_0^2} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]^3\, dx \\ &\quad + \frac{\sigma_0}{E} \int_0^h f''(x)\, [f(x) - \varphi(x)]\, dx \end{aligned}\right\} \tag{37}$$

In den Gleichungen (32) bis (37) sind die Integralwerte, welche nur zwei verschiedene Formen zeigen, für gegebene $f(x)$ und $\varphi(x)$, die in allen Fällen als ganze rationale Funktionen gebildet weren können, zu bestimmen. Die vor den Integralen stehenden Ausdrücke sind dabei von Fall zu Fall zu bestimmende konstante Größen. Im besonderen kann die Vorspannung σ_0 der Horizontalstangen so gewählt werden, daß bei durch Wind belastetem Bauwerk und einer maximalen Temperaturerhöhung t' eine gewisse gewollte[14]) Minimalspannung der Horizontalstangen nicht unterschritten wird. Bei einer evtl. Untersuchung des Bauwerkes bei Rauhfrostbehang kann von einer Windbelastung[15]) abgesehen werden; desgleichen können äußere, in den Kettenknoten angreifende Lasten (Eigenlast, Windlast, Rauhreifbelastung) außer acht bleiben. Die Konstruktion ist zum Patent angemeldet worden.

[14]) Die Minimalspannung kann zweckmäßig so bemessen werden, daß ein zu großes Schlingern der Ketten im Sturm vermieden wird (eventuell können die Ketten durch Horizontalseile in gewissen Abständen miteinander verbunden werden).

[15]) Eine von der Deutschen Seewarte, Hamburg, mir freundlichst erteilte Auskunft.

UNTERSUCHUNGEN AN SCHALLISOLIERPLATTEN.

Von Dr. A. Guttmann, Düsseldorf.

(Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie, Düsseldorf.)

Zur Beseitigung der Hellhörigkeit und der Übertragung von Erschütterungen in Eisenbetonbauten werden seit kurzem in den Decken, Deckenauflagern und dem aufgehenden Mauerwerk Platten aus gepreßtem Kork oder Torf besonderer Fertigung angeordnet. Während diese Stoffe an unbelasteten Stellen, z. B. an senkrechten Stellen der Träger und Deckeneinbindungen, ohne weiteres angebracht werden können, so wird vor ihrer Verwendung an belasteten Punkten aus konstruktiven Gründen die jeweilige Zusammenpressung unter der zu erwartenden Auflast berücksichtigt werden müssen. Über den Grad der Zusammenpressung von Isolierstoffen unter der Auflast liegen meines Wissens bisher keine neueren Untersuchungen vor. Ich teile daher in Zahlentafel 1 die Ergebnisse von Versuchen über die Zusammenpreßbarkeit von vier verschie-

Zahlentafel 1.

Versuche an Schallisolierplatten.

Bezeichnung	Grundstoffe der Platten	Raumgewicht im Anlieferungszustand kg/m³	Ausgangsdicke in cm	Dicke der Platten in cm bei Drucken von 5	10	15	20	25	30 kg/cm²	Eine anfangs 100 cm dicke Platte würde bei den überschriebenen Drucken um folgende Dicken (in cm) vermindert werden 5	10	15	20	25	30 kg/cm²
T	Präparierter Torf	175	2,72	1,88	1,49	1,23	1,07	0,96	—	30,8	45,2	54,8	60,6	64,7	—
K 1	Präparierter Kork	168	1,87	—	—	0,82	0,72	0,65	0,61	—	—	56,2	61,5	65,2	67,4
K 2	„ „	289	1,03	0,94	0,85	0,73	0,64	0,56	0,52	8,7	17,5	28,2	37,9	45,7	49,6
K 3	„ „	368	2,00	1,88	1,72	1,51	1,36	1,23	1,16	6,0	14,0	24,5	32,0	38,5	42,0
A K	Präparierter Kork mit Asphaltfilzbelag	406	1,60	1,42	1,17	1,00	0,92	0,85	—	11,2	26,8	37,4	42,5	46,9	—

denen Isolierplatten mit, die von mir auf Veranlassung der Betonunternehmung Wayß & Freytag, A.-G., Düsseldorf, durchgeführt wurden.

Zur Erläuterung der Zahlentafel sei bemerkt, daß nach Feststellung des Raumgewichts und der Plattenstärke (mittels der Schublehre) herausgeschnittene Stücke der Proben unter die 30-t-Presse von Amsler-Laffon gebracht wurden. Dann wurde das Maß der Zusammenpressung unter den Drucken von 5, 10 usw. bis 30 kg durch Messung des senkrechten Abstandes der beiden Preßplatten der Maschine mittels Schublehre ermittelt. Die Druckbelastung bei den einzelnen Stufen dauerte jeweilig ½ Minute und wurde dann auf die nächst höhere Stufe gebracht.

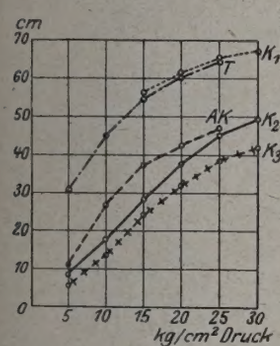


Abb. 1.

Zur besseren Veranschaulichung der Prüfungszahlen und zum Vergleich der relativen Widerstandsfähigkeit der Platten gegen Druck sind in Abb. 1 die Stärkenminderungen, die eine anfangs 100 cm starke Platte aus den verschiedenen Stoffen bei den erwähnten Drucken erfahren würde, zeichnerisch dargestellt.

Aus der Zahlentafel 1 ergibt sich zunächst, daß das Raumgewicht der Proben zwischen 168 und 406 kg/m³ lag. Bei letzterem Wert ist allerdings zu bemerken, daß er mit den anderen nicht ohne weiteres verglichen werden kann, da er sich auf eine Platte aus drei verschiedenen Schichten bezieht, nämlich eine solche aus Korkmaterial, das beiderseitig zum Schutz gegen Durchfeuchtung mit Asphaltfilz überzogen war, während die anderen vier Platten in sich einheitlich waren.

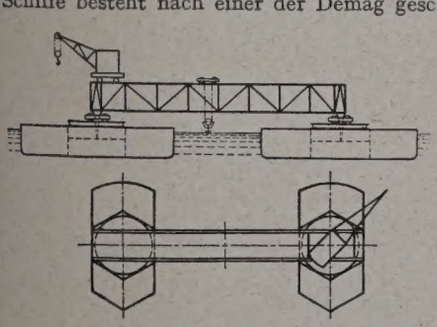
Die Probe T wurde bei 5 kg/cm² Druckbelastung um 1 cm zusammengedrückt und zeigte bei diesem Druck auch relativ die größte Zusammenpreßbarkeit (vergl. Abb. 1). Den kleinsten absoluten Wert lieferte Probe K 2, die bei dem erwähnten Druck nur eine Dickenminderung um 0,09 cm erfuhr. Probe K 2, noch mehr aber Probe K 3 waren gegen Druckbelastung überhaupt am widerstandsfähigsten. Mit steigender Belastung nimmt aber ihre Widerstandsfähigkeit gegen Druck relativ schneller ab als bei Probe T; denn während bei 5 kg/cm² Auflast ihre relative Stärkenminderung etwa ¼ bis ⅕ derjenigen von T war, betrug sie bei 15 kg/cm² Druck nur etwa die Hälfte derselben.

Vergleicht man die relative Zusammenpressung der vier einheitlichen Proben bei den Drucken zwischen 15 und 25 kg/cm² mit den betreffenden Raumgewichten im Anlieferungszustand, so zeigt sich deutlich, daß das kleinere Raumgewicht der größeren Zusammenpreßbarkeit entspricht, eine Erscheinung, die wohl auf den größeren Porengehalt der Platten zurückzuführen ist, durch den der Querschnitt und damit die Widerstandsfähigkeit gegen Druck entsprechend geschwächt wird. Da nun zur Dämpfung von Erschütterungen ein hoher Porengehalt und damit auch ein niedriges Raumgewicht der Platten wünschenswert ist, andererseits derartige Stoffe, wie gezeigt, eine verhältnismäßig hohe Zusammenpreßbarkeit besitzen, als deren Folge wieder eine starke Einbuße ihrer isolierenden Fähigkeiten eintreten wird, so erscheint es zweckmäßig, in denjenigen Fällen, wo höhere Belastungen zu erwarten sind, die Auflagerpressung durch breite Auflager, z. B. durch Anbringung eiserner Unterlagsplatten, zu vermindern.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Schiffshebewerke.

Die gesamte Hubvorrichtung zur schnellen Hebung gesunkener Schiffe besteht nach einer der Demag geschützten Konstruktion aus zwei Schwimmern von der Form eines Schiffskörpers, beide drehbar an einem sie verbindenden gelenkartig gestützten Querträger, so daß einerseits das gesamte Hebeschiff leicht fahrbar ist und selbst schmale Schleusen und Kanäle durchfahren kann, anderseits die Hebung selbst sehr breiter Schiffe gestattet. Bei Längsstellung der Schwimmkörper in die Achsrichtung des Querträgers können Schiffskörper mit einer Höchstbreite bis etwa gleich der Entfernung der hintereinander liegenden Schwimmkörper bis über die Wasserfläche gehoben werden.

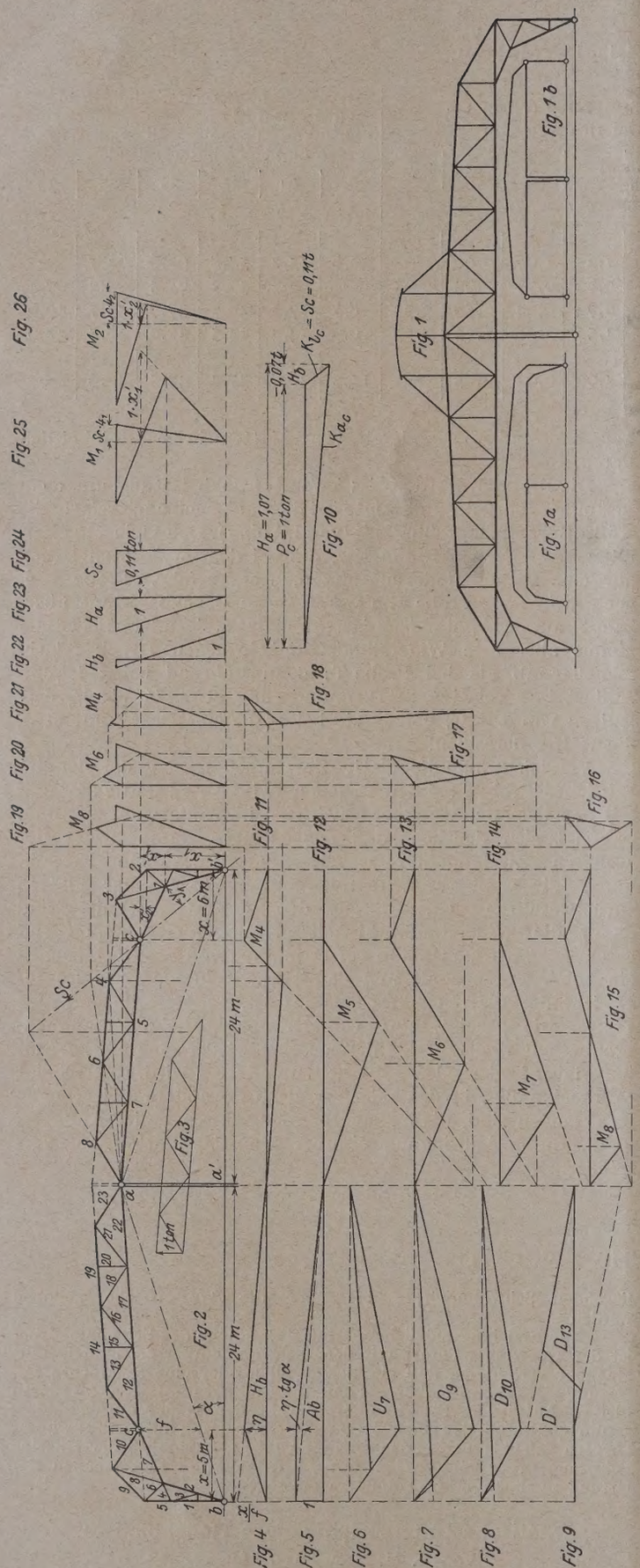


Zur Erzielung möglichst geringer Bordhöhe der Schwimmkörper ist der Querträger derart mit dem Schwimmkörper gelenkartig miteinander verbunden, daß ein Schiefstellen oder eine senkrechte Bewegung eines Schwimmkörpers ohne Einfluß auf die Lage des anderen bleibt. Auf jedem Schwimmkörper ruht der Träger auf besonders geführten Stützsäulen gelenkartig auf, die wiederum mit den Schwimmkörpern gelenkig verbunden sind. Es läßt sich somit jeder einzelne Schwimmkörper beim Heben je nach der auf ihn einwirkenden Belastung unabhängig vom anderen einstellen. E.

Statische Untersuchung eines Hallenbinders.

Von J. M. Bernhard, München.

Für eine Walzwerksanlage war eine zweischiffige Halle zu bauen (Abb. 1, 1a, 1b) von je 24 m Spannweite. Es wurde eine äußerst wirtschaftliche Anordnung in bezug auf Materialaufwand gefordert. Die durch die Art der Dacheindeckung — Bimsbeton mit Eiseneinlagen und doppelter Lage von Teerpappe — ermöglichte geringe Neigung des Daches



gestattete es, die Binder über zwei Hallen hinweg zu führen. Infolge der ungünstigen Bodenverhältnisse mußte von einer Säuleneinspannung Abstand genommen werden. Die Binder mit den Stützen wurden nach außen portalartig ausgebildet zur Aufnahme des Winddruckes auf die Längswände und zur direkten Übertragung auf die Fundamente.

Abb. 1 zeigt die allgemeine Anordnung. Das System ist für senkrechte Belastung dreifach statisch unbestimmt[1]). Als unbekannt erscheinen der Vertikalfußdruck der Mittelstütze und zwei wagerechte Schübe X_2 und X_3 an den Säulenfüßen.

Für horizontale Belastung ist das System ebenfalls dreifach statisch unbestimmt. Bei symmetrischer Konstruktion könnte jedoch mit großer Annäherung der Fall als statisch bestimmt behandelt werden. Der Schub verteilt sich dann zu gleichen Teilen auf die drei Säulen.

Infolge der erwähnten schlechten Bodenverhältnisse kommt jedoch ein statisch unbestimmtes System, trotz der vielen Vorzüge hier nicht in Frage. Die statische Unbestimmtheit kann durch Einführung von Gelenken aufgehoben werden.

In Abb. 1a ist ein weiteres Gelenk hinzugekommen. Wir haben nun bei vertikaler Belastung nur noch zwei statisch unbestimmte Größen, und zwar den vertikalen Mittelstützendruck und die zwei gleichen wagerechten Schübe an den Füßen der Außensäulen. Bei horizontaler Belastung würde streng genommen das System zweifach statisch unbestimmt sein. Bei symmetrischer Konstruktion ist es jedoch erlaubt, näherungsweise den Schub gleichmäßig auf die beiden Außensäulen zu verteilen. Die Mittelstütze geht dann leer aus.

In Abb. 1b wurde ein weiteres Gelenk hinzugefügt. Bei fünf Gelenken erhalten wir für senkrechte Belastung nur eine Unbekannte, den vertikalen Mittelstützendruck. Hinsichtlich der wagerechten Belastung ist das Fachwerk (wenn die mittlere Säule unten eingespannt und oben ein Gelenk hat) statisch bestimmt. Der Druck wird ganz von der Mittelstütze aufgenommen. Wie gezeichnet, ist das System bei Symmetrie mit großer Annäherung statisch bestimmt.

Die Einfügung eines weiteren Gelenkes führt zu einem Doppeldreigelenkbogen.

Die Anordnung ist nun auf äußere und innere Verschieblichkeit zu untersuchen. Wäre das Mittelstützengelenk a horizontal verschieblich angeordnet, so würden bei symmetrischer Konstruktion das eine imaginäre Kämpfergelenk, das Mittelgelenk und das andere Kämpfergelenk in einer Geraden liegen, und das Fachwerk wäre dann von unendlich kleiner Beweglichkeit.

Hier ist jedoch weder die Konstruktion symmetrisch noch das Mittelstützengelenk a verschieblich angeordnet. Bei den geringen Windflächen kann man die eingespannte biegungsfeste Stütze als starres Gebilde bezeichnen. Um nun eine möglichst wirtschaftliche Profilausnutzung zu erzielen, ist es nötig, zunächst einen Einblick in die Verteilung der inneren Kräfte zu gewinnen. Dies wurde am schnellsten und übersichtlich durch Zeichnen von Einflußlinien erreicht, und zwar wurden letztere für horizontale und vertikale Belastung getrennt konstruiert (Abb. 2 bis 26 inkl.).

Bezüglich der Entwicklung der Einflußlinien für horizontale Kräfte verweise ich auf die Dr.-Dissertation von Prof. Kögler[2]).

Auf Grund der gewonnenen Einsicht wäre evtl. die Form des Binders, Lage der Scheitelgelenke, Neigung des Untergurtes, Feldereinteilung usw. neu zu entwerfen und so (an Hand meiner Profilbilder) eine möglichst günstige Materialausnutzung und Kräfteverteilung zu erzielen.

Wie dies schon aus den Einflußlinien zu erkennen, bewirken die Windkräfte beispielsweise bei einer Anordnung ähnlich Abb. 2 fast durchweg eine Entlastung der Konstruktion[3]).

Wiederinstellungbringen einer eisernen Brücke nach einer Erdrutschbewegung.

[Nach Eng. News-Rec. v. 15. Januar 1925.)

Die 12.-Avenue-Südbrücke in Seattle, eine Auslegerbogenbrücke mit drei Hauptträgern von 29—52—29 m Weite der drei Öffnungen, wurde im Februar 1917 an ihrem südlichen Ende von einem Erdrutsch betroffen, der sie in ihrer Längsachse um 62½ cm nach Norden verschob. Eine weitere Verschiebung wurde glücklicherweise durch das nördliche Widerlager aufgehalten und dadurch verhindert, daß die Auflager von den Fundamenten rutschten. Da sonst keine erheblichen Schäden aufgetreten waren, konnte die Brücke leicht wiederhergestellt werden.

Sobald die Überbauten von den zerstörten Unterstützungen abgehoben werden konnten und auf die alte Höhe gebracht worden waren, wurden neue Pfeilerkronen für die neue Lage der Brücke ausgeführt.

Zur Zeit des Unfalles trug die Brücke vorübergehend eine geneigte Fahrbahn über dem Obergurt, auf der die Straße während der Vollendung von Planierungsarbeiten an dem südlichen Berghang überführt wurde. Die Brücke wog ausschließlich dieser vor-

[1]) Beweis: Vorhanden einschließlich der Erdscheibe 2 Scheiben mit 3 Gelenken, gefordert $(2-1)\cdot 3 = 3$ Verbindungsstäbe, vorhanden (bei 3 festen Gelenken): $3\cdot 2 = 6$ Verbindungsstäbe.

[2]) Einflußlinien für beliebig gerichtete Kräfte von Prof. Dr. Kögler. In meinem Buche „Die Statik der Brückenkrane" habe ich bei Berechnung der Brückenstütze diese Einflußlinien für einen symmetrischen Dreigelenkbogen (nach Prof. Kögler) abgeleitet; im übrigen an 2 durchgerechneten Beispielen (a. H. 19 Tafeln) die Vorteile der statisch unbestimmten Systeme gezeigt; die Berechnung des Fahrwiderstandausgleichs habe ich der Dissertation des Herrn Magistratsbaurats Dr Luz David versehentlich ohne Quellenangabe entlehnt, was ich hiermit nachgeholt haben möchte.

[3]) Bei Ausführung sind die Binderteile a c entsprechend der Durchbiegung aus Eigengewicht usw. zu überhöhen.

übergehenden Aufbauten 600 t, die je zur Hälfte an den drei Hauptpfeilern aufgenommen wurden. Infolge der unsicheren Bodenverhältnisse wurde kein Versuch gemacht, die Brücke in ihre ursprüngliche Lage zurückzubringen, sondern dafür das hölzerne Gerüst, welches nach dem Unfall schnell eingebaut war, verstärkt, dann der Überbau angehoben und vorübergehend abgefangen, bis neue Lager darunter vorbereitet werden konnten. Es wurde ein Plan ausgearbeitet, wonach Konsole an den Stehblechen der Hauptpfosten über den Hauptfeilern angenietet wurden, und mit Hilfe eines Rostes von I-Trägern und Balken ein Widerlager zum Einbau von Winden geschaffen. An jedem Außenträger über dem Auflager wurden 4 Kugellagerwinden von je 25 t, am Mittelträger 4 Winden von 50 t angesetzt und so von 12 Mann erst der südliche Teil der Brücke angehoben, unterbaut und dann der nördliche, wie aus der nebenstehenden Abb. 1 hervorgeht.

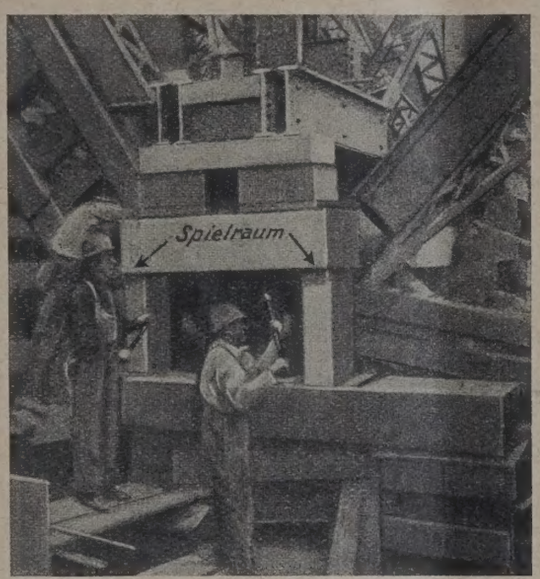


Abb. 1. Anheben des Auflagers.

Sorgfältige Messungen der Spannweite und Höhenlage der Lagerzapfen vor dem Heben hatten gezeigt, daß die Brücke sich unter der gewaltigen Kraft des Erdrutsches nur wenig verändert hatte.

Da die Brücke beim Hochheben nur auf den schmalen Auflagerflächen der Hebeböcke schwebte und die Gefahr eines seitlichen Abgleitens bestand, wurden 4 Bockgestelle angebaut, um ein Abrutschen zu verhindern, die dem Hubvorgang entsprechend hochgekeilt wurden. Eine Hubperiode von 2 Stunden brachte die Brücke um 200 mm höher, worauf sie auf die Holzroste abgesetzt wurde. 7 Tage dauerte dann das Instellungbringen der alten Aufla gerplatten, Roste, Vergießen mit neuem Zement und Abbinden. Inzwischen waren die Betonarbeiten auf dem nördlichen Teil der Brücke vom Fundamentfuß bis zur Oberkante eingeleitet und durch warmes Wasser über der Pfeilerkrone für ein schnelles Abbinden gesorgt. Nach dem Herunterlassen der Brücke wurden noch Ankerlöcher in den neuen Beton gebohrt, die Anker eingebracht und vergossen. Den Zustand kurz vor Beendigung dieser Arbeiten zeigt die Abb. 2.

A. Dürbeck.

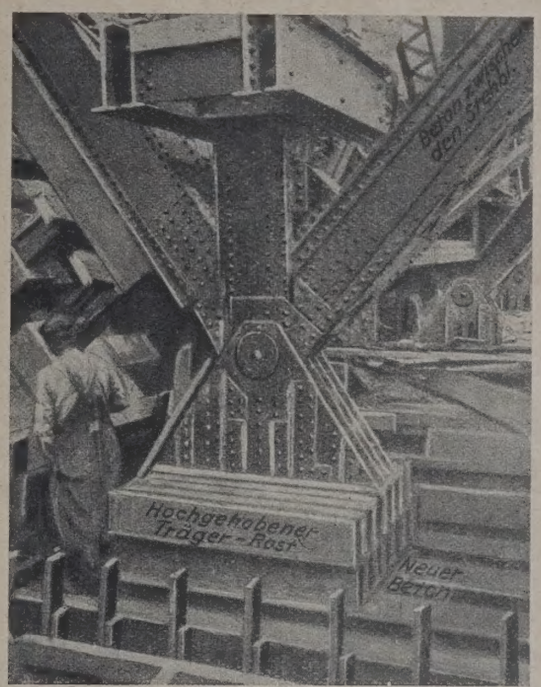


Abb. 2. Wiederhergestellte Auflager.

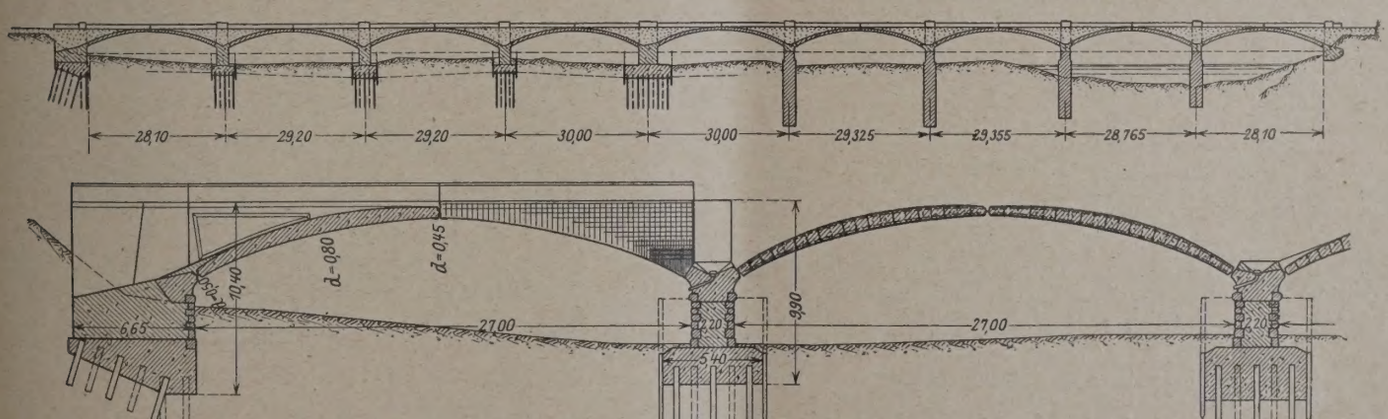
Die neue Brücke über den Piave bei Cesana (Belluno).

An Stelle der im Weltkrieg teilweise zerstörten und dann notdürftig ausgebesserten Brücke mit eisernen Überbauten ist in den Jahren 1922—1924 eine Wölbbrücke aus Eisenbeton erbaut worden. Sie hat 6 m Verkehrsbreite, davon 4,8 m Fahrbahnbreite, und ist für Dampfwalzen von 18 t mit 400 kg/m² gleichmäßiger Last daneben bei 25 % Stoßzuschlag berechnet, die hölzerne Hilfsbrücke für Wagen von 6 t Gesamtgewicht. Die Wölbbrücke hat 4 Öffnungen von je 27 m Lichtweite mit 3 neuen Zwischenpfeilern von 2,2 m und einem Trennungspfeiler von 5 m Stärke und 5 Öffnungen mit etwas wechselnden Lichtweiten zwischen den alten Pfeilern. Die Pfeiler sind über der Gründung 7,7 m, über der Vorkopfabdeckung 5,5 m lang. Die Dreigelenkbogen haben in allen Öffnungen gleichmäßig 26,4 m Spannweite zwischen den Kämpfergelenken und 3,3 m = $^1/_8$ Stich mit 45 cm Stärke im Scheitel, 50 cm im Kämpfer und 80 cm in der Mitte der Bogenhälften und 5,5 m Breite.

Die Pfeiler bestehen aus Zementkiesbeton 1 : 2,5 : 5 mit Natursteinverkleidung, die Gewölbe, Stirnmauern und Brüstungen aus bewehrtem Zementkiesbeton 1 : 2 : 4 mit nachgeputzten Sichtflächen; die Fußwege haben geglätteten und geschliffenen Zementputz und Natursteinbord.

Die Gewölbe, die für die ständige Last keiner Verstärkung bedürfen, haben unten und oben symmetrische Netzbewehrung mit Bügelverbindung. Der Trennungspfeiler, die 3 neuen Zwischenpfeiler und das neue linke Widerlager sind auf achteckigen Tragpfählen aus Eisenbeton der Bauart Considère von 8 m Länge gegründet (im ganzen 137 Stück), die durch Dampframmen mit 1000 kg Bärgewicht 7 m tief unter die Gründungssohle eingetrieben worden sind. Die Pfeilergrundkörper sind durch hölzerne Senkkästen umschlossen.

Für die Bauausführung ist zunächst ein Arbeitssteg über den ganzen Fluß errichtet worden, der 300 m³ Holz und 2000 kg Eisen erforderte (gegen 370 m³ Holz und 5600 kg Eisen der Hilfsbrücke). Der Gründungsbeton wurde durch einen Schüttrichter unter Wasser eingebracht, nach dem Erhärten der Senkkasten außen mit geölter Leinwand gedichtet und der Aufbau dann unter Wasserhaltung fortgesetzt. Das Gießen der Gewölbe, in Abschnitten symmetrisch zum Scheitel, hat durchschnittlich je 5 Tage gedauert. Die Bewegungen der Lehrgerüste während der Wölbarbeit wurden durch je 6 Biegungsmesser mit Gleitmaßstäben in jeder Öffnung überwacht.



Die Belastungsprobe mit 6 Lastkraftwagen mit Anhängern im Gesamtgewicht von 48 t, die mit verschiedenen Geschwindigkeiten über die Brücke fuhren und für jeden Bauteil die jeweilig ungünstigste Stellung erhielten, hat Bewegungen des Scheitels von ± 3 mm, jedoch keine bleibende Senkung ergeben und keinerlei Schäden gezeigt. Auffällig ist die Hebung des Gewölbescheitels um 8 mm infolge einer Temperaturerhöhung von 11 auf 20° C innerhalb 7 Stunden. (Forts. folgt.)

Ein neues Hochhaus in Aachen.

Das erste deutsche Hochhaus mit vollständig eiserner Tragkonstruktion, welches den Namen „Lochner-Haus" tragen wird, wird z. Z. in Aachen errichtet.

Das Lochner-Haus besteht aus drei Hauptteilen: dem 12-stöckigen Turmbau, der sich auf einer Grundfläche von 18 × 21 m² zu einer Höhe von 40 m erhebt, dem daran anschließenden Langbau mit einer Grundflache von 48 × 22 m² bei rd. 20 m Höhe und dem in der Verlängerung des Langbaues stehenden Kinobau, der über zwei Kellergeschossen und dem Erdgeschoß einen für ein Lichtspieltheater vorgesehenen hallenartigen Raum mit auskragenden Tribünen besitzt (Abb. 1).

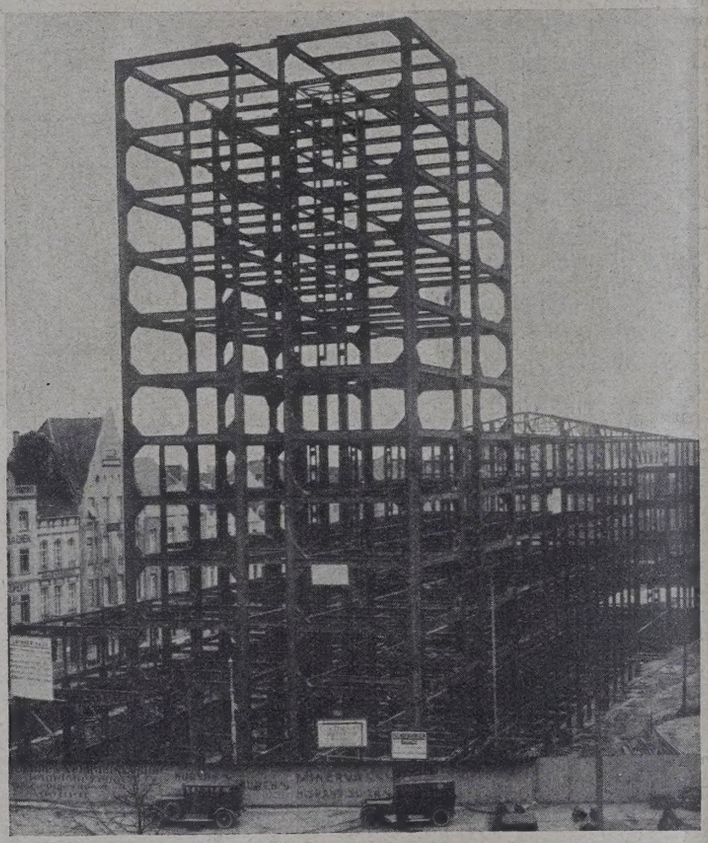


Abb. 1.

Eine besondere rechnerische und konstruktive Durcharbeitung erforderte vor allem der Turmbau, der infolge seiner Höhe erheblichen Windkräften ausgesetzt ist, welche durch das Stahlgerippe aufgenommen werden mußten. Somit war die Verbindung der in den Außenwänden liegenden Stützen und Riegel sämtlicher Stockwerke zu aufeinandergereihten Steifrahmen die gegebene Lösung. Die beabsichtigte architektonische Gliederung der äußeren Turmflächen wie auch konstruktive Gründe führten dazu, in jeder der vier Turmseiten zwei nebeneinanderstehende Rahmensysteme auszuführen und so miteinander zu verkoppeln, daß jedem Rahmensystem die Hälfte der horizontalen Kräfte zugewiesen werden konnte. So entstanden im ganzen acht 12-stöckige Rahmen, deren Berechnungsweise hier nur kurz angedeutet werden soll.

Das System des 12-stöckigen Rahmens (Abb. 2) ist 36-fach statisch unbestimmt. Da aber Symmetrie sowie Gleichgewicht der beiderseitigen Knotenlasten vorliegen, sind sämtliche Momente rechts und links entgegengesetzt gleich. Somit haben die Momentflächen in den Mittelpunkten der Riegel Nullpunkte, an deren Stelle Gelenke angenommen werden können. Hierdurch vermindert sich die Zahl der Unbekannten auf 24. Eine weitere Vereinfachung ergibt sich, wenn die rechts und links auftretenden Unbekannten paarweise zu einer Gruppe zusammengefaßt werden. Man erhält dann das in Abb. 3 dargestellte Grundsystem mit 12 „Unbekannten (X_a bis X_n), dessen weitere Behandlung nach den im Kompendium der Statik der Baukonstruktionen von Dr.-Ing. Pirlet, Aachen" angegebenen Methoden erfolgt [1]).

Sämtliche Rahmen wurden zweiwandig ausgeführt. Hieraus ergab sich für die Ecksäulen, in denen die Rahmen zweier Turmseiten zusammentreffen, der in Abb. 4 dargestellte Querschnitt, für die Säulen in Wandmitte der Querschnitt nach Abb. 5. In diese Säulenquerschnitte wurden an den Rahmenecken kräftige mit Winkeln gesäumte und durch Bindungen versteifte Eckbleche eingefügt, an denen die ebenfalls zweiwandigen Riegel angeschlossen wurden. Diese bestehen bei den meisten Geschossen aus genieteten Trägern; nur in den obersten Stockwerken waren U-Eisen ausreichend. Bei der Vernietung der Eckbleche fanden die Ergebnisse der Untersuchungen von Grüning [2]) über Spannungen in Knotenpunkten von Vierendeelträgern Berücksichtigung.

Die Aufstellung der Turmkonstruktion ging folgendermaßen vor sich (Abb. 6): Auf den Fundamenten wurden zunächst mittels Schwenkmastes vier im Kern des Turmes stehende Säulen nebst den zugehörigen Trägern montiert. Diese Kernsäulen wurden alsdann als Standbaum für zwei eiserne Schwenkmaste benutzt, mit deren Hilfe die unteren rd. 10 m langen Teile der Rahmensäulen aufgestellt und die Riegel eingebaut wurden. Nach Vollendung der Eisenkonstruktionen bis zum ersten Säulenstoß hob ein Schwenkmast den andern auf die oberste bereits eingebaute Trägerlage, die Kernsäulen wurden höher geführt und von hier aus genau wie vorher auf den Fundamenten die Montage fortgesetzt. Dieses Spiel wiederholte sich ein zweites und drittes Mal. Selbstverständlich wurden sämtliche Verbindungen der Rahmen vernietet. Eine Verankerung oder Einspannung der Säulenfüße war nicht erforderlich, weil die Vertikallasten bedeutend größer sind als die aus Winddruck entstehenden Zugkräfte.

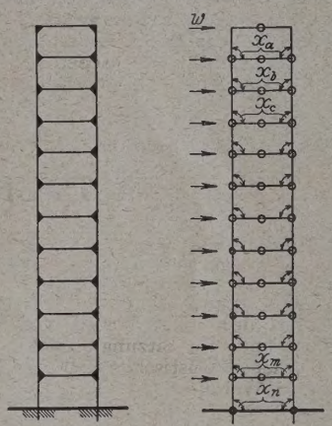


Abb. 2. Rahmensystem.

Abb. 3. Grundsystem.

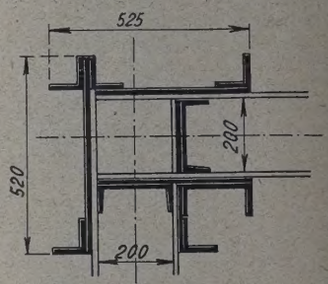


Abb. 4. Querschnitt einer Ecksäule.

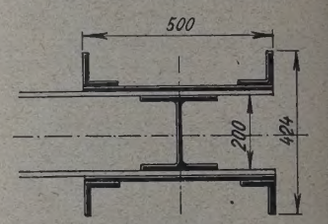


Abb. 5. Querschnitt einer Rahmensäule.

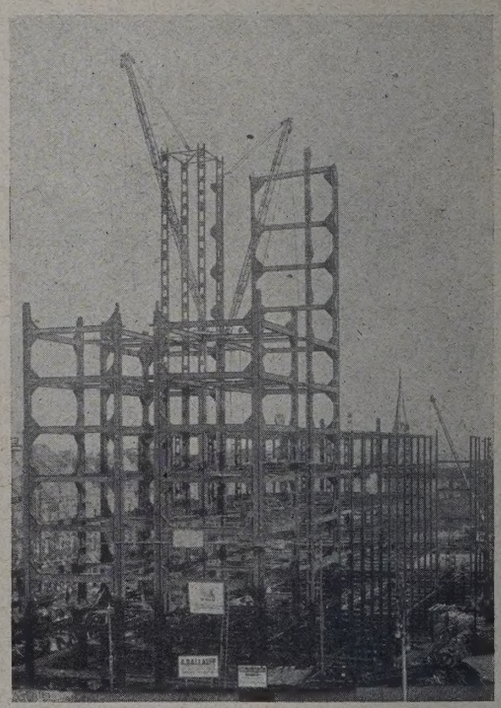


Abb. 6.

[1]) Vgl.: Pirlet, „Die Berechnung von Stockwerksrahmen" in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1922 und Mols, „Zur Berechnung von Stockswerksrahmen" in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1922.

[2]) Vgl: Grüning, „Die Spannungen im Knotenpunkt eines Vierendeelträgers" in der Zeitschrift „Der Eisenbau" 1914.

Wesentlich einfacher als beim Turm lagen die Verhältnisse beim Langbau. Hier sind einzelne Querwände massiv ausgebildet und nehmen ohne weiteres die Windkräfte auf, welche innen durch die als horizontale starre Scheiben wirkenden massiven Decken zugeführt werden. Die Stützen werden somit nur senkrecht belastet und wurden in der im Eisenhochbau üblichen Weise ausgebildet.

Auch der Kinobau bietet keine Besonderheiten. Die unteren Geschosse sind in der gleichen Art wie beim Langbau behandelt. Der eigentliche Theaterraum ist eine Hallenkonstruktion, deren Steifigkeit durch Einspannung der Ecksäulen erreicht wurde. Die Montage des Kinos wie auch des Langbaues erfolgte in der gebräuchlichen Weise mittels hölzerner und eiserner Schwenkmaste.

Das Aachener Hochhaus wurde von Prof. Fahrenkamp in Düsseldorf entworfen. Die konstruktive Durchbildung und die gesamte Ausführung der Eisenkonstruktion erfolgte seitens der Gesellschaft Harkort in Duisburg nach den von Dr.-Ing. Pirlet in Aachen im Auftrage des Bauherrn aufgestellten Berechnungen und generellen Entwürfen.

Der Aufführung eines Hochhauses wird stets eine sorgfältige Abwägung nicht nur der Kosten, sondern auch der besonderen Vorteile der verschiedenen Bauweisen, die sich ja letzten Endes wieder geldlich auswirken werden, vorausgehen. Als besondere Vorzüge der Eisenbauweise seien kurz erwähnt: Schnelligkeit der Aufstellung des tragenden Gerippes bei jeder Witterung, völlige Unabhängigkeit der Tragkonstruktion von der Ausführung der Decken, mit deren Einbau durch einen anderen Unternehmer an beliebiger Stelle auf einfacher, an den eisernen Deckenträgern angehängter Schalung begonnen werden kann. Ferner besteht sowohl während der Bauausführung als auch später jederzeit die Möglichkeit, größere bauliche Änderungen vorzunehmen. — Beim Lochner-Haus wurde hiervon bereits Gebrauch gemacht. — Als besonderer Vorteil erweist sich der geringe Raumbedarf des tragenden Gerippes, wodurch bei einem Hochhause mit Stahlgerippe infolge der kleinen Stützenquerschnitte gegenüber anderen Bauweisen ein Gewinn von etlichen hundert Quadratmetern nutzbarer Deckenfläche — also die Vergrößerung eines Hauptverzinsungsfaktors — erzielt wird, ein Vorteil, dessen Bedeutung mit der Höhe des Gebäudes stark zunimmt. R.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Beratungen im Reichsverband der Deutschen Industrie über Wohnungspolitik.

Der Reichsverband der Deutschen Industrie hat kürzlich einen „Ausschuß für Wohnungspolitik" errichtet, der unter Vorsitz von Baurat Dr.-Ing. Riepert am 9. März 1926 seine erste Sitzung abhielt.

Regierungsrat Keller vom Preußischen Statistischen Landesamt sprach über das Thema „Statistik und Wohnungsnot". In den Jahren 1919 bis 1924 hat ein Reinzugang von Wohnungen durch Umbau oder Neubauten von insgesamt 650 000 Wohnungen gleich jährlich 110 000 Wohnungen stattgefunden. Da vor dem Krieg der Zugang an Wohnungen jährlich 200 000 betrug, ergibt sich ein Fehlbetrag von 600 000 Wohnungen. Daß ein Wohnungsbedarf in dieser Höhe noch für längere Zeit bleibt, ist daher anzunehmen.

Den vorläufigen Ergebnissen der Volkszählung vom 16. Juni 1925 ist allerdings zu entnehmen, daß die Zahl der Wohnhäuser von 1910 bis 1925 in Preußen von 3 454 842 auf 3 964 388, also um 508 546 oder um 14,75% zugenommen hat, während die preußische Einwohnerzahl nur um 9,9% (ortsanwesende Bevölkerung 1925) gestiegen ist. Man könnte aus diesen Zahlen die Anschauung gewinnen, daß es zweifelhaft sei, ob und inwieweit überhaupt noch von einer Wohnungsnot gesprochen werden könne. Bei Beurteilung dieser Frage darf aber nicht nur das Wachstum der Bevölkerung, sondern vielmehr die Vermehrung der Zahl der Haushaltungen in Betracht gezogen werden. Letztere haben nämlich seit 1910 in Preußen um 24,72% zugenommen. Auf ein bewohntes Wohnhaus entfallen daher 1925 durchschnittlich weniger Personen, aber mehr Haushaltungen als 1910. Über die Wohnungsdichtigkeit gab der Referent einige interessante Zahlen. So betrug in Berlin im Jahre 1913 die Zahl der Personen, die auf eine Wohnung entfallen, 4,06. Im Jahr 1925 = 3,43 Personen. In Dresden betrug die Anzahl der auf eine Wohnung entfallenden Personen im letzten Friedensjahr 3,95, jetzt = 3,57 Personen. Es wäre aber falsch, aus diesem Rückgang in der Wohnungsdichte etwa auf eine größere Zahl freiwerdender Wohnungen zu schließen. Diese Wohnungsdichtigkeit müßte bei einem der Zahl der Haushaltungen entsprechenden Stand an Wohnungen noch geringer werden, da beispielsweise in Städten wie Königsberg, Nürnberg, Frankfurt, Düsseldorf, Leipzig die Zahl der Wohnungen mit mehr als einer Haushaltung von 1 bis 2% vor dem Krieg auf 10 bis 13% im Jahre 1924 gestiegen sei. Als zweiter Redner verbreitete sich Dr. Stohn über die Entwicklung des Wohnungswesens in den übrigen europäischen Staaten während der Nachkriegszeit.

Als dritter Redner sprach außerordentlich fesselnd und lehrreich Professor Dr. Dessauer, welcher als Mitglied der Zentrumspartei dem Reichstage angehört. Er bezeichnete als Voraussetzung für die Beseitigung des Wohnungselends und der Aufhebung der Wohnungszwangswirtschaft eine Herabsetzung der außerordentlich hohen Baukosten und die Schaffung der Möglichkeit, daß der Wohnungsinhaber ohne öffentliche Zuschüsse imstande sei, die Wohnungen zu verzinsen, zu unterhalten und zu amortisieren. Den Weg für die Herabsetzung der Baukosten sieht Professor Dessauer in einer Typisierung und Normalisierung unserer Bauweise. Nach den Vorarbeiten, die auf diesem Gebiete geleistet seien, und den Versuchen, die man an verschiedenen Orten bereits mit dem Bau von derartigen normalisierten Typenbauten gemacht habe, sei es tatsächlich gelungen, die Baukosten auf die Hälfte der jetzigen Kosten herabzusetzen. Die Normalisierung müsse zu diesem Zweck so weit durchgeführt werden, daß es möglich sei, die Häuser in Zukunft nicht mehr zu bauen, sondern gewissermaßen „zu fabrizieren", indem ungefähr 80% des Hauses fabrikmäßig hergestellt und dann verhältnismäßig schnell an Ort und Stelle aufmontiert werden könnten.

Bei der Finanzierung des Wohnungsbaues müsse man in erster Linie wieder zu volkswirtschaftlich gesunden Grundsätzen zurückkehren; das bedeute aber einen Abbau der Zwangswirtschaft und das Ende der Bezuschussung des Wohnungsbaus aus öffentlichen Mitteln. Der Wohnungsbau müsse auch dem Privatkapital wieder gute Anlagen bieten können. Dazu sei vor allem eine Reduzierung der Baukosten anzustreben. Je nach der Gegend, in der gebaut werden soll, müßten einheitliche Typen für den Ziegelbau, für das Betongußverfahren bzw. für den Betonplattenbau geschaffen werden. Die zu 80% fabrikmäßig erstellten Häuser müßten dann kolonnenartig herangeführt und gewissermaßen „bandartig" gebaut bzw. montiert werden. Wenn auf diese Weise erst eine nationalökonomisch richtige Grundlage für das Bauen geschaffen sei, werde es leicht gelingen, ausländisches Wohnkapital, das in 15 bis 20 Jahren zu amortisieren und mit 7% zu verzinsen wäre, heranzuziehen. Allerdings dürfte man dabei vor vereinzelten Sonderinteressen, z. B. der Architekten, nicht Halt machen. Allein die Architektengebühren betrügen zurzeit etwa 6% der Baukosten. Auch die Wohnungsinhaber müßten ihre Ansprüche beschränken, man könne unmöglich weiterhin jedes Haus architektonisch und im Innenbau verschieden gestalten. Wenn vielfach Handwerkerkreise gegen das fabrikmäßige und serienweise Herstellen der Wohnungen und des Wohnungsbedarfes seien, so sei das verständlich. Es sei aber anzunehmen, daß mit einer Belebung des Baumarktes und damit der Industrie die wirtschaftlichen Verhältnisse so gebessert würden, daß schon dadurch dem Handwerk ein Ausgleich geboten würde. Eine große Idee lasse sich eben nur gegen die zahlreichen Sonderinteressen durchsetzen.

Der Vertreter des Braunkohlenbergbaues, Regierungspräsident a. D. von Gersdorf, stimmte den Ausführungen des Professors Dessauer im allgemeinen zu, glaubte indessen bezweifeln zu müssen, daß es möglich sei, die Baukosten in dem von dem Vortragenden erwähnten Ausmaße herabzudrücken. Nach seinen Erfahrungen sei es auch nicht möglich, ausländische Anleihen unter einer Verzinsung einschließlich Amortisierung von 12 bis 13% hereinzubekommen. Von den anwesenden Vertretern des Hochbaues wurde namentlich der Annahme entgegengetreten, daß Wohnungen mit 80 m² Wohnfläche selbst bei serienweiser Herstellung zu M. 8000 hergestellt werden könnten. Zurzeit sei bei einem zweistöckigen Haus pro Wohnung von 33 m² Fläche mit Baukosten in Höhe von 13 500 M. zu rechnen. Ferner wurde die Befürchtung ausgesprochen, daß bei dem „bandartigen", serienweisen Bau in entscheidenden Momenten der Ausführung noch in stärkerem Umfange als bisher mit der Streikgefahr zu rechnen wäre. Vor der Aufnahme von Auslandsanleihen wurde gewarnt.

Der „Ausschuß für Wohnungspolitik" des Reichsverbandes der Deutschen Industrie will in seiner nächsten Sitzung weiterhin die Frage prüfen, inwieweit das Bauwesen tatsächlich mechanisiert werden kann und ob man dadurch zu einer wesentlichen Senkung der Baukosten kommen kann. Erst wenn diese Grundlagen festlägen, könne man weiterhin das Finanzierungsproblem in Angriff nehmen.

Die Arbeiten des Ausschusses verdienen die ernste Aufmerksamkeit der Bauindustrie.

Regierungsmaßnahmen zur Förderung des Wohnungsbaues. Die Reichsregierung beabsichtigt, eine Summe von 200 Mill. Mark durch Vermittlung des Reichsarbeitsministeriums als Zwischenkredit zur Verfügung zu stellen. Dieser Zwischenkredit soll den Ländern gegeben werden, um ihnen die Durchführung eines verstärkten Wohnungsbauprogrammes zu ermöglichen. Die Länder sollen den Kredit durch Hypothekenbanken oder ähnliche Anstalten, die zur Ausgabe von Pfandbriefen berechtigt sind, weitergeben. Die Bürgschaft für die Pfandbriefe sollen die Länder, Kommunalverbände und Gemeinden übernehmen. Über die praktische Durchführung dieser Maßnahmen schweben noch Verhandlungen. Man rechnet damit, daß im Jahre 1926 etwa 120 000 Wohnungen gebaut werden können.

In Preußen hat sich die Seehandlung bereit erklärt, auf die in den nächsten Monaten zu erwartenden Eingänge aus der Hauszinssteuer Vorschüsse bis zu 50 Mill. schon jetzt zur Verfügung zu stellen. Auch die Landesregierung hat bereits aus den Mitteln, die dem staatlichen Wohnungsfürsorgefonds im Jahre 1926 zufließen werden, einen Betrag von 25 Mill. Mark zur Verfügung gestellt.

Cl.

Die Bautätigkeit im Deutschen Reich 1919/1924. Eine Übersicht über die Entwicklung des Wohnungsbaues im Reich in den letzten Jahren gibt die folgende Tabelle:

	Zugang durch Neubau		Reinzugang	
	Wohngebäude	Wohnungen	Wohngebäude	Wohnungen[1])
1919	21 465	35 596	19 046	56 714
1920	43 411	75 928	40 444	103 092
1921	66 786	108 596	62 199	134 223
1922	74 693	124 273	69 259	146 615
1923	54 824	100 401	51 009	118 333
1924	54 377	94 807	49 413	106 502

Die Gestaltung der Wohnungsbautätigkeit in Stadt und Land wird durch folgende Übersicht veranschaulicht:

Reinzugang an Wohnungen nach Ortsgrößenklassen.
Auf 1000 der Bevölkerung.

	1919	1920	1921	1922	1923	1924
bis 2 000 Einw.	0,80	1,20	1,88	2,15	1,44	1,50
2 001 — 5 000 „	1,31	2,11	3,15	3,07	2,29	2,35
5 001 — 10 000 „	1,39	2,46	3,53	3,27	2,49	2,32
10 001 — 20 000 „	1,42	2,72	3,48	3,85	2,27	1,95
20 001 — 50 000 „	1,50	2,61	2,79	3,12	2,25	2,01
50 001 — 100 000 „	1,00	2,52	2,46	2,70	2,67	1,92
über 100 000 „	0,65	1,53	1,65	1,94	1,86	1,37
Deutsches Reich	0,94	1,71	2,23	2,48	1,89	1,70

(Nach „Wirtschaft und Statistik". Vergl. auch „Bauingenieur" 1926, Heft 3, S. 58.)

Internationale Arbeitszeitkonferenz in London. Vom 15. bis 19. März d. J. hat in London eine Konferenz der Arbeitsminister von Deutschland, Frankreich, England, Belgien und Italien stattgefunden, in der versucht wurde, eine Einigung der genannten Länder über die Auslegung und Ratifizierung des Washingtoner Arbeitszeitabkommens herbeizuführen. Der Deutsche Arbeitsminister, Dr. Brauns, betonte, daß die Deutsche Arbeitszeitverordnung vom Dezember 1923 nur ein Notgesetz sei. Die Rückkehr zu einem Normalarbeitstag von 8 Stunden stelle für Deutschland keine Unmöglichkeit dar. Es bestehe eine Statistik über die Arbeitszeit Anfang 1925 in Deutschland, von der rd 10,9 Mill. Arbeitnehmer erfaßt seien. 8,432 Mill. Arbeitnehmer hätten eine regelmäßige Wochenarbeitszeit von 48 Stunden gehabt, nur 1,190 Mill. Arbeiter, also kaum mehr als $^1/_9$ der erfaßten Arbeitnehmer, hätten mehr als 48 Stunden gearbeitet. Die deutsche Reichsregierung habe bereits die Vorlage eines Arbeitszeitgesetzes ausgearbeitet, welches so gestaltet sei, daß die Ratifizierung des Washingtoner Abkommens auf der Grundlage dieses Gesetzes erfolgen könne. Das Gesetz werde auch dann in Kraft gesetzt werden, wenn wider Erwarten die Ratifizierung des Washingtoner Abkommens nicht zustande käme.

Der englische Arbeitsminister betonte, daß England an günstiger Gestaltung der Arbeitszeit für seine Arbeiter keinem anderen Lande nachstehe. England habe das Washingtoner Abkommen nur deshalb nicht ratifiziert, weil zwischen den Regierungen der auf dieser Konferenz vertretenen Länder erhebliche Differenzen über die Auslegung der wichtigsten Artikel des Abkommens aufgetreten seien.

Die Verhandlungen betrafen vor allem die Frage der Sonntagsarbeit, der Überstunden und der Verteilung der Arbeitszeit für Saisonarbeiter. Für das deutsche Baugewerbe ist besonders wichtig, inwieweit eine Einigung hinsichtlich der Begriffsbestimmung und Behandlung von Saisonbetrieben erzielt wurde. In den übrigen an der Konferenz beteiligten Ländern ist auf die besondere Lage der Saisongewerbe bereits Rücksicht genommen. Dies gilt vor allem für Frankreich, dessen Regelung den Saisonbetrieben eine weitgehende Abweichung vom schematischen Achtstundentag einräumt. Es wurde schließlich eine Einiguug darin erzielt, den § 5 des Washingtoner Abkommens, der eine Abweichung vom regelmäßigen Achtstundeutag durch Vereinbarung zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern zuläßt, auch auf Bauarbeiter Anwendung finden darf.

Cl.

Die Bildung der Gewerbe- und Grundwertausschüsse bei den Finanzämtern. Nach § 65 des Reichsbewertungsgesetzes vom 10. August 1925 werden zur Feststellung des Einheitswertes gewerblicher Betriebe für die Einheitswertsteuern (Vermögens-, Gewerbe-, Grund- und Gebäudesteuern) bei den Finanzämtern Gewerbeausschüsse gebildet. Ebenso werden für die Feststellung der Werte von land- und forstwirtschaftlichen Betrieben und von Grundstücken, die weder zum gewerblichen noch zum landwirtschaftlichen Betriebsvermögen gehören, für die Veranlagung Grundwertausschüsse gebildet. Zuständig ist in der Regel der Ausschuß bei demjenigen Finanzamt, in dessen Bezirk der Ort der Leitung des Betriebes liegt.

[1]) einschließlich der durch Umbau gewonnenen Wohnungen.

Die näheren Vorschriften für die Bildung dieser Ausschüsse gibt eine Verordnung vom 11. März d. J. (vgl. Gesetze, Verordnungen, Erlasse). Die Ausschüsse sollen sich zusammensetzen aus: einem Beamten des Finanzamtes (in der Regel der Vorsteher des F. A., der dann den Vorsitz führt);

einem von der Landesregierung ernannten Beamten, der mit der Bewertung von Betriebsvermögen bzw. Grundstücken vertraut ist und in der Regel den stellvertretenden Vorsitz führt;

einem Gemeindebeamten;

ferner aus je nach der Bestimmung des Präsidenten des Landesfinanzamtes 4, 6 oder 8 gewählten Mitgliedern,

und aus ernannten Mitgliedern (halb soviel wie die gewählten Mitglieder).

Die gewählten Mitglieder werden je zur Hälfte von den Vertretungen der Selbstverwaltung der Gemeinden oder Gemeindeverbände, in Preußen evtl. auch vom Kreisausschuß und den öffentlich-rechtlichen berufsständischen Vertretungen gewählt. Bei der Wahl soll darauf Bedacht genommen werden, daß möglichst alle Arten des für die Arbeit des Ausschusses wichtigen Vermögens durch sachkundige Personen vertreten werden. Das Amt der Mitglieder ist Ehrenamt, es findet jedoch eine Entschädigung für Aufwand und Zeitverlust statt.

Als berufsständische Vertretungen für die Wahl der einen Hälfte der zu wählenden Mitglieder kommen beim Gewerbeausschuß in erster Linie die gewerblichen Berufsvertretungen in Frage (Industrie- und Handelskammer, Handwerkskammer usw.). Sie sind je nach der Bedeutung des von ihnen vertretenen gewerblichen Berufsstandes im Wirtschaftsleben des Bezirks heranzuziehen. Auch die Vertretungen der freien Berufe haben ein Mitglied zu wählen. Im Grundwertausschuß überwiegen die von der Landwirtschaftskammer zu wählenden Vertreter. Die Amtsperiode der Mitglieder dauert drei Jahre, die erste Periode läuft jedoch nur bis 31. Dezember 1928.

Die ernannten Mitglieder werden vom Präsidenten des Landesfinanzamtes und der Landesregierung ernannt. Bei der Auswahl ist darauf zu achten, daß die gewählten Mitglieder so ergänzt werden, daß mindestens die Hälfte der zu wählenden und zu ernennenden Mitglieder die für die wirtschaftliche Struktur des Bezirkes wichtigsten Vermögensarten vertritt. Jedoch sollen auch andere Berufsgruppen, insbesondere auch Arbeitnehmer vertreten sein.

Bei den Ausschüssen können für örtlich abgegrenzte Bezirke Abteilungen gebildet werden, diese Abteilungsbezirke sollen sich an die bisherigen Steuerbezirke und die Bezirke der Verwaltungsbehörden anlehnen.

Zur Arbeitsmarktlage: Die Kurve der Zahlen der Arbeitsuchenden, die von Ende Oktober 1925 ab außergewöhnlich schnell sich steigerte, erreichte Anfang Februar ihren höchsten Stand. Zu dieser Zeit wurde die bisherige Höchstziffer vom Januar 1924 (ca. 2 050 000 Arbeitsuchende) noch um 20% übertroffen.

Die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe erreichte bei weitem nicht den Höchststand von vor zwei Jahren. Im Februar 1924 waren 72,6 % der Mitglieder des Deutschen Baugewerksbundes (der fast die Hälfte aller Bauarbeiter umfaßt) arbeitslos, während die größte Arbeitslosenziffer dieses Winters am 18. Januar 1926 52,4% der erfaßten Mitglieder betrug. Nach dieser Statistik, die auch die durch Frost und Schneefall bedingten Schwankungen deutlich widerspiegelt, hat eine leichte Belebung der Bautätigkeit in der ersten Hälfte Februar eingesetzt. Es waren arbeitslos in Prozent der erfaßten Mitglieder:

am 7. Dezember 1925	38,9 %
„ 21. „ „	48,8 %
„ 4. Januar 1926	45,7 %
„ 18. „ „	52,4 %
„ 1. Februar „	47,0 %
„ 15. „ „	42,0 %

Notstandsarbeiten spielen nur eine geringe Rolle, obgleich sie in diesem Winter in erhöhtem Maße aufgenommen wurden. Die Zahl der bei Notstandsarbeiten beschäftigten Bauarbeiter dürfte die Anzahl der arbeitslosen Bauarbeiter um nur etwa 3—5% verringert haben. Bei der wieder einsetzenden Bautätigkeit handelt es sich meistens um kleinere Reparatur- und Innenarbeiten oder um Beendigungen angefangener Bauten. Die Arbeitslosenzahlen der Baufacharbeiter in verschiedenen Bezirken zeigt die folgende Übersicht:

	November 1925		Januar 1926	
	Maurer	Zimmerer	Maurer	Zimmerer
Württemberg	818	356	3693	1014
Freistaat Sachsen . .	11509	4290	15565	7240
Schlesien	2720	1245	8137	4085
Pommern	2319	885	4471	1882

Sehr schlecht liegen die Verhältnisse in Ostpreußen, Pommern, Oberschlesien und auch in Berlin, relativ günstig in Bremen und München.

Eisenbahn-Gütertarif. Zum 15. März 1926 erscheint der Deutsche Eisenbahn-Gütertarif, Teil I Abteilung A neu und ist zum Preise von 60 Pfg. durch alle Güterabfertigungen der Reichsbahn zu beziehen.

Großhandelsindex.

10. Febr.	17. Febr.	24. Febr.	3. März	10. März	17. März
118,8	118,2	117,6	117,3	117,6	117,8

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 18. März.)

Verordnung über die Bildung der Grundwertausschüsse und der Gewerbeausschüsse bei den Finanzämtern und ihr Verfahren. Vom 11. März 1926. (RGBl. I, S. 151.) Vergl. die vorstehende Mitteilung.

Preuß. zweite Verordnung zur Durchführung der Aufwertung der Sparguthaben. Vom 27. Februar 1926. (Pr. Ges.-Samml. S. 98.) Für die Aufwertung der Sparguthaben bei öffentlichen oder unter Staatsaufsicht stehenden Sparkassen Preußens bedarf es in der Regel keiner Anmeldung. Für ein Guthaben unter 8 Goldmark findet keine Aufwertung statt. Die Fälligkeit und Verzinsung der aufgewerteten Guthaben wird später geregelt.

Verordnung über die Festsetzung von Pauschbeträgen nach § 70 Abs. 5 des Einkommensteuergesetzes. Vom 26. Februar 1926. (RMinBl. S. 74.) Für ausländische Arbeiter, die in Deutschland nur beschränkt steuerpflichtig sind, d. h. sich weniger als 6 Monate im Inland aufhalten, gilt die allgemeine Regelung des Steuerabzuges vom Arbeitslohn nicht. Für sie sind ohne jeden Abzug 4 vH. des Lohnes als Steuerabzug einzubehalten.

Gesetzentwurf über Steuermilderungen. Vom 1. April ab soll die Umsatzsteuer auf 0,6 % herabgesetzt werden. Neben die Beseitigung der Luxussteuer tritt die steuerliche Erleichterung wirtschaftlich gebotener Betriebszusammenschlüsse durch Änderung des Kapitalverkehrs- und Grunderwerbssteuergesetzes. Die Einkommen- und Körperschaftssteuervorauszahlungen sollen wieder am 10. Tage des ersten Quartalsmonats entrichtet werden und für das verflossene Quartal gelten. Eine Vermögensteuerveranlagung für 1926 soll nicht stattfinden. Die Vermögensteuer 1926 wird vielmehr in Höhe von drei Vierteln der Steuer für 1925 erhoben, die am 15. Mai fällige Vorauszahlungsrate soll nicht erhoben werden. Der Entwurf ist im Reichsrat angenommen.

Stundung der Obligationssteuerzahlungen Am 1. April 1926 ist eine Rate der erhöhten Obligationssteuer und auch die bis zum 1. April 1926 gestundete Oktoberrate 1925 fällig. Mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Lage vieler Unternehmungen empfiehlt der Minister, Anträgen sowohl auf weitere, als auf neue Stundung verständnisvoll entgegenzukommen. Nach Möglichkeit soll Ratenzahlung vereinbart werden. Die Stundungszinsen sollen 5—7% betragen. (Erl. R.F.M. v. 28. Febr. d. J.)

Rechtsprechung.

Reichsfinanzhof. Steuerabzug vom Arbeitslohn. Der Arbeitgeber ist auch dann verpflichtet, den Steuerabzug vom Arbeitslohn seiner Arbeiter vorzunehmen, wenn ein Arbeitnehmer behauptet (oder auch etwa nachweist), daß er aus anderem Anlaß die ihn treffende Steuer bereits gezahlt habe. Daß dem Arbeitnehmer bei tatsächlicher Doppelzahlung der Steuer nach § 129 Reichsabgabenordnung (Erstattung unrechtmäßig erhobener Steuern) ein Erstattungsanspruch zusteht, berührt die Einbehaltungspflicht nicht. Bei jeder Lohnzahlung ohne Ausnahmen ist der Steuerabzug vorzunehmen.

In dem vorliegenden Falle hatte der Arbeitnehmer auswandern wollen und behauptete, zur Erlangung der steuerlichen Unbedenklichkeitserklärung für die Zeit bis zum Ungültigwerden seines Auslandspasses die Einkommensteuer im voraus bezahlt zu haben. Die Unternehmung, bei der er tätig war, hatte darauf den Steuerabzug nicht vorgenommen und wurde nur für die rückständige Steuer in Anspruch genommen, da der Arbeitgeber neben dem Arbeitnehmer für den Einkommensteuerabzug vom Arbeitslohn seines Arbeiters oder Angestellten nach Art. I § 23 der 2. St.-N.-V. und § 78 des neuen Einkommensteuergesetzes haftet. (RFH. VI vom 10. II. 26.)

Von der Leipziger Messe.

Berichtet von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Die diesjährige Leipziger Messe war trotz der Ungunst der Zeit, oder weil man von ihr eine wirtschaftliche Belebung erwartete, vielleicht eben wegen der wirtschaftlich ungünstigen Zeit glänzend beschickt und besucht. Nicht allein vom Inland her erfuhr sie lebhaften Zuspruch. In der Erkenntnis der Bedeutung der Leipziger Messe für die Förderung wirtschaftlicher Beziehungen der Länder war auch das Ausland stark vertreten, nicht nur als Messebesucher und Käufer, sondern auch als Aussteller. Man fand nationale Meßausstellungen der Sowjet-Republiken, Italiens, Österreichs, der Schweiz, der Tschechoslowakei, daneben Einzelaussteller aus Holland, England, Griechenland, Amerika. Der Messebesuch wurde als sehr lebhaft bezeichnet.

Auf der „Technischen Messe" allein, die dem Raum nach schätzungsweise ⅔ der Gesamtmesse ausmachte, sind am ersten Messetag 50 000 Besucher gezählt worden. Das Messegeschäft selbst verlief natürlich je nach den Wirtschaftszweigen verschieden. Es wurde von erfreulichen Abschlüssen auf dem Gebiet der Elektrotechnik, der Werkzeugmaschinen, der Fördereinrichtungen berichtet. Weniger gut gingen die Geschäfte in der Textilbranche und vor allem auf dem Gebiete der Schuh- und Lederwaren, ein Spiegel der Zurückhaltung in der äußeren Lebenshaltung unserer augenblicklichen Zeit.

Während ein großer Teil der einzelnen Wirtschaftszweige auf in der Stadt zerstreut liegende Messehäuser verteilt war, was eine Übersicht erheblich erschwerte, war die „Technische Messe", von der hier hauptsächlich die Rede sein soll, in den Hallen auf dem Ausstellungsgelände in der Nähe des Völkerschlachtdenkmals klar und ziemlich übersichtlich untergebracht. Zwei neue, imposante, 100 m hohe Eisenfachtürme der Leipziger Sendestation halten wie zwei Schildwachen Wacht am Gelände und sind zugleich für die „Technische Messe" symbolische Wegzeiger. Die 13 zum Teil mächtigen Ausstellungshallen des Geländes sind soeben durch eine neue Riesenausstellungshalle vermehrt worden, ein Dokument moderner Konstruktionstechnik, eine dreischiffige Halle von 44 m Gesamtbreite (zwei 10 m breite Seitenschiffe und ein 24 m breites Mittelschiff) und 155 m Länge in Eisenfachwerk mit Backsteinausriegelung. Blechträger-Rahmenbinder überspannen das Mittelschiff, das von einem 20-t-Laufkran bestrichen wird. Die Großzügigkeit, Weiträumigkeit und Wohldurchdachtheit der Gesamtanlage der Messegebäude können nicht unerwähnt bleiben.

Wir durchschreiten nun die Ausstellungsgebäude und Freistände, nicht ohne uns darüber verständigt zu haben, daß wir unsere Betrachtungen vom Gesichtspunkte des Bauingenieurs anstellen, der bestrebt ist, nicht nur durch die engste Fachbrille zu sehen, sondern auch die Neuheiten und Entwicklungstendenzen in den seinem Fach mehr oder weniger naheliegenden technischen Zweigen zu verfolgen.

Die Halle für Baustoffe enthielt Muster für Baustoffe und Baukonstruktionen aller Art: Natürliche und künstliche Bausteine, von welch letzteren namentlich die Bucca-Klinker durch eine im Gegensatz zu der sonstigen Farbgebung höchst angenehme braune Farbe auffallen, feuerfeste Steine, Parkettböden, Korkfußbodenbeläge, Dachdeckungen, Zwischenwandkonstruktionen aus Spezialgipsdielen und Compo Board-Platten — eine ausländische Konstruktion aus Holz mit imprägniertem Papier nach dem Sperrplattensystem —, Plattenwandverkleidungen, unter denen das „Stritton" der Firma Strittmatter, Freiburg i. B., eine in unbegrenzter Größe herstellbare Kaltglasurplatte mit den leuchtendsten Farben, eine Neuheit darstellt, Spezialholzdachkonstruktionen (Zollbausystem u. a.), Betondichtungsmittel Ceresit und Sika, Glasbausteine. Die Luxfer-Prismen-Gesellschaft hat in Verbindung mit ihren Glaserzeugnissen die Eisenbeton-Fensterkonstruktionen in bemerkenswerter Weise fortgebildet. Bei den verschiedenen Erzeugnissen der Kaminkopfausbildungen und Entlüftungshauben werden wir aufs neue von der Zweckmäßigkeit der „Schwendilatoren" überzeugt, jenen Konstruktionen, bei denen aus kleinen, leicht transportierbaren Einheiten alle Größen der Kaminaufsätze für Haus- und Industriekamine wie auch Entlüftungsfenster hergestellt werden können.

Die hochaktuelle Frage des Umbaues unseres Verkehrsstraßennetzes mit etwa 200 000 km Länge für den immer mehr sich steigernden Lastautoverkehr hat auch ihre Wirkung auf die Messe nicht verfehlt. Es war nicht allein die eine Hauptstraße des Messegeländes von einer langen Reihe von Straßenwalzen jeder Größe mit Dampf- wie Benzin-

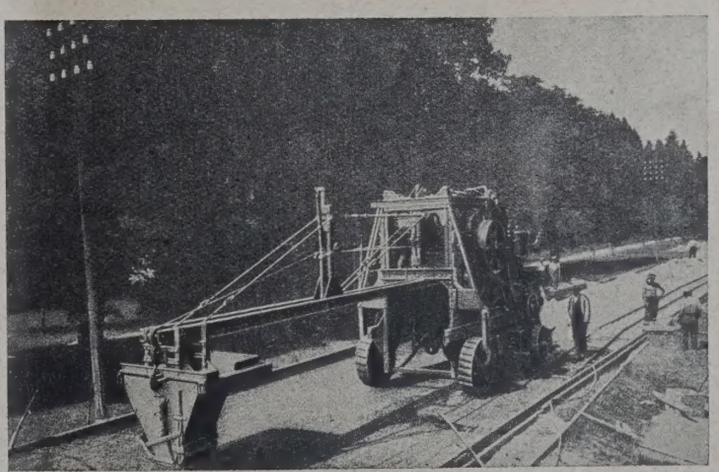


Abb. 1.

antrieb besiedelt, sondern es war selbst eine kleine besondere Halle für den Straßenbau reserviert, wo einige Straßenbaumaschinen und Betonmischmaschinen, besonders aber die allerverschiedensten Straßenbefestigungs- und Pflasterungsarten zur Schau gestellt waren, gleichsam zur gefälligen Berücksichtigung einladend bei der Endentscheidung über die für den neuen Verkehr zweckmäßigen Befestigungsarten. Aus den ausgegebenen Prospekten erkennt man immer noch den stillen Kampf um die Frage: Teer oder Bitumen? ein Kampf, der sich, wie es scheint, langsam zugunsten des Straßenteers als eines inländischen Erzeugnisses entscheidet, dessen Güte moderne Forschungen wesentlich verbessern halfen durch Beseitigung der die nachteiligen spröden Eigenschaften bedingenden Bestandteile. Als ein neues, weniger

bekanntes Verfahren erschien mir die kalte Innenteerung, die, nachdem sie sich auf der Autostraße Hamburg—Berlin gut bewährt haben soll, gerade in diesen Tagen von der Stadt Leipzig in der Karl-Tauchnitz-Straße zur Anwendung kommt. Es handelt sich dabei um eine mit Wasser verdünnbare Teerpaste, mit Hilfe welcher die Schotterdecke verkittet wird und die, obgleich sie mit Wasser angemacht wird, ein vollkommen wasserunlösliches Erhärtungsprodukt bildet. Auf die Betonstraße war mehr indirekt durch die Schaustellung von Betoniermaschinen verwiesen, auf die wir weiter unten zu sprechen kommen. — In Verbindung mit der Baumesse fand vom 3. bis 5. März eine Straßenbautagung statt. Ein reichhaltiges Programm mit aktuellen Vorträgen und Berichten einiger Ausschußmitglieder der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, mit Filmvorführungen und Besichtigungen stand auf der Tagesordnung.

Vor den eben durchschrittenen Hallen stand im Freien ein Park von Baumaschinen, z. T. im Betrieb: Materialaufbereitungsmaschinen, Betonmischmaschinen (Zwangsmischer des Hüttenamts Sonthofen, Freifallmischer der Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft und der Firma Baader, Feuerbach), ein solider, schwerer Autosteinbrecher des Hüttenamts Sonthofen, Betonsteinpressen größter und kleinster Bauart. Unter den Maschinen erkennen wir sofort eine Neuheit: Betoniermaschinen für den Straßenbau. Zwei Typen waren auf der Messe: eine sehr schwere Sonthofener Maschine mit 20 PS Antrieb, ein Zwangsmischer, und eine leichtere Bauart mit 12 PS Antrieb der Vögele A. G., ein Freifallmischer nach dem amerikanischen System Jäger. Wir lassen, da wir Interesse für die Maschinen voraussetzen, beide hier in Abbildungen folgen (Abb. 1 und 2). Die sämtlichen Baumaschinen überragte ein Gerät für moderne Betonverarbeitungs-

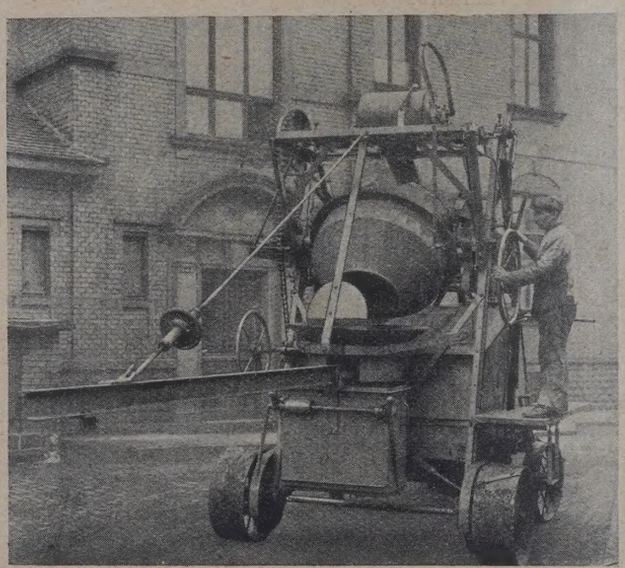


Abb. 2.

methoden, das Modell eines Gußbetonturmes mit in vertikaler Richtung parallel verschiebbarer wie neigbarer Rinne und ausbalanciertem, drehbarem Rinnenendstück. Bei den Schlackenbetonerzeugnissen und den Schlackensteinpressen machen die in Süddeutschland weniger bekannten Jurko-Erzeugnisse einen guten Eindruck. Die Firma Dr. Gaspary hielt einen besonderen Bau mit ihren bekannten Erzeugnissen, wie Steinbrecher fester und fahrbarer Art, Kiessand-Aufbereitungsmaschinen, Betonzuschlagwaschmaschinen besetzt.

Es müßte ermüden, wollten wir die Inhalte der nächsten Hallen für Heizeinrichtungen, Maschinen für Hauswirtschaft, Nahrungsmittelgewerbe, Landwirtschaft, Großmaschinen, Kraftfahrzeuge, Werkzeugmaschinen, Elektrotechnik, Radiotechnik, Brennstoff, Kraft und Wärme des näheren ausführen. Wir suchen im einzelnen nach dem Neuen, im ganzen nach dem Symptomatischen.

Neben Rotationskompressoren und Elektroflaschenzügen war die Demag mit einem besonderes Interesse erweckenden großen Kranschaufler mit 2 m² Schaufel und einem Antrieb von 3 getrennt wirkenden Dampfmaschinen vertreten. Mit dem Bagger, der mit erstaunlicher Schnelligkeit und Beweglichkeit arbeitet, ist schon an Bänken mit Gesteinen bis zur Härte von Kalksteinen ohne Vorlockerung gebaggert worden. Wir bemerken an dem Bagger bemerkenswerte Züge neuerer Konstruktionsideen. Er ist aus Gründen leichter Auswechselbarkeit und leichten Ersatzes von Einzelteilen so dimensioniert, daß nur eine Art von Lagerschalen, Lagerdeckel und Lagerkörper auftritt. Gleichzeitig ist er so dimensioniert, daß im Falle unüberwindlicher Widerstände kein Bruch vorkommt, sondern die Maschine stehen bleibt. Zwei neue, für Baustellenmaschinen einzig richtige Konstruktionsprinzipien wirken also hier zusammen zu einer erhöhten Betriebssicherheit. Ähnliche Bagger baut die Orenstein & Koppel A. G., die neben modernen Benzinlokomotiven einen imposanten Schleppschaufelbagger und einen Tonbagger mit Becherwerk dem Messebesucher in Tätigkeit vorführte.

Unter Mitwirkung des Ausschusses für wirtschaftliches Förderwesen war eine Ausstellung für Förderwesen eingerichtet worden. Förderbänder, Schüttelrinnen, sogenannte Wuchtförderer, Wandertische, Förderketten wurden als Einrichtungen für Fließarbeit im Betrieb vorgeführt. Es waren durchweg Erzeugnisse deutscher Firmen, ein Beweis, daß die amerikanischen Methoden der Fließarbeit wie die Mechanisierungsbestrebungen dieses Landes auch immer mehr sich in Deutschland einführen. Bleichertsche Fördermaschinen wie solche der A. T. G. fehlten nicht. Letztere hielt eine wundervolle Elektro-Einschienenhängebahn im Betrieb. Transportkarren mit Kippeinrichtungen kleinster Bauart bis zu den größten Lastautomobilen mit seitwärts oder rückwärts aufkippbarer Ladepritsche waren anzutreffen, nicht zu vergessen die Unzahl der in immer neuen Formen auftretenden Elektrokarren aller möglichen Systeme. Schon auf den Straßen des Messeplatzes wimmelte es von Elektrokarren, mit denen Messebesucher auf dem ausgedehnten Messegelände spazieren gefahren wurden. An, soweit mir bekannt, neuen ganz auffallend beweglichen Elektrokarren traten die Bleichertschen „Eidechsen" mit Fußsteuerung hervor, die ohne Geschwindigkeitsverminderung sich um ihre eigene Achse zu drehen imstande sind. Wir vergessen nicht die „Bulldoggen".

Die Automilmesse war von einer Menge glänzender Erzeugnisse dieses Zweiges beschickt, allerdings meist ausländischen Ursprungs, bei denen die Ford-Erzeugnisse nicht fehlten.

Auf dem Gebiete der Werkzeugmaschinen bemerken wir ein Bestreben nach Vereinfachung und Normung, zweifellos wiederum aus Gründen einfacherer Ersatzteilbeschaffung und -auswechselung zum Zwecke besserer Betriebssicherheit und Verringerung, d. h. Verbilligung der Ersatzteillager. Auffallend ist das Überhandnehmen direkter Motorkuppelungen und das zunehmende Verschwinden des Riemenantriebes.

Das Haus der Elektrotechnik vermittelte einen schönen Überblick über die elektrotechnischen Erzeugnisse auf dem Gebiete der elektrischen Kraft-, Licht- und Wärmeerzeugung. Es gibt wohl kaum einen Apparat, der auf der Messe nicht zu sehen gewesen wäre.

Neue Blüten schießen auf dem Gebiete der elektrischen Lichtreklame hervor, wie auch auf dem Gebiete der Lichtsignale für das Verkehrswesen. Es braucht nicht betont zu werden, daß selbstverständlich das Funkerwesen mit unzähligen Erzeugnissen an Funkgeräten einen breiten Raum der Messe einnahm, von denen besonders die Verstärker für Empfangsanlagen von Siemens & Halske Neuheiten darstellen sollen. Auch auf dem Gebiete der Elektrotechnik stellen wir ein teilweises Streben nach Normierung fest, namentlich auf dem Felde der Schaltanlagen, für die zahlreiche schöne Muster vorhanden waren.

Wir können auf unserem weiteren Rundgang auf der Messe nur streifend berühren die Erzeugnisse der Eisen- und Stahlwarenindustrie — diese sind zum Teil mit recht gutem Geschmack zur Schau gestellt worden —, der Setzerei- und Druckereimaschinen, der Textilmaschinen, der Papierverarbeitungs- und Kartonagenmaschinen, der Rechenmaschinen, der Schreibmaschinen und sonstigen Bürobedarfsartikel, der Schweißapparate und verweilen nun schließlich noch etwas in der neuerbauten Riesenausstellungshalle, die wir eingangs beschrieben, und welche die Sonderausstellung für Brennstoff, Kraft und Wärme barg. Hier waren die vollkommensten Maschinenräume anzutreffen mit im Betrieb befindlichen Kraftmaschinen aller Art. Die Dieselmaschinen, namentlich die kompressorlosen, behaupteten das Feld. Die Firma Junkers, Dessau, stellte 3 Fleugzeugmotoren aus. Im Anschluß an die Kraftmaschinen fand man wärmewirtschaftliche Anlagen zur weitgehendsten Ausnutzung von Abdampf- und Abgaswärme und im Zusammenhang damit zahlreiche Meßapparate und selbstregistrierende Apparate für rationelle Betriebs- und Energiekontrolle, jene im Streben nach Erhöhung der Wirtschaftlichkeit und der Wärmewirtschaft unentbehrlichen Einrichtungen, Apparate für Frischluftheizungen und Erzeugnisse für das Gießereiwesen, besonders Formmaschinen, und schließlich Apparate zur Verstärkung des Kaminzuges, ja sogar solche, die einen Kaminzug ersetzen, ergänzten den Inhalt dieser Sonderausstellung.

Rückblickend sehen wir gerade durch die „Technische Messe" wieder den roten Faden aufgezeigt und illustriert, der sich durch die Entwicklung der modernen Technik hindurchzieht: Nicht allein das Streben nach unaufhörlicher absoluter Verbesserung technischer Erzeugnisse, sondern Hand in Hand damit eine stetige Wirtschaftlichergestaltung technischer Erzeugnisse, erstrebt durch bewußte Betriebskontrolle, Normierung der Produktionsmittel und der sonstigen technischen Hilfsmittel und Mechanisierung der Arbeitsmethoden.

Vom Gesichtspunkt der augenblicklichen Wirtschaftslage betrachtet, stellt die gute Beschickung der Messe in dieser schweren Zeit ein glänzendes Zeugnis für die Hoffnungsfreudigkeit und die Unentwegtheit deutschen Unternehmungsgeistes dar, worüber wir uns alle freuen müssen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 25. Febr. 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. H 97 619. Dietrich Hesse, Duisburg-Beeck, Nordstr. 92. Kappschuh. 19. VI. 24.

Kl. 5 d, Gr. 7. H 102 720. Heinrich Hesseln, Essen a. d. Ruhr, Horster Straße 55. Streckensicherung mit Gesteinstaub gegen Explosionen. 14. VII. 25.

Kl. 37 a, Gr. 7. R 62 608. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren zur Verbindung bitumenhaltiger Schichten mit Schichten aus Zementbeton u. dgl. nach Patent 333 495; Zus. z. Pat. 333 495. 25. XI. 24.

Kl. 80 a, Gr. 14. Sch 63 393. Curt Schmidt, Großschönau i. Sa. Maschine zum Stampfen von Formsteinen aus Beton o. dgl. 7. XI. 21.

Kl. 80 a, Gr. 43. H 96 438. Tore Gustav Olof Hydén, Stockholm, u. Erik Valdemar Carlsson, Nyköping, Schwed; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walter, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung langgestreckter Hohlkörper aus plastischer Masse, wie Beton o. dgl. 12. III. 24. Schweden 28. III. bzw. 24. V. 23.

Kl. 80 b, Gr. 1. H 100 000. Carl Gustav Hanhart, Rüschlikon b. Zürich, Schweiz; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Cassel-Wilhelmshöhe, u. Dipl.-Ing. H. Hillecke, Berlin SW 61. Mörtelschicht als Unterlage für organische, schmelzbare Überzüge. 9 1. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. S 68 940. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Prüfung der Bindezeit von Zement. 14. II. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 116 882. Fa. Dr. Bial & Marx G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Gewebebauplatten, insbes. für Eisenbahnoberbau. 1. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 135. B. 14 590. Carl Bender, Köln-Lindenthal, Krementzstr. 2. Vorrichtung zum Entleeren von Bunkern. 23. VI. 24.

Kl. 84 c, Gr. 4. S 62 995. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Kommanditges., Berlin. Verfahren zum Rammen oder Herausziehen von Pfählen in Gewässern. 30. V. 23.

Kl. 85 c, Gr. 1. F 55 300. Theodor Franz, Bochum-Riemke. Verfahren zur Reinigung von Abwässern. 21. I. 24.

Kl. 85 c, Gr. 3. J 25 554. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstraße 57. Schlammbelebungsanlage zur Reinigung von Abwasser, bestehend aus Lüftungsbecken und Nachklärbecken. 22. XII. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 46 829. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen a. d. Ruhr, Semperstr. 6. Kläranlage mit trichterförmigen Bodenvertiefungen; Zus. z. Pat. 422 984. 12. IX. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 8 vom 25. Febr. 1926.

Kl. 5 a, Gr. 5. 426 432. Fa. Westdeutsche Tiefbohrgesellschaft m. b. H., Essen, Ruhr. Rückschlagausschalter für Spülbohrungen. 17. VI. 24. W 66 383.

Kl. 5 d, Gr. 14. 426 339. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg i. Schles. Im Anschluß an eine Schüttelrutsche arbeitende Bergeversetzmaschine; Zus. z. Pat. 425 417. 8. VI. 24. G 61 586.

Kl. 5 d, Gr. 14. 426 340. Dr.-Ing. Arthur Gerke, Waldenburg i. Schles. Vorrichtung zum maschinellen Bergeversatz; Zus. z. Pat. 425 417. 22. XI. 24. G 62 739.

Kl. 19 a, Gr. 11. 426 390. Carl Bach, Langestr. 2, u. Richard Schrader, Weststr. 2, Hagen i. W. Schienenbefestigung; Zus. z. Pat. 402 715. 24. X. 23. B 111 485.

Kl. 19 a, Gr. 24. 426 391. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotte-Str. 11. Gleis für Kippen. 15. VIII. 24. K 92 300.

Kl. 19 a, Gr. 24. 426 392. Konrad Schünemann, Ödesse b. Peine. Ausziehbares Hilfsgleis für Grubenbahnen u. dgl. 3. X. 23. Sch 68 719.

Kl. 20 h, Gr. 6. 426 581. Gustav Rödelbronn, Ahlen i. Westf. Aufgleisvorrichtung. 18. IV. 24. R 60 940.

Kl. 20 h, Gr. 7. 426 439. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Sicherheitseinrichtung für Beschleunigungsanlagen, insbes. für Fahrzeuge. 11. XII. 24. S 68 015.

Kl. 20 h, Gr. 7. 426 498. Hanns Ritter von Zahler, Mannheim, Kantstr. 8. Einrichtung zum Regeln der Geschwindigkeit von Eisenbahnwagen auf Ablaufbergen. 22. VI. 23. Z 13 843.

Kl. 20 i, Gr. 27. 426 535. Charles Emanuel Milde u. Georges Huyaux, Paris; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Graphischer Streckenanzeiger. 26. IX. 24. M 86 555. Frankreich 27. IX. 23.

Kl. 20 k, Gr. 9. 426 352. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Nachspannbare Querdrahtaufhängung für Fahrleitungen elektrischer Bahnen. 15. III. 24. S 65 406.

Kl. 20 k, Gr. 9. 426 636. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Anordnung zur Aufhängung und Abstützung von Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 5. VIII. 24. A 42 779.

Kl. 37 b, Gr. 3. 426 398. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Mast mit Einrichtung für die Anordnung von Endverschlüssen. 20. IX. 24. S 67 138.

Kl. 37 c, Gr. 6. 426 399. Heinrich Junker, Frankfurt a. M., Im Prüfling 13. Fugenloses biberschwanzartig gemustertes Zementdach. 18. VIII. 20. J 20 681.

Kl. 37 f, Gr. 7. 426 447. Massivbau Handel Akt.-Ges., Dortmund. Umformerturm. 17. V. 23. M 81 494.

Kl. 65 b^2, Gr. 4. 426 458. Dr. Richard von der Heide, Kiel, Werk Ravensberg. Unabhängiges Tauschgerät; Zus. z. Pat. 413 332. 15. XI. 22. H 91 800.

Kl. 80 a, Gr. 7. 426 332. Gustav Könnecke, Duisburg-Beeck, Ostackerweg 16. Betonmischharke. 14. II. 25. K 92 914.

Kl. 80 b, Gr. 1. 426 621. Jakob Adolf Herrmann, Offenbach a. M., Bernardstr. 103. Verfahren zur Herstellung von mit einem dauerhaften Farbanstrich versehbaren Zementmassen. 10. XII. 24. H 99 664.

Kl. 84 a, Gr. 3. 426 419. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Bewegungsvorrichtung für senkrecht geführte Zylinderschütze oder Ringventile für Schleusen. 17. V. 24. B 114 115.

Kl. 84 a, Gr. 3. 426 420. Dipl.-Ing. Edmund Groh, Zittau i. Sa., Juststr. 4. Wehranlage; Zus. z. Pat. 425 700. 30. V. 23. G 60 573.

Kl. 85 c, Gr. 3. 426 422. Dr. Herrmann Bach, Essen, Johannastr. 16. Verfahren zur biologischen Reinigung von phenolhaltigen Abwässern. 11. XII. 24. B 117 092.

Kl. 85 c, Gr. 3. 426 429. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren zur Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm. 16. VII. 24. J 24 977.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Elemente der Graphostatik. Von Ing. Georg Dreyer, Gewerbestudienrat. Achte vermehrte und verbesserte Auflage. Verlag Dr. Max Jaenecke, Leipzig, 1925. Preis 5,— RM.

Das drei Tafeln und 140 Seiten Text umfassende Lehrbuch befaßt sich — seinem Titel entsprechend — mit den Elementen der Graphostatik und deren Anwendung vornehmlich auf ebene Fachwerke. Es dürfte für die Baugewerkschulen verfaßt sein und hier, namentlich durch die vielen Anwendungsbeispiele, im Lehrbetrieb und zum Selbststudium, gute Dienste leisten. Behandelt wird u. a. auch die Rittersche Schnittmethode, obwohl sie nicht zur Graphostatik gehört; hingegen fehlt die Culmannsche Stabkraftbestimmung, ebenso die Anwendung der Graphostatik zur Bestimmung der Trägheitsmomente und zur Auffindung von Null- und Schwerlinien im Verbundbau. Berechnungsarten in dieser Hinsicht, wie sie Prof. Spangenberg (im Bauing. 1925) veröffentlicht hat, dürfte es sich empfehlen in einer neuen Auflage aufzunehmen, da die graphische Behandlung auf Biegung belasteter bzw. durch eine Normalkraft und ein Moment beanspruchter Verbundquerschnitte auf graphischem Wege immer mehr Anwendung findet und auch im Unterricht technischer Mittelschulen Berücksichtigung finden sollte. Das, was das Werk bietet ist klar, verständlich und in steter Anlehnung an die Praxis zur Darstellung gebracht. M. F.

Technische Vorschriften für Bauleistungen, aufgestellt vom Reichs-Verdingungsausschuß, mit einem Vorwort von Oberbaurat Voß. Bauwelt-Verlag, Berlin 1925. Preis 1,60 RM.

In der vorliegenden Veröffentlichung spiegelt sich das Ergebnis der mehr als vierjährigen Verhandlungen wieder. Die Vorschriften sind bearbeitet auf Grund eines Reichstagsbeschlusses vom 9. III. 1921. Unter Mitwirkung der beteiligten, jeweilig sachverständigen Kreise liegen nunmehr die Technischen Vorschriften vor für alle die im Hochbau vorkommenden Bauleistungen, beginnend mit den Erdarbeiten und mit den gärtnerischen Anlagen abschließend.

Die gesamten Baufachkreise werden allen denen danken, die an dem Zustandekommen dieser wertvollen, für die bauliche Praxis des Hochbaues grundlegenden Zusammenfassung mitgearbeitet haben. Möge diese Anerkennung sich auch in einer möglichst einheitlichen Anwendung der technischen Vorschriften zu erkennen geben. Die geleistete Arbeit verdient es. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff sprach über „Die Bedeutung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit für die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen".

Die Forschungsarbeiten sollen für die Praxis des Bauwesens Nutzen bringen und sind in dem Sinne wissenschaftlich, daß sie wissenbereichernd wirken. Unsere Erkenntnisse beruhen nicht allein auf Versuchsergebnissen, sondern auch auf Beobachtung im Betriebe, d. h. auf Erfahrungen. Zur Vermeidung unnötiger Wiederholungen von Versuchen ist es notwendig, zunächst ein klares Bild von dem bereits Erforschten bzw. von den Lücken darin zu erlangen. Was die Verwertung der Betriebserfahrungen anbetrifft, die leider auch heute noch vielfach als Betriebsgeheimnis bewahrt werden, so wird diese nur möglich, wenn die Forschungsarbeit gemeinsam von fachkundigen Männern betrieben wird.

Von welchen Umständen hängt die Wirtschaftlichkeit im Bauwesen ab? Zunächst von der Organisation, dann aber auch von der Anordnung der Lagerplätze. Besondere Kapitel für sich bilden aber erstens die Wahl der Transporteinrichtungen, zweitens die Leistung und der Kraftverbrauch der Arbeits- und Baumaschinen, sowie bei gegebener Bauweise, sei es Beton oder Eisen, drittens die Wahl der Bau- und Werkstoffe und deren Verarbeitungsweise.

Bei den Transporteinrichtungen werden die Forschungen über die wirtschaftlich zweckmäßigste Wahl unter den Systemen sich auf statistische Erfahrungenbeschränken müssen. Auf den Bauplätzen sind zur Niederschrift der Beobachtungen einheitliche Fragebogen zu verwenden, aus deren Angaben die notwendigen Aufschlüsse zu machen sind. Bei den Arbeits- und Baumaschinen kommt der Verlust bei der Energieübertragung von der Erzeugungs- oder Entnahmestelle bis zum Arbeitsort in Frage. Solche Verluste liegen u. a. im Verhalten der verwendeten Treibriemen, der Lagerkonstruktionen, der Anordnung der Schmierung und der Art des verwendeten Schmiermittels. Die Leistungsfähigkeit der Fördermittel unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit wird bereits in Gemeinschaftsarbeit durch den Ausschuß für wirtschaftliches Förderwesen des Reichskuratoriums für Wirtschaft und Technik erprobt. Die Inangriffnahme dieser Arbeiten liefert schlagende Beweise dafür, daß wirtschaftlicher Nutzen von ihnen erwartet wird. Es sind Fälle bekannt geworden, in denen allein die sachgemäße ständige Kontrolle und Erprobung der Schmiermittel größerer Maschinenfabriken Ersparnisse brachten, die das Zehnfache der Aufwendung für diese Mehrarbeiten betrugen. Die Bedeutung der richtigen Wahl und Verarbeitung des Baustoffes für die Wirtschaftlichkeit ist zur Genüge bekannt. Besonders im Betonbau können gemeinsame Forschungsarbeiten von großem Nutzen für die Wirtschaftlichkeit sein. Wenn Kies mit langerprobten Eigenschaften vorhanden ist, wird es für die Bauunternehmung ein Leichtes sein, Beton von den geforderten Eigenschaften herzustellen. Liegt aber die Baustelle zu weit entfernt von der Lagerstelle des erprobten Kieses, während sich in der Nähe der Baustelle ein Kieslager von noch unerforschten Materialeigenschaften befindet, so entsteht die Frage, ob es mit Rücksicht auf Ersparnisse an Transportkosten wirtschaftlich ist, den fremden Kies zunächst zu erproben und ihn auch dann zu verwenden, wenn er zur Erzielung genügender Festigkeit oder sonstiger Eigenschaften des zu erstellenden Betons dem bisher verwendeten Kies gegenüber größeren Zusatz an teurem Bindemittel und besondere Vorbehandlung erfordert. Es wäre erstrebenswert, wenn alle Bauunternehmungen, die Untersuchungen an Kieslagern ausgeführt haben, diese mitteilten, damit man durch Vergleich der einlaufenden Ergebnisse hinreichende Erfahrungen erlangt, die gestatten, auch über bisher nicht erprobten Kies allein nach dessen äußeren Eigenschaften, wie Reinheit, Kornzusammensetzung usw., ohne umständliche Betonuntersuchungen ein Urteil über die Verwendung dieses Kieses abzugeben.

Zu wesentlichen Ersparnissen kann auch die Erforschung der Eigenschaften der zur Mörtel- und Betonbereitung zu verwendenden Bindemittel führen. Z. B. würde die hohe Anfangsfestigkeit bei der Verwendung der sogenannten hochwertigen Zemente das Ausschalen in wesentlich kürzerer Zeit ermöglichen, wodurch erheblich an Ausschalungsmaterial gespart werden könnte. Bei den Holzuntersuchungen nehmen die Amerikaner Biegeversuche am ganzen Balken in den bei der Verwendung üblichen Maßen vor. Der Internationale Verband für Materialprüfungen der Technik hat als einheitliches Verfahren für Holzprüfungen Versuche an kleinen Stücken durchgeführt. Die Proben sind astfreien Stellen zu entnehmen, wobei Biege-, Zug-, Druck- sowie Quellungs- und Schwingungsversuche stattfinden. Für die Untersuchung von Tischlerleim ist es am besten, die Fugenfestigkeit durch Zugversuche an Hirn auf Hirn verleimten Hölzern festzustellen. Im Eisenbahn- und Straßenbau empfiehlt es sich für den Unternehmer, das Schottermaterial sachgemäß zu erproben, um die Gewährfrist innezuhalten. Im Eisenbau ist die Dauerhaftigkeit nach den bestehenden Kenntnissen richtig gewählter Konstruktionen, wie die Erfahrung an Bauwerken gelehrt hat, abhängig von dem auch heute noch nicht bis zum letzten Ende erforschten Verhalten des Baustoffes in den Anschlußstellen. Die Spannungen in Querschnitten mit Nietlöchern sind außerordentlich ungleichmäßig verteilt und besonders groß neben den Löchern. Die Frage, ob sich örtliche Spannungen bei zähen, verformbaren Eisen ausgleichen, kann bei Bauwerken, die im Betriebe in Schwingungen geraten, wie z. B. Brücken, endgültig nur durch Dauerversuche mit zahlreichen Lastwechseln einwandfrei gelöst werden.

Die Verluste bei der Energieübertragung können die Betriebskosten erheblich steigern. Bei Riementrieben hängt die Wahl des Riemenmaterials (Leder-, Gummi- oder Haarriemen) von den atmosphärischen Umständen ab. Ungelöste Fragen sind aber, ob der Lederriemen mit der Haar- oder Fleischseite auf die Scheibe aufgelegt werden soll. Neuere Versuche des Auslandes lassen den Lauf auf der Haarseite zweckmäßiger erscheinen. Der Energieverlust durch Riemenschlupf soll hierbei der geringere und die Lebensdauer des Riemens die größere sein.

Beachtlichen Einfluß auf die Wirtschaftlichkeit des Baubetriebes haben schließlich die Ausgaben für die Instandhaltung der Einrichtungen. Bei aller Sorgfalt der Hersteller bleiben Brüche an Betriebsmaschinen nicht aus. Erwünscht sind Wiederherstellungsverfahren, die auf dem Bauplatze unter geringem Zeitverlust durchgeführt werden können. Ein solches Verfahren ist das Lötspake-Ferrofix. Zu empfindlichen Störungen kann ein Versagen der Fördereinrichtungen durch Reißen der Drahtseile führen. Als das beste Verfahren zur Seilprüfung hat sich der Verwindeversuch herausgestellt.

Bei der Forschungsarbeit kommt es vor allen Dingen auf die gemeinsame Arbeit an. Sonst wird zuviel Doppelarbeit geleistet. Vollen Erfolg für möglichst schnellen Aufstieg unter geringsten Aufwendungen bieten nur Gemeinschaftsarbeiten, denen schon das gesamte bestehende Wissen und die vielerorts gesammelten Erfahrungen zugrunde liegen. Die heutige wirtschaftliche Lage Deutschlands fordert, unser Schaffen zurzeit weniger auf große Gewinne des Einzelnen einzustellen, als darauf, allen leistungsfähigen Unternehmungen über die Zeit der Not hinfortzuhelfen.

Anschließend an die Vorträge von Geh.-Rat Rudeloff und Dr. Winkel trug Herr Ministerialrat Hafner vom Österreichischen Bundesministerium für Handel und Verkehr aus Wien als Gast der D.G.f.B. interessante Einzelheiten über den Bau der Floridsdorfer Brücke über die Donau in Wien vor, unterstützt durch eine Reihe von Lichtbildern der Entwürfe und der Ausführung.

Die alte Brücke an dieser Stelle war zu schmal und zu schwach geworden. Beim Neubau mußte der über die Brücke gehende lebhafte Straßenverkehr und der darunter gehende Eisenbahn- und Schiffahrtsverkehr aufrechterhalten und daher auf den Einbau behelfsmäßiger Einrichtungen verzichtet werden. Zunächst wurde stromabwärts, dicht neben der alten Brücke, die eine Hälfte der neuen der ganzen Länge nach fertiggestellt und dem Verkehr übergeben. Dann wurde nach Abbruch der alten Brücke die andere Hälfte der neuen aufgestellt und mit der im Verkehr befindlichen Hälfte verbunden. Dieser Bauvorgang wurde möglich durch hier zum ersten Male angewendete Einbauverfahren der Strombrückenträger. Mit den beiderseitigen Rampen ist die Brücke insgesamt 1,3 km lang, die Strombrücke allein 335 m. Bei Nullwasserspiegel muß 10 m Durchfahrtshöhe für die Schiffahrt freibleiben. Die Pfeilermitten der Strombrücke sind 84 m voneinander entfernt; der Überbau besteht aus vier über der Fahrbahn liegenden Vollwandträgern mit Zugband, bei den Flut- und Kai-Brücken aus sieben unter der Fahrbahn liegenden Vollwandträgern. Das gesamte Eisengewicht beträgt 12 000 t. Von den 18 Pfeilern und Widerlagern wurden 14 auf Senkkästen gegründet, z. T. bis 14 m unter N.W. der Donau. Der Brückenbau wurde 1913 begonnen und verzögerte sich durch den Krieg und seine Folgen bis Ende 1923. Der ursprüngliche Kostenanschlag schloß mit 12 Mill. Goldkronen ab.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Eine größere Zahl von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schuldet noch immer den zu Jahresanfang fälligen Beitrag, der auf der ordentlichen Mitglieder-Versammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 Reichsmark jährlich, für Mitglieder des V.d.I. auf 6 Reichsmark und für Junioren auf 3 Reichsmark festgesetzt worden ist. Es wird gebeten, den Beitrag baldgefälligst auf das Postscheckkonto Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW. 7 (Ingenieurhaus), einzuzahlen.

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 2. April 1926 Heft 14

DER WETTBEWERB FÜR ENTWÜRFE ZU EINER FESTEN BRÜCKE IN DRAMMEN, NORWEGEN.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Es wird über das Ergebnis des Wettbewerbes berichtet. Die gestellte Aufgabe war sowohl in ästhetischer Hinsicht als auch mit Bezug auf die Konstruktion sehr interessant und bot deshalb besondere Schwierigkeiten, weil die Frage der endgültigen Gestaltung der Eisenbahnanlagen an dem Flußufer im Stadtteil Strömsö noch offen ist. Es mußten daher zwei Alternativlösungen — eine für Straßenüberführung und eine für Straßenunterführung — bearbeitet werden.

Im März 1925 forderte der Magistrat der am westlichen Ufer des Oslofjordes gelegenen Stadt Drammen in Norwegen die Ingenieure und Architekten des In- und Auslandes zu einem Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für eine Straßenbrücke zwischen den beiden durch den Drammenfluß von einander getrennten Stadtteilen Bragernes und Strömsö auf. Beim Ablauf der auf den 1. Oktober 1925 festgesetzten Frist waren 36 Entwürfe eingegangen. Das Preisgericht bestand aus folgenden Herren: Otto Linton, Professor an der Technischen Hochschule zu Stockholm, Architekt A. Eide, Oslo, Oberarzt Dr. U. Lied, Drammen, Kaufmann O. K. Römcke, Drammen, Oberingenieur M. Saxegaard, Drammen, und Oberingenieur O. Stang, Oslo. Bei der Beurteilung der Entwürfe waren folgende allgemeine Gesichtspunkte, über die sich das Preisgericht einigte, maßgebend: Infolge der geplanten Lage des Bauwerks als Bindeglied zweier dicht bebauter Stadtteile mußte Wert darauf gelegt werden, Brückenformen zu vermeiden, die Unruhe und Gegensatz in das Stadtbild bringen könnten. Aus diesem Grunde war das Preisgericht von vornherein der Auffassung, daß die beste Lösung unter den Entwürfen zu suchen sei, die die Tragkonstruktion unter der Fahrbahn vorgesehen hatten. Eine solche Brücke wird nach Auffassung des Preisgerichts im Stadtbilde als eine vorherrschende Längsachse zwischen den an ihren Enden gelegenen Marktplätzen der beiden Stadtteile wirken. Das hervorragende Bauwerk erhält den gewollten verbindenden Charakter und zeichnet sich im Stadtbilde durch einen vornehmen ruhigen Schattenriß besonders vorteilhaft aus.

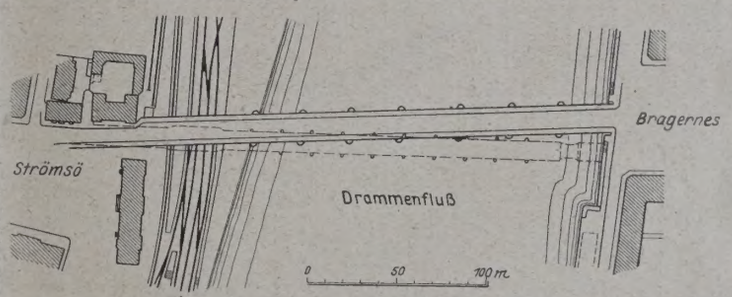
Die Bedingungen des Wettbewerbes forderten, daß die Brücke nicht nur über den Fluß, sondern auch für eine vorläufig noch unbestimmte Zeitspanne über eine Anzahl von Eisenbahngleisen, die an dem einen Ufer, im Stadtteil Strömsö, liegen, schienenfrei geführt werden sollte. Da in Aussicht genommen ist, den Bahnhof und mit ihm die fraglichen Gleise später um etwa 5,20 m zu heben, so war ferner die Aufgabe gestellt, die Brücke so zu entwerfen, daß der Teil, der über die jetzigen tiefliegenden Gleise führt, später gegebenenfalls abgebrochen werden kann, wobei dann der anschließende Teil der Strombrücke so abgesenkt werden muß, daß die Brückenbahn an die vorhandene Straßenhöhe, die ungefähr der jetzigen Schienenhöhe entspricht, mit einem Gefälle von etwa 1:20 angeschlossen werden kann. Da die spätere Hebung der Eisenbahn keinesfalls endgültig beschlossen ist, muß mit der Möglichkeit gerechnet werden, daß die Überführung der Brückenbahn über die Eisenbahngleise vielleicht gar nicht abgebrochen zu werden braucht, sondern zum Definitivum werden kann. Hierauf war bei der architektonischen Gestaltung des Entwurfs besondere Rücksicht zu nehmen.

Das Preisgericht war sich dessen bewußt, daß die Forderung des Wettbewerbs, das Bauwerk an zwei grundverschiedene Ausgestaltungen des einen Ufers anzupassen, wobei beide Lösungen gegebenenfalls den endgültigen Zustand darstellen werden, außerordentlich schwer zu erfüllen sei, und daß die Forderung eines möglichst symmetrischen Schattenrisses der Brücke kaum vereinbarlich mit diesen beiden Alternativlösungen und mit den wünschenswerten Gefällen der Fahrbahn sei.

Die eingegangenen Entwürfe haben gezeigt, daß es in der Tat möglich ist, die Tragkonstruktion der Brücke unter die Brückenbahn zu legen, ohne die Baukosten nennenswert zu erhöhen. Die meisten Bewerber haben diese Bauart auch gewählt. Die Beschaffenheit der Örtlichkeit und des Baugrundes fordert neben möglichst geringer Einschränkung des Stromquerschnitts umfangreiche und tiefe Gründungen der Widerlager und Pfeiler. Diese sich bis zu einem gewissen Grade widerstreitenden Forderungen bedingen die Wahl statisch bestimmter Tragkonstruktionen mit lotrechten Auflagerdrücken. Bezüglich des Baustoffes hat der Wettbewerb, der vorzügliche Ergebnisse zeitigte, gezeigt, daß Tragkonstruktionen aus Eisen und Eisenbeton sich in wirtschaftlicher Beziehung so ziemlich das Gleichgewicht halten.

Der erste Preis wurde nach einstimmigem Beschluß des Preisgerichts keinem der eingegangenen Entwürfe zuerkannt.

Den zweiten Preis von 8000 Kronen erhielt der Entwurf mit dem Kennwort „Kjendte Former", der von dem



Lageplan zu Abb. 1.

Ingenieur Ferd. Bjerke, Oslo, der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, den Architekten G. Blakstad und H. Munthe-Kaas, Oslo, aufgestellt worden ist.

Je ein dritter Preis von 6000 Kronen wurden dem Entwurf „Freie Bahn" des Zivilingenieurs W. Mältzer, des Direktors C. Römert und des Architekten J. Ruppert, Berlin, sowie dem Entwurf „Cantilever", Verfasser: Ingenieure O. F. Parland, Grankulla, und W. Aspern, Helsingfors, Finnland, und Gutehoffnungshütte, Sterkrade, Rheinland, zugeteilt.

Der Entwurf „En Bybro", aufgestellt von der Siemens-Bauunion, Berlin-Siemensstadt, Ingenieur Ferd. Bjerke, Oslo, und von den Architekten G. Blakstad und H. Munthe-Kaas, Oslo, erhielt den vierten Preis von 4000 Kronen.

Die Entwürfe „Sverd og Nökkel", Verfasser Architekten A. H. Bjerke und G. Eliassen, Ingenieur J. Fjestad, Oslo, und „Päl og Plate", Verfasser Architekt Jacob Hanssen, Oslo, und Ingenieur Sigurd Hagen, Drammen, wurden angekauft.

Aus den Ausführungen des Preisgerichts soll nachstehend zu den vier ersten Entwürfen das Wesentlichste hervorgehoben werden:

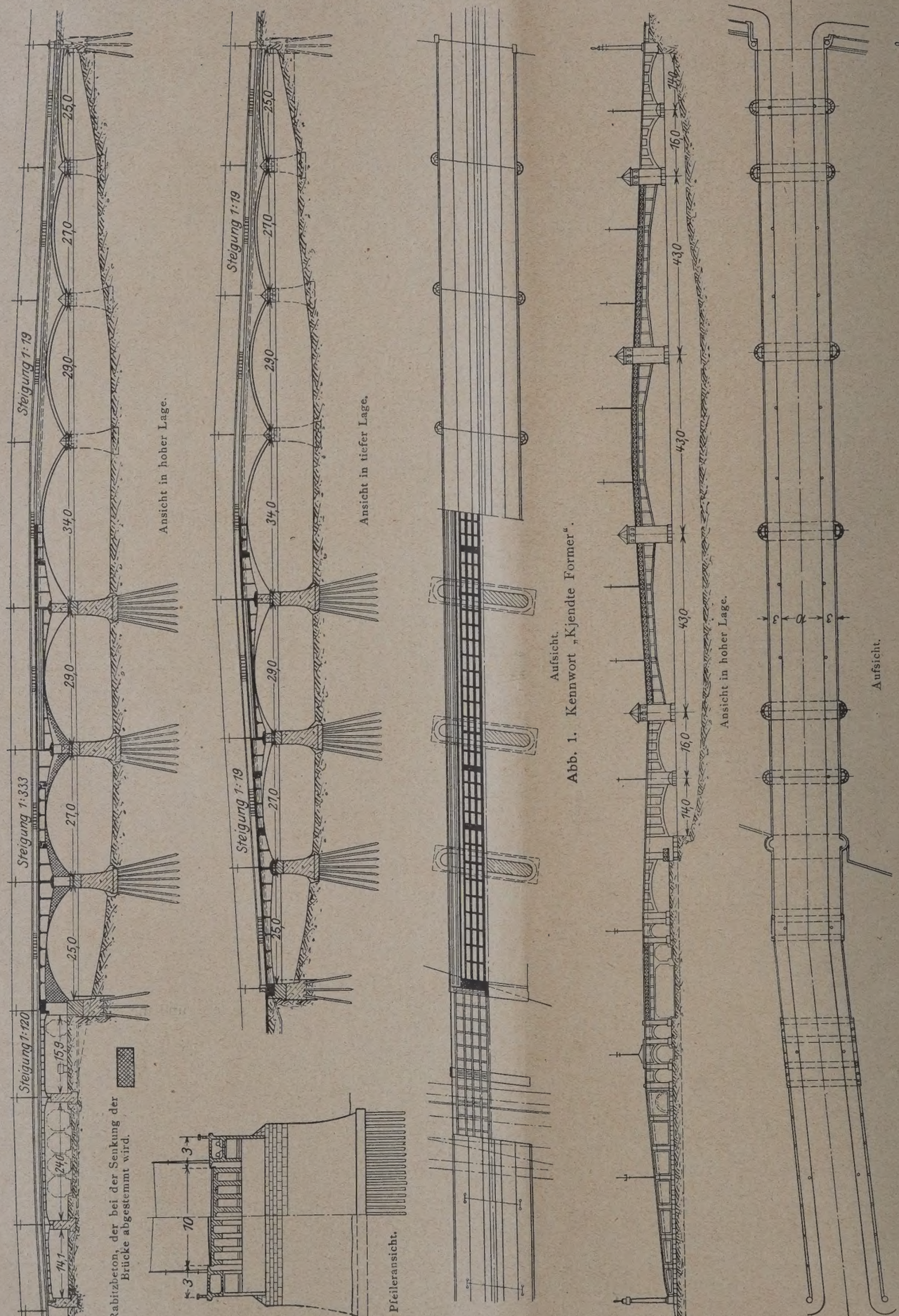


Abb. 1. Kennwort „Kjendte Former".

Abb. 2. Kennwort „Freie Bahn".

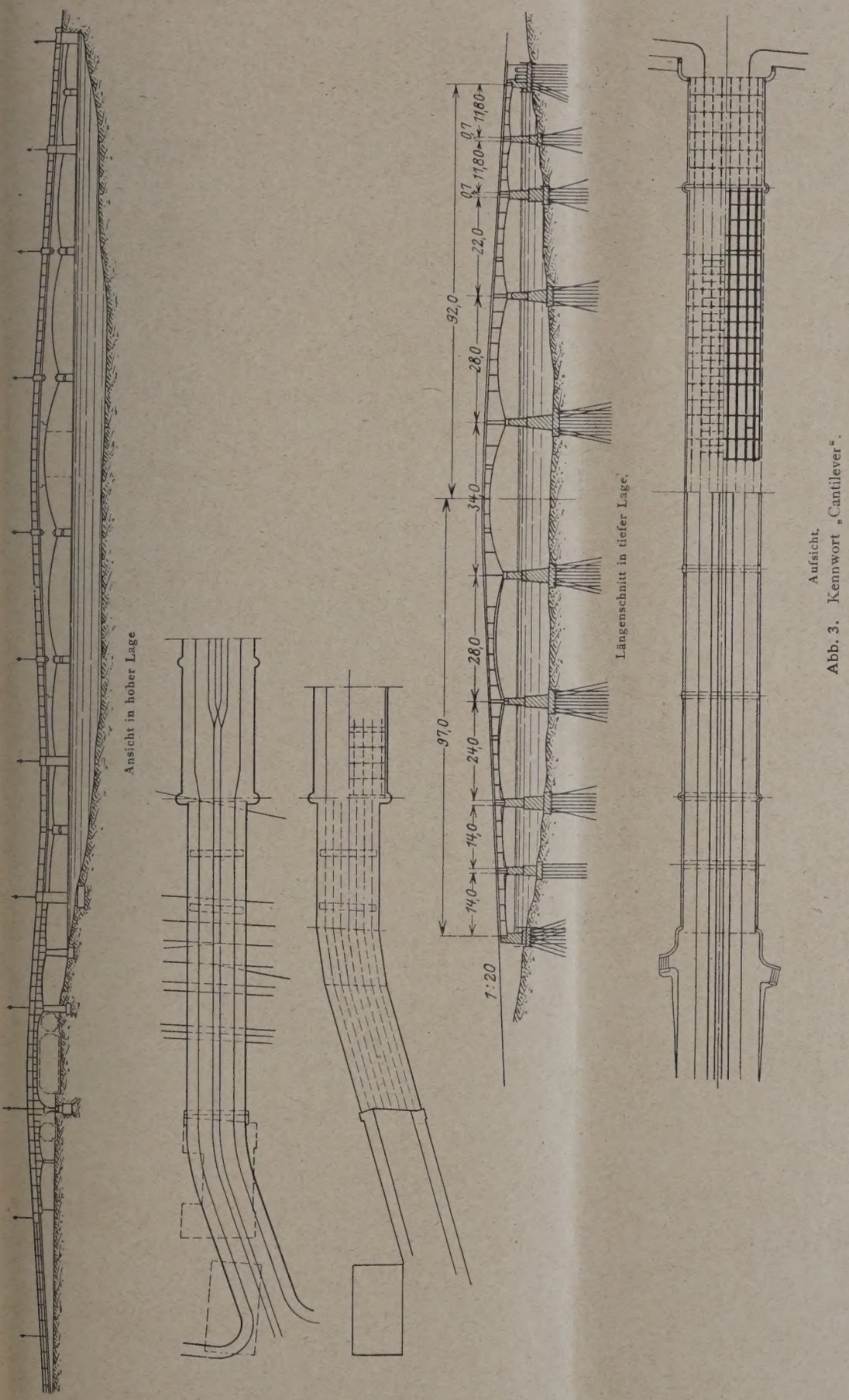


Abb. 3. Kennwort „Cantilever".

Der Entwurf „Kjendte Former" (Abb. 1) sieht für den Flußübergang eine Balkenbrücke nach Bauart Gerber aus armiertem Beton vor mit Fortsetzung über die Eisenbahngleise aus eisernen Balkenträgern. Die Seitenbalken der Flußbrücke haben bogenförmig gekrümmten Untergurt erhalten, wodurch das Hauptbauwerk in der Ansicht das Aussehen einer gewölbten Brücke erhält. Die Brücke ruht auf mit Werksteinen verkleideten Betonpfeilern, deren Gründung aus gerammten Holzpfählen besteht. Der Überbau der Flußbrücke ist derselbe für beide Alternativlösungen, indem der Anschluß an das eine Ufer bei späterer Hochlegung der Eisenbahn durch Senkung der Träger dreier Öffnungen erfolgt. Zu diesem Zwecke werden die Pfeiler verkürzt und die kreuzschraffierten, aus Rabitzbeton hergestellten Teile der Stirnträger (s. Abb. 1) abgestemmt werden. Die Brücke würde, wenn die Eisenbahn hochgelegt werden sollte, vollkommen symmetrisch zur Flußachse sein und eine architektonisch sehr befriedigende Ansicht im Stadtbilde geben.

Der Entwurf „Freie Bahn" (Abb. 2) sieht für die drei Hauptöffnungen von je 43 m Weite, von Mitte zu Mitte Pfeiler gemessen, eiserne Balkenbrücken vor, während die Seitenöffnungen eiserne Balkenträger für die Fahrbahn und Eisenbetonträger mit bogenförmigem Untergurt für die Fußwege erhalten sollen. Für die beiden Mittelpfeiler ist Senkbrunnengründung vorgesehen. Für die übrigen Pfeiler wird Rammpfahlgründung in Vorschlag gebracht. Die Hauptöffnungen sind hinsichtlich der Höhenlage der Fahrbahn für beide Alternativen, die zur Bearbeitung standen, gleich. Der Übergang zur Tieflage auf der Strömsöseite, wenn die Eisenbahn hochgelegt werden sollte, ist mit verhältnismäßig geringen Kostenaufwendungen zu schaffen. Die Verfasser haben eine genaue Beschreibung gegeben, wie der eventuelle Umbau am

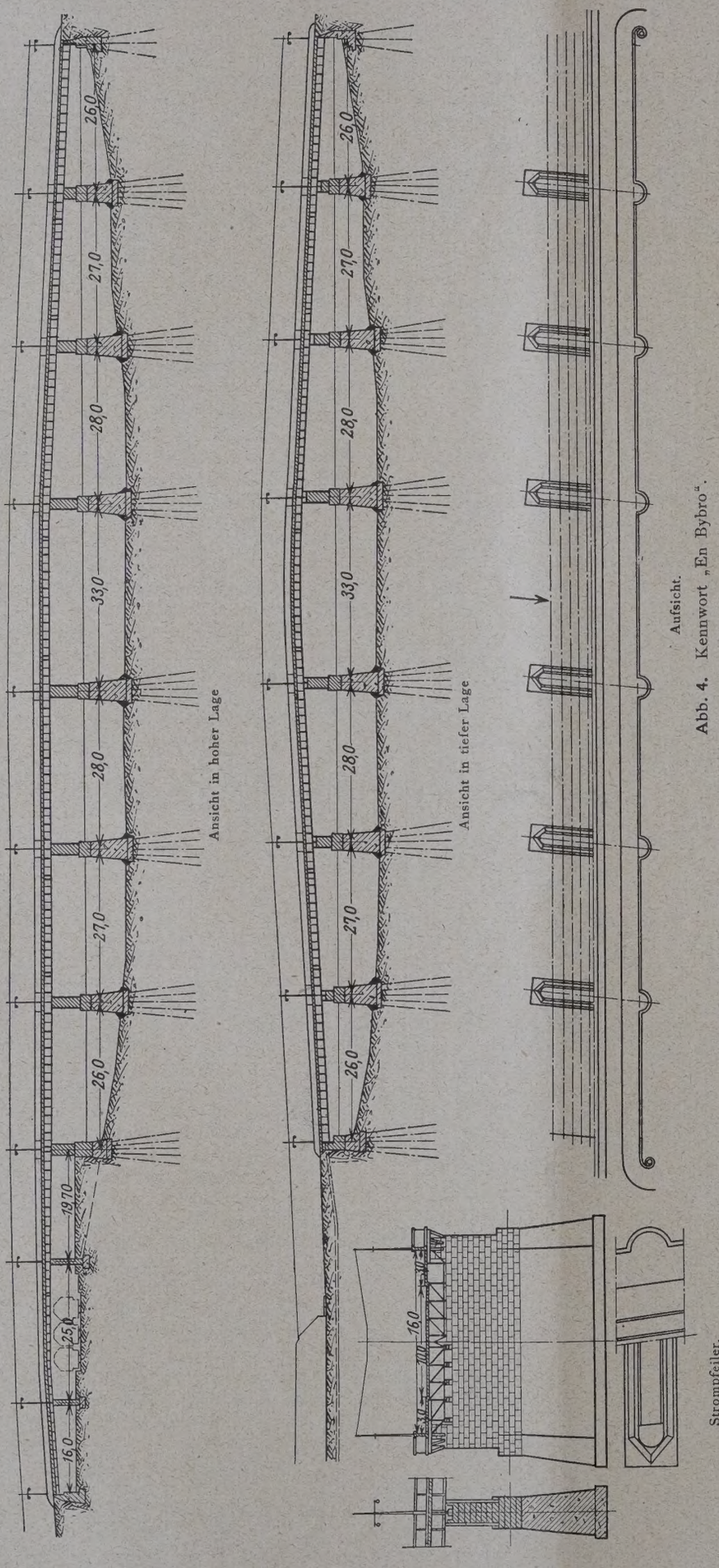


Abb. 4. Kennwort „En Bybro".

besten zu bewerkstelligen sein würde. Es wurde als nachteilig empfunden, daß die Brücke in der Hochlage architektonisch ziemlich unruhig wirkt; dagegen besitzt sie in der Tieflage eine recht befriedigende Schattenrißwirkung, die allerdings infolge der gewählten, in Norwegen neuartig erscheinenden Form nicht ganz in das Stadtbild hineinpaßt.

Der Entwurf „Cantilever" (Abb. 3) zeigt eine Eisenbetonbalkenbrücke nach der Bauart Gerber, deren Untergurte so geformt sind, daß das Bauwerk das Aussehen einer gewölbten Brücke erhält. Für die Widerlager und Pfeiler ist Pfahlgründung vorgesehen. Die Brückenöffnungen der Strombrücke sind gleich für beide Alternativen, mit der Einschränkung, daß die Träger der beiden Seitenöffnungen an der Strömsöseite abgesenkt werden müßten, wenn die Eisenbahn hochgelegt werden sollte. Die Konstruktion dieser beiden Öffnungen ist so gewählt, daß die Änderung leicht durchführbar sein würde.

Der mit dem vierten Preis ausgezeichnete Entwurf „En Bybro" (Abb. 4) sieht eine einfache aber besonders gefällige Trägerform aus vollwandigen eisernen Balken nach der Bauart Gerber vor. Eine gewisse Diskrepanz liegt bei diesem Entwurf darin, daß auf die verhältnismäßig leichten eisernen Fußwegkonsolen massive Betonbrüstungen gesetzt sind, wodurch die Brücke auf den Beschauer den Eindruck einer Eisenbetonbalkenbrücke macht. Im übrigen ist der Entwurf zweckmäßig und wirtschaftlich, ausgezeichnet durchdacht und durchgearbeitet und bringt außerordentlich beachtenswerte neue Vorschläge. Insbesondere ist er vorteilhaft, weil er im ersten Stadium, als Hochbrücke über die Eisenbahnanlagen auf der Strömsöseite, eine Anlage zeigt, die keine Forderung auf Durchführung einer ausgeprägten Symmetrie stellt.

Der Wettbewerb hat eine ansehnliche Reihe von Entwürfen mit sehr lehrreichen und anregenden Vorschlägen für die geplante Verbindung der beiden Stadtteile Drammens gezeitigt. Die Stadtverwaltung hat am 17. Dezember 1925 beschlossen, einen Ausschuß einzusetzen, dessen Aufgabe es sein soll, die endgültige Beschlußfassung mit Bezug auf die Ausführung des Bauwerks vorzubereiten. Nach Sachlage dürfte keiner der preisgekrönten Entwürfe ungeändert der Ausführung zugrundegelegt werden. Infolge der wirtschaftlich recht schwierigen Lage, in der sich Norwegen gegenwärtig befindet, wird voraussichtlich nicht in den nächsten Jahren an den Bau der Brücke geschritten werden können. Die deutsche Brückenbaukunst kann mit besonderer Befriedigung auf das Ergebnis des Wettbewerbes zurückblicken; sie hat in diesem Falle, wie bei so vielen internationalen Wettbewerben, die in den letzten Jahren stattgefunden haben, gezeigt, daß sie, trotz der harten Kriegszeit und ihrer wirtschaftlich so außerordentlich traurigen Nachwehen, nach wie zuvor den ersten Platz zu behaupten versteht.

DRUCKVERSUCHE MIT PROFILEISEN [1]).

Von Otto Graf, Stuttgart.

Bei den nachstehend beschriebenen, auf Anregung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau vom Deutschen Eisenbau-Verband veranlaßten und in der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart ausgeführten Versuchen war der Druckwiderstand von zentrisch belasteten Profilstäben verschiedener Länge festzustellen.

Geprüft wurden

a) 5 Profile aus St 37, nämlich ⊏ N P 18, I N P 18, ⊥ 16/8, L 12/12/1,1, L 12/12/1,5, L 8/12/1,2, ferner

b) 8 Profile aus St 48, nämlich ⊏ N P 18, I N P 18, ⊥ 16/8, L 12/12/1,1, L 12/12/1,5 und L 8/16/1,2.

Das eingelieferte Material war gemäß den Beschlüssen des Versuchsausschusses in einen Zustand zu bringen, der unter praktischen Verhältnissen günstigstenfalls zu erwarten ist. Dementsprechend wurden die Versuchsstäbe zunächst möglichst genau und vorsichtig gerichtet; verquetschte oder verbogene Enden einzelner Stäbe sind abgesägt, die Stirnflächen eben gehobelt und bis zu guter Anlage an genau ebenen Flächen durch Schaben bearbeitet worden. Der Querschnitt der Stäbe wurde als Mittelwert aus zahlreichen Messungen festgestellt; die Stabachsen waren jeweils auf Grund dieser Messungen zu berechnen und durch Anreißen von Marken an den Stabenden so festzulegen, daß die Einstellung der geometrischen Schwerachse in die Achse der Prüfmaschine geschehen konnte.

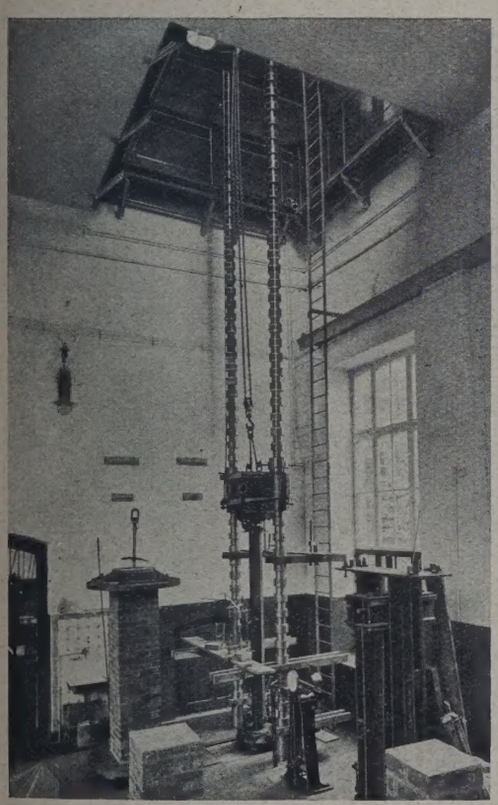


Abb. 1.

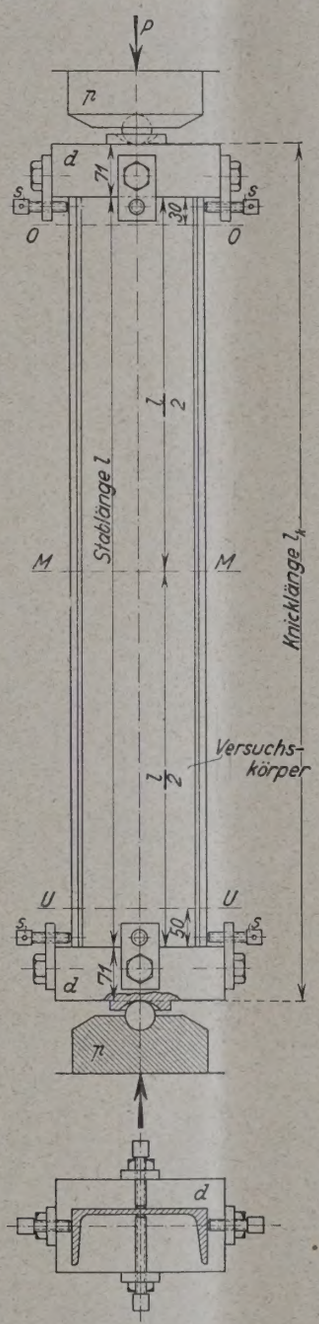


Abb. 2.

Die Prüfung erfolgte in einer stehenden Maschine nach Abb. 1. Diese Maschine, vor rund 20 Jahren zu Druckversuchen mit Baugliedern beschafft, ist für die Prüfung von Versuchskörpern bis 9,5 m Länge eingerichtet. Die Übertragung der Kraft auf die Profilstäbe wurde nach Durchführung von Vorversuchen gemäß Abb. 2 gewählt. An den Druckplatten der Maschine waren die Platten p zentrisch befestigt. In den Platten p saßen Kugeln, auf die sich die Druckstücke d stützten. Zwischen den beiden Stücken d stand jeweils der Versuchskörper mit der Länge l [2]).

Die Belastung erfolgte in Stufen; die Steigerung von Stufe zu Stufe geschah langsam und allmählich. Auf jeder Stufe wirkte die Last mindestens 1 Minute.

Gemessen wurden in der Regel die wagerechten Bewegungen eines Punktes der Querschnitte OO, MM und UU, Abb. 2, in der Richtung des kleinsten Trägheitshalbmessers. Ferner ist stets die Höchstlast festgestellt worden. In einzelnen Fällen fanden noch weitere Messungen statt, auf die später kurz eingegangen wird.

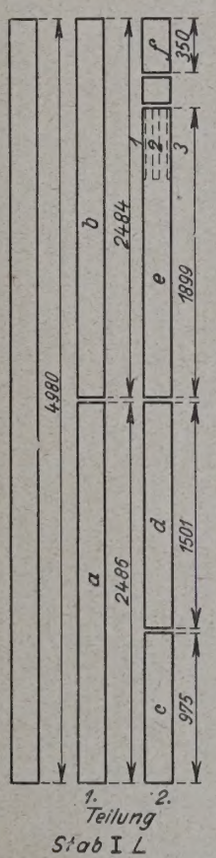


Abb. 3.

In bezug auf die Verwendung des eingelieferten Materials ist derart verfahren worden, daß der Stab zunächst in voller Länge (rd 5 m) geprüft wurde, und zwar bis die Höchstlast eben deutlich überschritten war; weitgehende Verformung unterblieb. Hierauf folgte Teilung des Stabs, dann Richten, Bearbeiten und Prüfen der Stücke. Nach Prüfung der Teilstäbe wurde erneute Teilung vorgenommen. Abb. 3 zeigt als Beispiel wie beim Stab I L eine allmähliche Aufteilung zu 7 Versuchen ausgeführt wurde [3]). Dieses Verfahren, im Krieg von Professor Dr.-Ing. R. Baumann bei Versuchen mit Bauteilen für Luftschiffe erstmals angewandt, gestattet die Verfolgung des Einflusses der Stablänge unter Aufwendung nur eines Stabs. Damit werden nicht allein die Materialkosten beschränkt, sondern erfahrungsgemäß vor allem Probekörper aus gleichartigerem Material gewonnen als bei der Herstellung der Versuchskörper zu einmaliger Prüfung aus einer größeren Zahl verschiedener Walzstäbe. Es ist dazu der Einwand erhoben worden, das wiederholte Richten des Materials beeinträchtige die Ergebnisse. Der so betonte Einfluß des Richtens kann sich m. E. unter den bei uns gewählten Verhältnissen nicht oder nur unerheblich geltend machen, zunächst weil gewisse Grenzen

[1]) Nach einem auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 27. Oktober 1925 in Karlsruhe erstatteten und durch neuere Ergebnisse ergänzten Bericht.

[2]) Die Schrauben s dienten lediglich zum Einrichten des Versuchsstabs; sie wurden beim Versuch gelöst.

[3]) Die Ziffern 1, 2 und 3 am Stab e bezeichnen die Lage von Proben zu Zugversuchen.

der Teilung eingehalten waren, dann weil die Stäbe bei den ersten Versuchen nur geringe Formänderung erfuhren und weil die Teilung stets so angeordnet wurde, daß die bei den voraus-

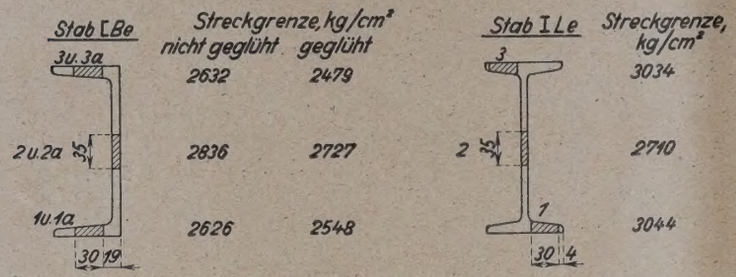


Abb. 4.

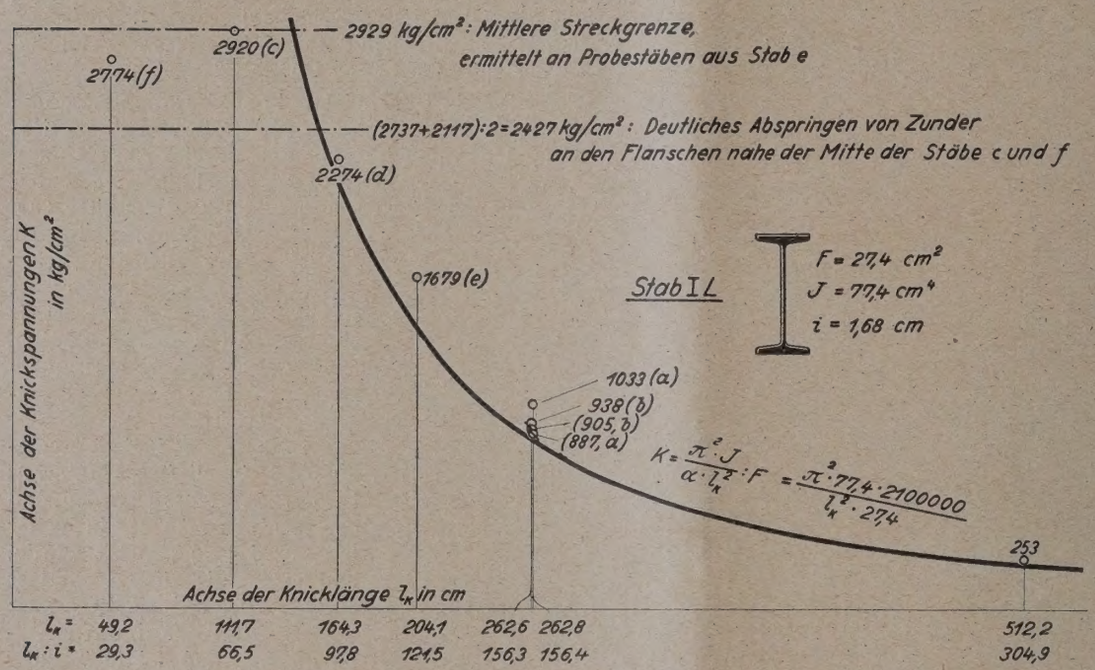


Abb. 5.

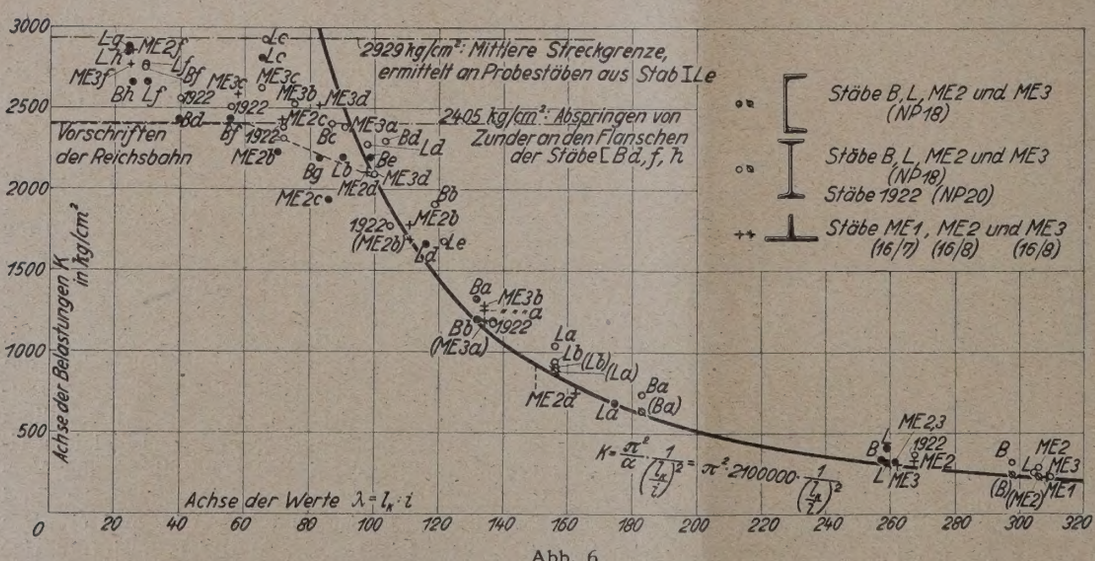


Abb. 6.

gegangenen Versuchen am höchsten beanspruchten Stellen außerhalb der Mitte der neuen Stücke fielen.

Zur üblichen Kennzeichnung des Materials sind Zugversuche ausgeführt worden. Dabei fand sich die Streckgrenze mit den Proben aus St 37 (Einlieferungszustand) zu $\sigma_s = 2520$ bis 3044 kg/cm², die Zugfestigkeit zu $K_z = 3865$ bis 4317 kg/cm². Die Prüfung des St 48 ergab $\sigma_s = 2839$ bis 3328 kg/cm², $K_z = 5078$ bis 5457 kg/cm².

Hier ist zu erinnern, daß die Streckgrenze des Materials an verschiedenen Stellen des Querschnitts der Profileisen in der Regel deutliche Unterschiede aufweist, wie dies Abb. 4 für 2 Profilstäbe aus St 37 erkennen läßt; dasselbe gilt für die Zugfestigkeit. Diese Veränderlichkeit des Materials innerhalb des Querschnitts, die zudem von Stab zu Stab anders sein kann, darf bei der Auswertung der Ergebnisse von Versuchen der vorliegenden Art nicht ohne Beachtung bleiben.

Aus den Ergebnissen der Druckversuche sei folgendes entnommen.

Abb. 5 enthält die Ergebnisse der 7 Versuche mit dem Stab I L und den daraus entnommenen 6 Teilstäben (vgl. auch Abb. 3). Zu den Knicklängen l_k als wagerechten Abszissen sind die Höchstlasten k in kg/cm² als senkrechte Ordinaten aufgetragen. Die so gewonnenen Punkte wurden durch offene Kreise bezeichnet[4]).

Ferner ist durch strichpunktierte wagerechte Linien die Fließgrenze des Materials angegeben, wie sie sich bei den Zugversuchen (obere Linie) und bei den Druckversuchen mit den kurzen Profilstücken c und f (untere Linie) einstellte. Die ausgezogene Kurve ist die Eulerlinie. Aus Abb. 5 erhellt, daß die Punkte des Stabes mit $l_k : i = 97{,}8$ und der längeren Stäbe mehr oder weniger über die Eulerlinie zu liegen kamen. Die Punkte zu den kürzeren Stäben c und f fielen zwischen die beiden strichpunktierten Linien; Beobachtung (Abfallen von Zunder, Auftreten von Fließfiguren) und die Lage der Zahlenwerte bestätigen, daß die Höchstlast der Stäbe c und f durch die Fließgrenze des Eisens bestimmt war. Im ganzen dürfte Abb. 6 zeigen, daß der Druckwiderstand der Stäbe aus I L so hoch ausfiel, als er überhaupt erwartet werden konnte.

In gleicher Weise wie mit Stab I L ist mit den übrigen Stäben verfahren worden. Abb. 6 enthält die Ergebnisse von ⊏-, I-und ⊥-Eisen aus St 37. In diese Zeichnung sind außerdem die Ergebnisse von früher in gleicher Weise mit I-Eisen NP20 ausgeführten Versuchen aufgenommen, worüber die Zeichenerklärung in Abb. 6 Auskunft gibt. Die strichpunktierten Linien begrenzen das Gebiet der Fließgrenze, soweit es bei Zug- und Druckversuchen mit Proben aus ⊏- und I-Eisen zu erkennen war, wobei aber zu beachten ist, daß das Material einzelner Stäbe auch Werte enthalten hat, die unter diesem

[4]) Hinsichtlich der schräg gestrichenen Kreise vergl. das später zu Abb. 6 Gesagte.

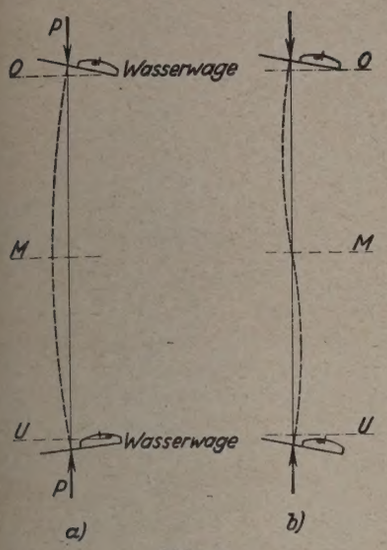


Abb. 7.

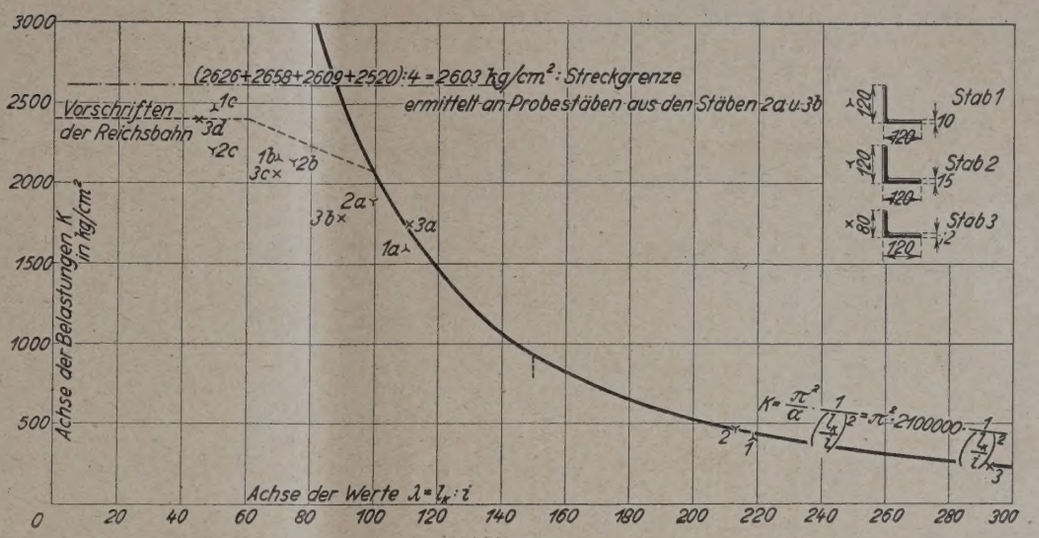


Abb. 8.

Gebiet liegen, wie später noch zu zeigen ist. Schließlich findet sich in Abb. 6 ein gestrichelter Linienzug, welcher die „Knickspannungslinie" nach den Reichsbahnvorschriften darstellt; sie beruht auf der Annahme einer mittleren Streckgrenze $\sigma_s = 2400$ kg/cm².

Aus Abb. 6 geht hervor, daß die Höchstlast der kurzen Stäbe mit $l_k : i$ bis 60 in den Grenzen blieb, die durch die gestrichelten Linien für die Fließgrenze des Materials gegeben sind. Die Ergebnisse der Stäbe mit $\lambda = l_k : i = 60$ bis 100 liegen, abgesehen von 3 Ausnahmen, über der gestrichelten Linie der Reichsbahnvorschriften. Eine der drei Ausnahmen betrifft Stab ⊏ B_g, sie ist unerheblich; die Lage der beiden weiteren (⊏ ME 2 b und ⊏ ME 2 c) dürfte sich durch die Feststellung erklären, daß am Stab ⊏ ME 2 b bereits unter k = 2174 kg/cm² Zunder absprang; hieraus geht hervor, daß es sich bei den Stäben ⊏ ME 2 b und c um Material niederer Streckgrenze gehandelt hat. Außerdem wies der Stab ME 2 bei der Einlieferung örtliche Verbiegungen auf, die durch Richten zu beseitigen waren; da hierbei immer Spannungen verbleiben und die Stäbe nach der genau ermittelten geometrischen Schwerachse in die Maschine eingebaut waren, kann auch dieser Umstand an dem Zurückbleiben der Höchstlast des Stabes ME 2 beteiligt sein.

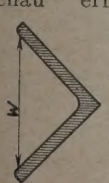


Abb. 9.

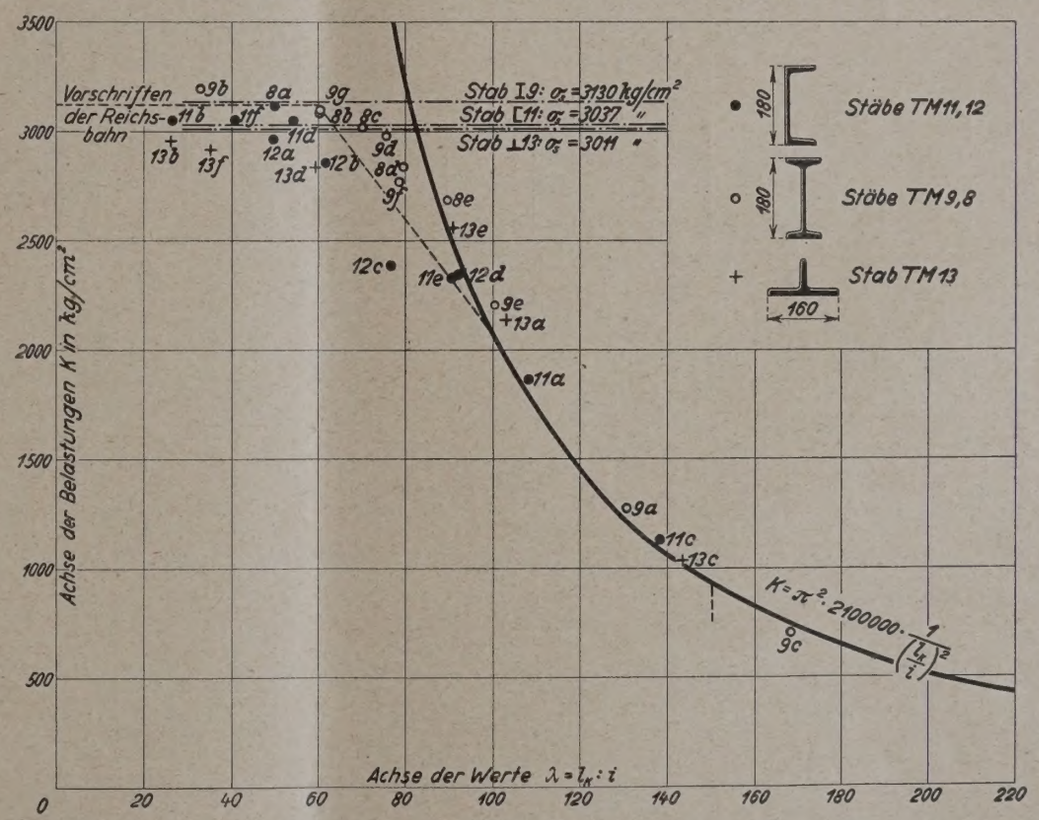


Abb. 10.

Die Höchstlasten der Stäbe mit dem Schlankheitsgrad größer als 100 sind, begleitet von unbedeutenden Ausnahmen, gleich oder größer ausgefallen als sie die Eulerlinie angibt.

Im ganzen erhellt aus Abb. 6, daß der Druckwiderstand der I-, ⊏- und ⊥-Eisen durch die Vorschrift der Reichsbahn in befriedigender Weise dargestellt erscheint. Ein ausgeprägter Einfluß der Profilform hat sich hier nicht geltend gemacht.

In Abb. 6 dürfte weiter bemerkenswert sein, daß die Höchstlasten einzelner Stäbe weit über der Eulerlinie liegen, also erheblich größer ausgefallen sind, als sie nach der Rechnung zu erwarten waren, z. B. bei I Bb, I B d, I L a, u. a. m. Die Erklärung für diese Feststellungen ist durch erweiterte Messung der Formänderung gesucht worden; außer durch die früher angegebene Beobachtung der wagrechten Bewegung dreier Querschnitte ist noch die Neigung der Stirnflächen mit empfindlichen Wasserwagen verfolgt worden. Es sind dann bei den Stäben, deren Höchstlast weit über die Eulerlinie zu liegen kam, die Ausbiegungen nicht in der gewöhnlichen Art nach Abb. 7a gefunden worden, sondern sie stellten sich bis zu hohen Lasten im Sinne der Abb. 7b ein. Da bekanntlich die Formänderung nach Abb. 7b von größeren Höchstlasten als diejenige nach Abb. 7a begleitet wird, die letztere aber zu der Eulerlinie gehört, erscheint die höhere Lage der Höchstlasten der fraglichen Stäbe ausreichend erklärt.

Zur Beurteilung dieser Beobachtungen wird noch be-

achtenswert sein, daß bei Stäben, deren Höchstlast erheblich über die Eulerlinie zu liegen kam und deren Schlankheitsgrad λ über 110 betrug, die Kraftanzeige nach Überschreiten der Höchstlast nicht stetig zurückging, sondern unter einer Last, die nahe dem Eulerwert lag, einen Haltepunkt zeigte. Soweit diese Haltepunkte zu beobachten waren, sind sie in Abb. 5 und 6 schräg durchstrichen eingetragen.

Die Ergebnisse der Versuche mit Winkeleisen aus St 37 sind in Abb. 8 zusammengestellt. Hier blieben die Höchstlasten

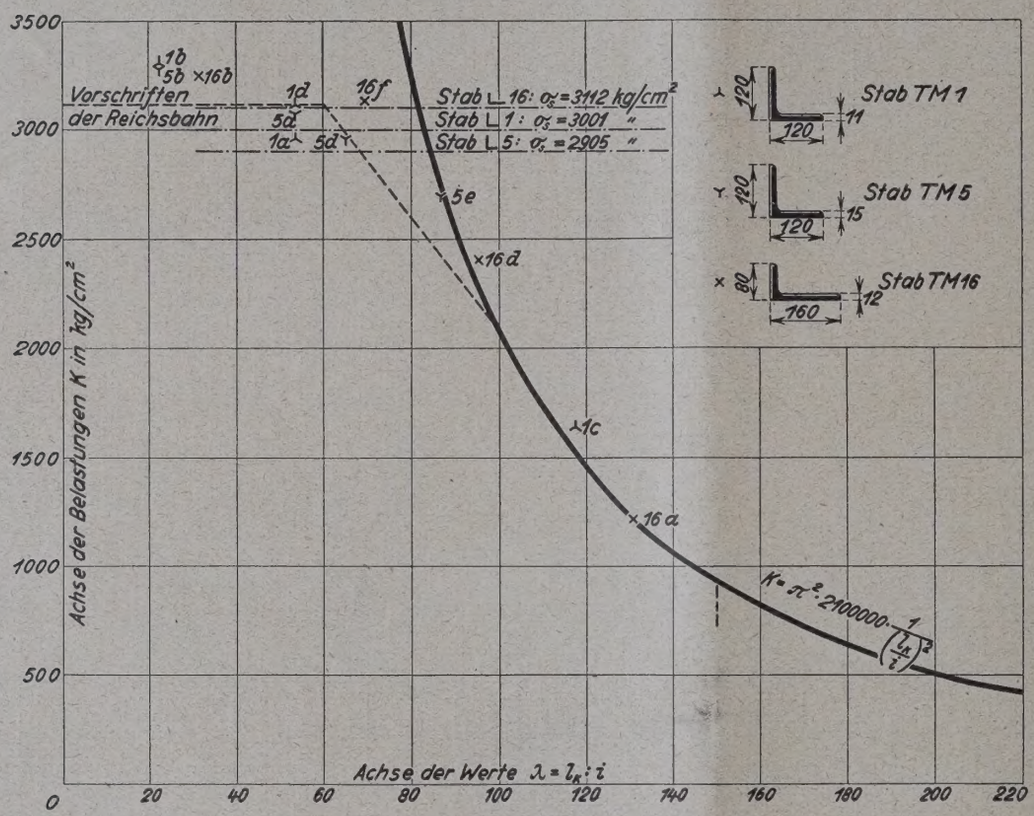


Abb. 11.

sämtlicher Stäbe mit $l_k : i = 40$ bis 100 unter der strichpunktierten Geraden, also unter der Linie der Fließgrenze und die Mehrzahl der Werte fiel unter den gestrichelten Linienzug der Reichsbahn. Schlanke Stäbe ($l_k : i = 200$ bis 300) lieferten Höchstlasten, die nahe der Eulerlinie liegen.

Beim Vergleich mit den Ergebnissen zu den ⊏-, I- und ⊥-Eisen ist hiernach festzustellen, daß das Material in den kurzen Winkeleisen aus St 37 etwas weniger zur Geltung kam als in den erstgenannten Profilen. Zur Erklärung dieser Ergebnisse sei bemerkt, daß an den Schenkeln der Winkel unter hohen Lasten besondere Ausbiegungen deutlich festzustellen waren, so daß sich die Strecke w, Abb. 9, verlängerte. Z. B. hatte sich die Strecke w beim Stab 2 c unter k = 2059 kg/cm² in der Mitte der Stablänge um 0,04 mm vergrößert.

Mit diesen Versuchen wurden die Beobachtungen an einfachen Profilstäben aus St 37 abgeschlossen. Weitere Untersuchungen erstreckten sich auf Profilstäbe aus St 48. Abb. 10 zeigt die Ergebnisse von Stäben mit ⊏-, I- und ⊥-Eisen.

Werden zunächst die Ergebnisse der Versuche mit I-Eisen ins Auge gefaßt, so zeigt sich, daß die Punkte in oder über dem Linienzug der Reichsbahnvorschriften liegen; nur Stab 9 c ist ein wenig unter der Eulerlinie geblieben. Auch das Material dieser Stäbe steht in gutem Einklang mit den Voraussetzungen der Reichsbahnvorschriften (Streckgrenze $\sigma_s = 3130$ kg/cm² bei Stab 9, gegen 3120 kg/cm² nach den Vorschriften). Die Ergebnisse der ⊏- und ⊥-Stäbe mit λ über 60 liegen im wesentlichen (mit 2 Ausnahmen) in den Grenzen der Reichsbahnvorschriften. Die Höchstlasten der kurzen ⊏- und ⊥-Stäbe (λ unter 60) sind etwas kleiner geblieben als bei den I-Stäben, in einem Fall bis zu 9% unter der Linie der Vorschriften, weil die Streckgrenze des Materials der ⊏- und ⊥-Stäbe bis rd zu 6% unter dem Sollwert blieb.

Werden die Ergebnisse in Abb. 10 (St 48) mit denen in Abb. 6 verglichen, so dürfte namentlich zu bemerken sein, daß die Abweichungen von den Reichsbahnvorschriften nach unten im Bereich der Stäbe mit $l_k : i = 60$ bis 100 mit St 48 verhältnismäßig nicht größer ausgefallen sind als mit St 37, obwohl die Streckgrenze des St 48 in den ⊏-Eisen kleiner war als der Sollwert (3120 kg/cm²).

Über die Ergebnisse der Versuche mit Winkeleisen aus St 48 gibt Abb. 11 Auskunft. Hier liegen drei Versuchswerte unter dem Linienzug der Reichsbahnvorschrift, aber nur unerheblich. Beim Vergleich mit Abb. 8, gültig für Winkeleisen aus St 37, erscheint besonders beachtenswert, daß das Weniger, welches mit St 37 gegenüber den Reichsbahnvorschriften zu verzeichnen war, bei den Winkeleisen aus St 48 nicht aufgetreten ist.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 256.)

Nachfolgende Zusammenstellung möge einige der größten ausgeführten Talsperren in den Vereinigten Staaten darstellen, aus denen insbesondere die Abmessungen und die Massen zu erkennen sind.

a) Schwergewichtstypen:

Rooseveltdamm am Salt River in Arizona, mit gekrümmtem Grundriß, Höhe 82 m, Kronenbreite 5 m, Basisbreite 50 m, mit einem Beckeninhalt von 1580 Mill. m³ und iner Masse von 230 000 m³ Beton.

Gleichfalls in Arizona, Bewässerungszwecken dienend, wurde im Jahre 1925 das Mormon-Flat-Reservoir mit rund 49 m Höhe fertiggestellt, und eine dritte Talsperre ist im Bau.

Arrow Rock-Damm: Höhe 105 m, Kronenbreite 5 m, Basisbreite 72 m.

In dieses Gebiet gehört auch die vorher erwähnte Anlage bei San Francisco, wo die als Schwergewichtsmauer ausgeführte Sperre bei einem Beckeninhalt von 450 Mill. m³ eine Betonmasse von 480 000 m³ umfaßt.

b) Gewölbesperren.

Pacoimasperre in Kalifornien (Abb. 7a, b und d): Spannweite 161 m, Zentriwinkel 110 °, Radius wasserseitig 97 m, Höhe 110 m, Kronenbreite 3 m, Basisbreite 31 m, Beckeninhalt 14,3 Mill. m³ und eine Masse von 160 000 m³ Beton.

Skagit River-Sperre bei Ruby Creek; Spannweite 260 m bzw. 350 m, wobei der Bogen beiderseits tangential verlängert wurde; Zentriwinkel 130 °; Radius wasserseitig 180 °, Höhe 120 m, Kronenbreite 3 m, Basisbreite 46 m und eine Masse von 1 080 000 m³ Beton.

Bullards Bar-Sperre bei San Francisco; Spannweite 125 m; Radius wasserseitig 73 m; Höhe 53 m; Kronenbreite 2 m; Basisbreite 12,5 m und eine Masse von 44 000 m³ Beton.

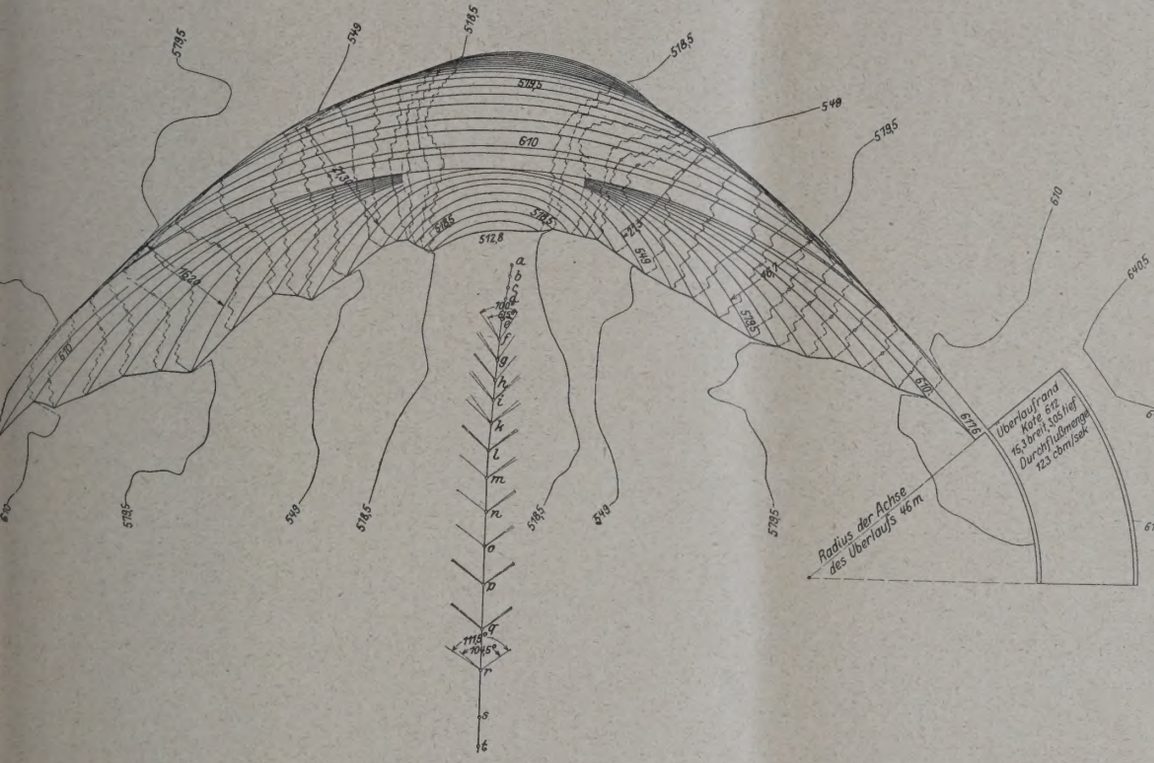


Abb. 7a

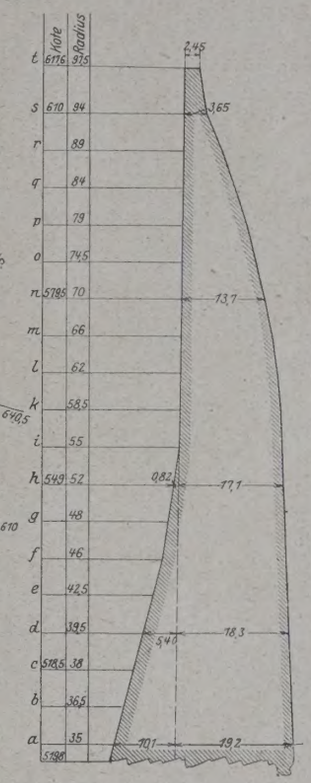
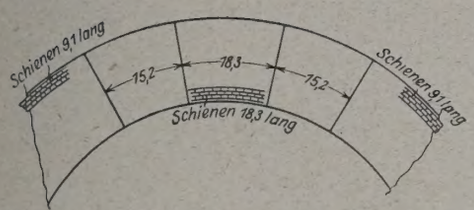
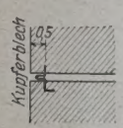


Abb. 7b. Größter Querschnitt.





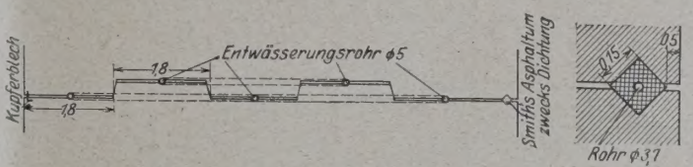


Abb. 7d. Fugenausbildung.

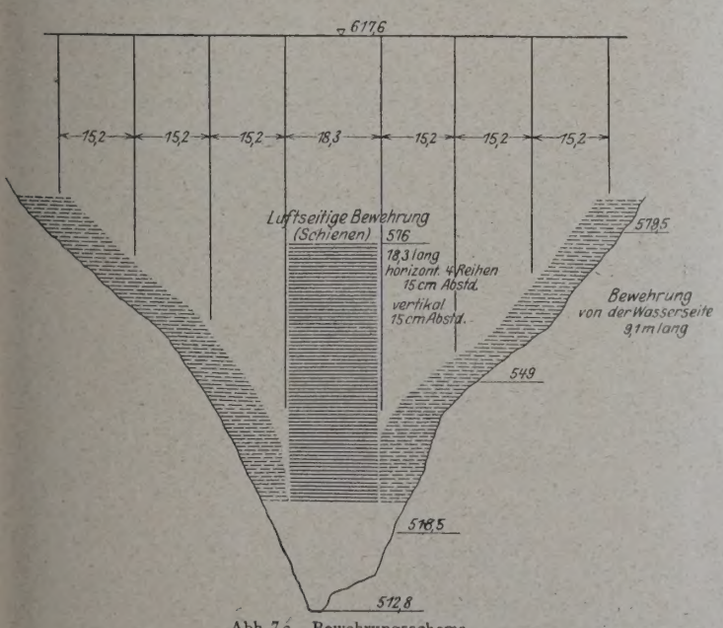


Abb. 7c. Bewehrungsschema.

Abb. 7a—d. Pacoimasperre bei Los Angeles.

Sawpitsperre bei Los Angeles, Monrovia; Spannweite 105 m; Radius wasserseitig 61 m; Höhe 38 m; Kronenbreite 2 m; Basisbreite 12,7 m; Beckeninhalt 0,43 Mill. m³ und eine Masse von 15 000 m³ Beton.

Spauldingsperre in Kalifornien; Spannweite beim ersten Ausbau 180 m (220 m beim zweiten); Radius wasserseitig 130 m; Höhe 80 m; Kronenbreite 8,4 m; Basisbreite in 20 m Höhe über Flußsohle 30 m, unten 56 m; Beckeninhalt 90 Mill. m³.

c) Aufgelöste Sperren.

Lake Eleanor-Sperre: Höhe 21 m; Länge 380 m; Spannweite der Öffnung 12 m; Masse von 8400 m³ Beton.

Big Dalton-Sperre: Höhe 42,5 m; Länge 120 m; Spannweite der Öffnung 12 m; Beckeninhalt 46 Mill. m³ und eine Masse von 5000—6000 m³ Beton.

Lake Hodges-Sperre (Abb. 8a und b): Höhe 43,1 m; Spannweite der Öffnung 7,9 m; Länge 200 m; eine Masse von 6000—7000 m³ Beton.

Murraysperre bei San Diego: Höhe 35,6 m; Spannweite der Öffnung 9,15 m; Länge 275 m; eine Masse von 8000 m³ Beton.

Mountain-Dell-Sperre: Höhe 45,2 m mit Öffnungen von 10,7 m Spannweite.

Cave Creek-Sperre; Höhe 37,1 m; Spannweite der Öffnungen 13,4 m; Länge 515 m und eine Masse von 14 000 m³ Beton.

Palmdale-Sperre: Höhe 53 m; Spannweite der Öffnungen 7,3 m; Länge 210 m und eine Masse von 19 000 m³ Beton.

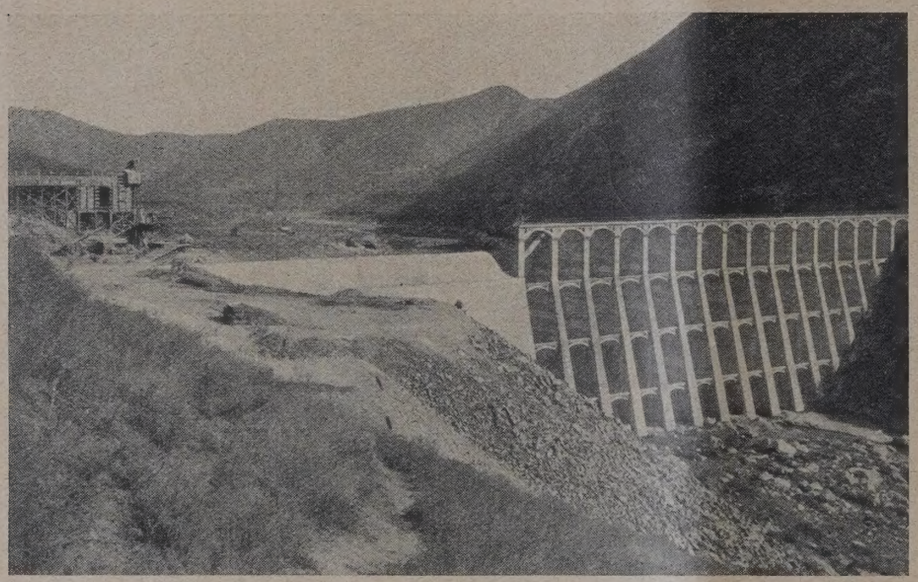


Abb. 8a. Eisenbetontalsperre am Lake Hodges in Kalifornien, 43 m hoch, 200 m lang.

Gem Lake-Sperre (Abb. 8c): Höhe 25 m; Spannweite der Öffnungen 12 m; Länge 210 m; Beckeninhalt 21 Mill. m³ und eine Masse von 4000—5000 m³ Beton.

d) In der Ambursentype, die im wesentlichen eine wehrähnliche Konstruktion aus Pfeilern und Eisenbetonplatten ist, sei zu erwähnen die Ausführung bei Cisco in Texas mit einer Höhe von 80 m; Öffnungen von 5,5 m Spannweite; Länge 150 m; Beckeninhalt 37 Mill. m³ und eine Masse von 32 500 m³ Beton und 1000 t Eisen.

Neben diesen erwähnten Ausführungen sind eine ganze Reihe im Bau. Von den in Vorbereitung befindlichen Projekten sind die Staumauern am Coloradofluß zu nennen, die sowohl für Hochwasserschutz als auch für Kraftausnutzung in Frage kommen, von denen nur eine für eine Speichermenge von 42 Mill. m³ und mit einer Höhe von über 200 m erwähnt sei.

Wir erkennen auch aus diesen vorstehenden Angaben, daß die Größe der Bauwerke ganz besondere Maßnahmen für die Ausführung notwendig machte.

Im folgenden möge über den Bau einer Schwergewichtsmauer berichtet werden, den der Verfasser im Juni 1925 zu besuchen Gelegenheit hatte. Es ist die Exchequer-Talsperre am Mercedfluß am Eingang des fruchtbaren und landschaftlich interessanten Yosemitetals in Kalifornien.

Die ganze Anlage wird sowohl für die Bewässerung wie für Kraftausnutzung gebaut. Rund 44 000 PS sollen neu geschaffen und die Bewässerung von 74 000 ha Land ermöglicht werden.

Der Entwurf der Talsperre, der an sich keine besonderen konstruktiven Eigenheiten aufweist, stellt eine Schwergewichtsmauer dar mit einer Länge von 320 m, einer Höhe von rd. 110 m, einer Kronenbreite von 4 m und einer Stärke am Fuß von 74 m. Zur Verankerung der Sperre in die seitlichen Felswände dienten Betonsporne, die an der Wasserseite etwa 6,50 m tief in den Fels hineingeführt wurden.

Beachtenswert ist hier die Bauausführung, bei der es sich darum handelte, 380 000 m³ in möglichst kurzer Zeit herzustellen. Zwei Baubilder aus der ersten Hälfte des Jahres 1925 sind in Abb. 9a und 9b dargestellt.

Bei der Ausführung wurde darauf Rücksicht genommen, daß weder an der Wasserseite noch an der Landseite eine Verkleidung in Form von Putz oder anderer Art vorgesehen war. Man hat bei dem Bau des Hetch-Hetchy-Dammes mit einem auf der Wasserseite auch bei uns in letzter Zeit häufig angewandten Verfahren einen Mörtelputz aufgebracht, der sich nicht bewährt hat. Diese auch an andern Stellen gemachte Beobachtung erklärt das Bestreben, sich von jeder Art von Verkleidung dadurch freizumachen, daß man Wasserdichtigkeit und die Sicherheit gegen Temperatureinwirkungen durch besondere Güte der eigentlichen Betonkonstruktion zu gewährleisten sucht.

Bei der Exchequersperre wurde ähnlich, wie dies bei Schweizer Talsperren in den letzten Jahren geschehen ist, der Beton an der Wasserseite allerdings nur auf eine Höhe von rd. 30 m von unten in einer Tiefe von 1,5 m in einem zementreicheren Mischungsverhältnis (1,5 : 3 : 10) hergestellt.

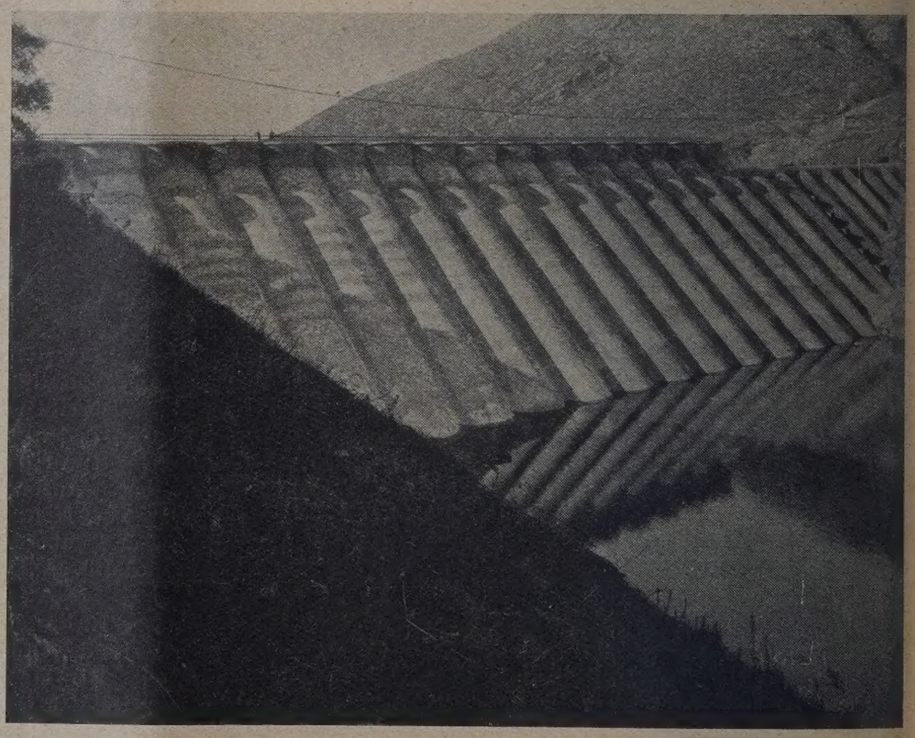


Abb. 8b. Eisenbetontalsperre bei Lake Hodges.

Die ganze andere Betonmasse setzte sich zusammen aus ein Teil Zement : drei Teilen staubfreiem Sand unter 6,7 mm: zwei Teilen Kies in Korngrößen von 7—30 mm: fünf Teilen Kies in Korngrößen 30—65 mm und zu drei Teilen gröberem Material bis zu 10 mm Korndurchmesser.

Der Bestimmung dieses Mischungsverhältnisses ging eine sorgfältige Untersuchung voraus, und bei der etwa 20 engl. Meilen von der Baustelle entfernten Gewinnungsstelle für das Zuschlagsmaterial wurde in Berücksichtigung der für notwendig erkannten Korngrößenabstufungen durch entsprechende

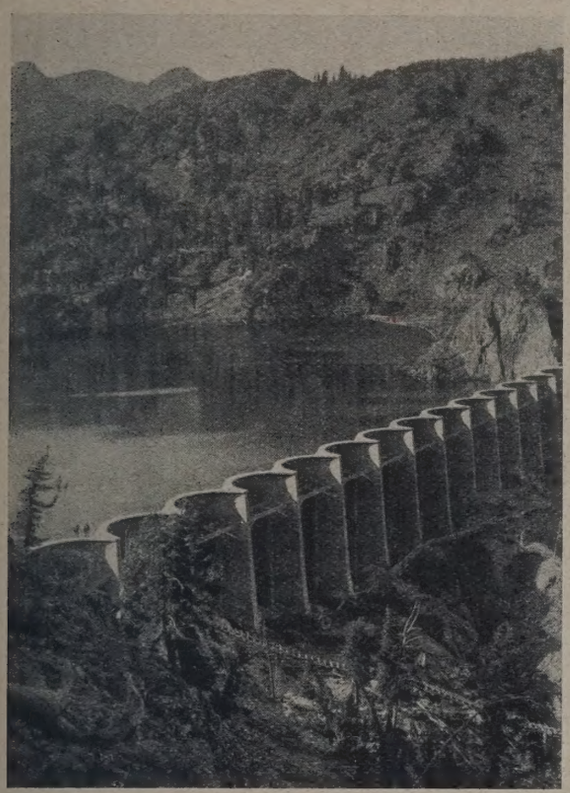


Abb. 8c. Eisenbetontalsperre Gem Lake, Kalifornien.

Wasch- und Siebeinrichtungen Rechnung getragen. Das im vorigen Abschnitt dargestellte Bild 1 a zeigt einen Kiessandtransport beim Bau der Exchequersperre mit den nach Korngrößen geordneten Bunkerwagen.

Die Sand- und Kieszüge wurden in die Silos gebracht, wo zwei Mann damit beschäftigt waren, den Inhalt in die kleineren dem Mischungsverhältnis angepaßten Bunker zu leiten. Von hier aus wurde das Material automatisch in kleinere Wagen und nach der Mischanlage gebracht, die aus drei 1,7 m^3 fassenden Mischmaschinen bestand. Der in Eisenbahnwagen herangeführte Zement wurde von zwei Arbeitern ausgeladen und mit Hilfe von Rutschen nach den Silos weitergefördert, von wo durch automatische Vorrichtungen das Einbringen in die Mischmaschine vermittelt wurde.

Für die Zuführung des Wassers zur Mischmaschine werden ebenso wie zur Bedienung der Mischmaschine besonders zuverlässige Arbeiter ausgewählt, die entsprechend besser gelöhnt werden.

Neben der Auswahl des Mischmaterials war der Herstellung der Schalung besondere Sorgfalt gewidmet. Die in Tafeln vorbereiteten Schalungen wurden aus ausgewählten, zur Erzielung glatter Oberflächen entsprechend bearbeiteten 1 Zoll starken Brettern hergestellt. Bei der Zusammenstellung der Schalungsbretter und -tafeln wurde darauf geachtet, daß Fugenbildungen möglichst ausgeschaltet wurden, um Zementverluste beim Gießen des nassen Betons zu vermeiden. Ferner war die Absteifung der einzelnen Schaltafeln, die vor dem Betonieren naß gehalten werden, in sich und gegeneinander so stark, daß Verkrümmungen infolge Schalungsdruckes des frischen Betons und aus anderen Ursachen unmöglich gemacht wurden. Die innere Absteifung der Schalungen erfolgte durch eiserne Rohre, die mit dem Fortschritt beim Betonieren entfernt wurden.

Die Anlage für das Gießen des Betons (siehe Abb. 9 a und 9 b) war ein auch bei uns bekanntes amerikanisches System leichter und gefälliger Bauart. Der Gießturm, der mit dem Fortschritt der Arbeit hochgeführt wurde, erreichte schließlich eine Höhe von rund 150 m. Das letzte Rinnenstück war geschlossen und teleskopartig ausgebildet

Der Beton wurde in Blöcken verarbeitet, deren Höhen der etwa 1,3 m hohen Schalung entsprachen, und die auf die volle Tiefe der Mauer zwischen den vorgesehenen Fugen aufgestellt waren, wie dies auch in Abb. 9 a zu erkennen ist. Diese waren unten weiter voneinander entfernt als oben, in Entfernungen von 16,5 bis 11,5 m vorgesehen und nicht besonders ausgebildet. Die Schalungen wurden z. T. schon nach 1½ Tagen entfernt. Für eine sorgfältige Naßhaltung des Betons während der ersten 10 Tage wurde gesorgt. Vor Aufbringen einer neuen Schicht wurde die Oberfläche des darunter liegenden Betonblocks mit Wasser und Preßluft von 10 kg/m^2 gesäubert.

Wenn sich auch die Verhältnisse mit unseren schwer vergleichen lassen, so mögen doch einige Angaben über die Kosten und Arbeiterlöhne von Interesse sein. Die Gesamt-

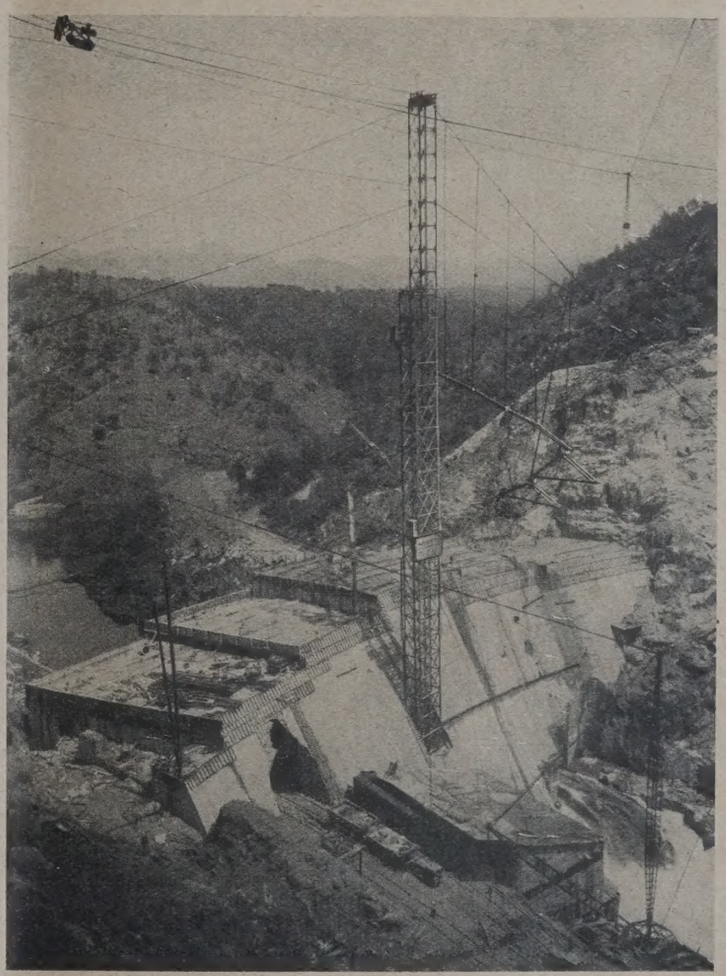


Abb. 9a. Gewölbebetonanlage bei der Talsperre von Exchequer.

kosten der ganzen Anlage einschließlich der Eisenbahnverlegung betragen 15 Mill. Dollar. Von den Kosten des Kraftwerks selbst im Betrage von 5,8 Mill. Dollar entfallen 2,8 Mill. Dollar auf Maschinen und 3 Mill. Dollar auf die Betonarbeiten einschließlich derjenigen des Krafthauses.

An dem Tage meines Besuches im Juni waren insgesamt 120 ungelernte und 110 gelernte Arbeiter beschäftigt. Diese Zahlen sind für den großen Bau klein und erklären sich aus dem

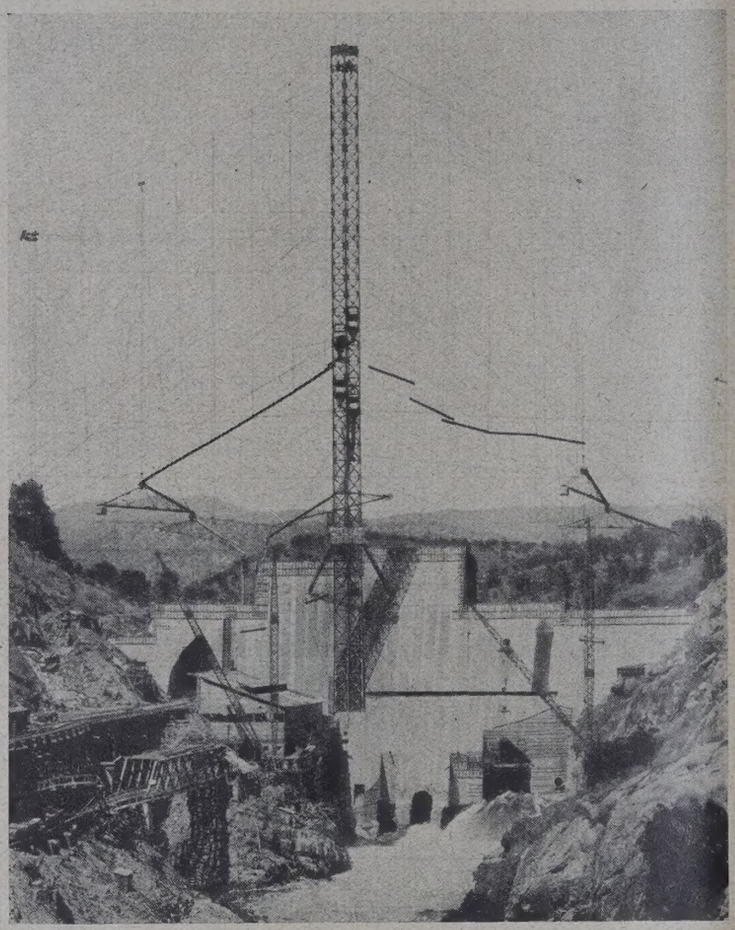


Abb. 9b. Exchequer-Talsperre.

Bestreben des bauleitenden Ingenieurs, so wenig Arbeiter wie möglich zu beschäftigen und weitgehendst maschinelle Einrichtungen an Stelle von Handarbeit einzuführen. Beim Betonieren wurden im ganzen 17 Zimmerleute und 38 Arbeiter verwendet.

Die Löhne der Arbeiter, die im übrigen weitaus geringer waren, als die in den großen Städten des Westens oder im Osten, waren 50 cts/Stunde für den ungelernten Arbeiter, 70—100 cts/Stunde für die Zimmerleute und die Maschinisten.

Bei den Betonarbeiten herrscht im allgemeinen das verständliche Bestreben vor, möglichst Rekordzahlen für die täglichen Leistungen zu erzielen. So wurde berichtet, daß beim Exchequerdamm im März 1925 an 26 Arbeitstagen bei zweimal 8-Stunden-Schichten unter Verwendung von 1,52 m^3-Mischern insgesamt 360 000 m^3 Beton hergestellt wurden. Dies ist eine sehr erhebliche Leistung unter Berücksichtigung des Umstandes, daß das Kies- und Sandmaterial in einer Entfernung von 20 engl. Meilen aus dem Flusse gewonnen, gewaschen und gesiebt werden mußte. Die Leistung ist auch ein Beweis dafür, daß die Transport- und Fördereinrichtungen, deren Zuverlässigkeit die wesentliche Vorbedingung für gute Leistungen ist, sehr hohen Anforderungen gerecht wurden. Genaue Fahrpläne wurden eingehalten, und der Verkehr wickelte sich so regelmäßig wie auf einer Eisenbahnlinie ab.

Im übrigen scheint man weniger Wert auf Rekordleistungen als auf gleichmäßige Tagesleistungen zu legen, weil diese für die Schnelligkeit der Arbeit und für eine raschere Fertigstellung des Bauwerks entscheidend sind.

Über den Fortschritt der Arbeiten läßt sich folgendes berichten: Am 1. August 1924 wurde mit der Aufstellung der Gießtürme auf die von der Bauverwaltung errichteten 13,5 m hohen Betonfundamente begonnen. Am 4. Dezember wurde zum ersten Male betoniert. 10 Monate nach Unterzeichnung der Verträge war die ganze Transportanlage einschließlich des sehr hohen Gießturms fertiggestellt, ferner 82 000 m^3 Felsen entfernt und 150 000 m^3 Beton eingebracht — bei zweimal 8-stündigen Arbeitsschichten täglich. Während der heißen Zeit wurde von 3 Uhr nachmittags bis 11 Uhr nachts betoniert. Da selbst in diesen Stunden die Hitze unerträglich werden konnte (wie ich im Juni während meines Besuches feststellen konnte), erhielten die Arbeiter 20 %ige Lohnzuschläge.

Es ist nicht anzunehmen, daß der für die Fertigstellung vorgesehene Termin am 1. Februar 1926 nicht eingehalten wurde, obgleich wegen eines Hochwassers im März/April 1925 die Arbeit eine nicht unerhebliche Störung erfuhr. Allerdings muß man hinzufügen, daß während des ganzen Jahres ohne Unterbrechung betoniert werden kann, und das Klima für den raschen Fortschritt der Betonarbeiten sehr förderlich ist.

Die beachtenswerte Leistung, innerhalb von 1½ Jahren 380 000 m^3 Beton zu verarbeiten, ist nur möglich durch gleichmäßige Tagesleistungen. Sie ist ferner nur möglich bei weitgehender Mechanisierung der Arbeit und bei Vermeidung aller irgendwie in Betracht kommenden Betriebsstörungen. Letzteres wäre nicht möglich, wenn nicht genormte Einzelteile von Maschinen und Förderanlagen auf Vorrat oder in rasch erreichbarer Nähe zum Ersatz bereitgehalten werden könnten.

Selbstverständlich fehlte an der Baustelle auch nicht ein Laboratorium. In diesem wurden täglich vier Proben entnommen zur Prüfung der 7- und 28-Tage-Festigkeit des Betons. Die Voruntersuchungen mit Sand und Kies vor Schaffung geeigneter Siebanlagen machen laufende Kontrollsiebanalysen notwendig, die von Zeit zu Zeit zur Bestimmung des Feinheitsmoduls durchgeführt werden. Die Konsistenz des Betons mit Hilfe der „Slump-Versuche" wurden zwar auch von Zeit zu Zeit geprüft. Man hat ihnen aber anscheinend hier als Güteprobe für den zu verarbeitenden Beton wenig Bedeutung beigelegt. (Fortsetzung folgt.)

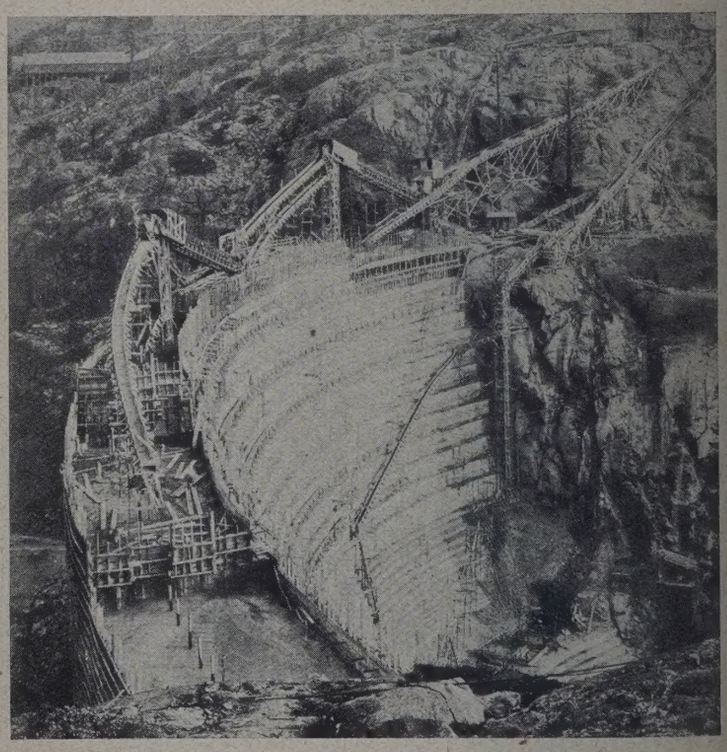


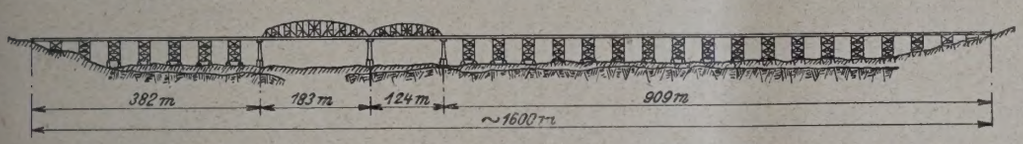
Abb. 9c. Anwendung des Förderbandes bei der Verarbeitung von Gußbeton.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bau der New Hudson River Bridge.

[Nach Engineering News-Record v. 19. März und 2. April 1925.]

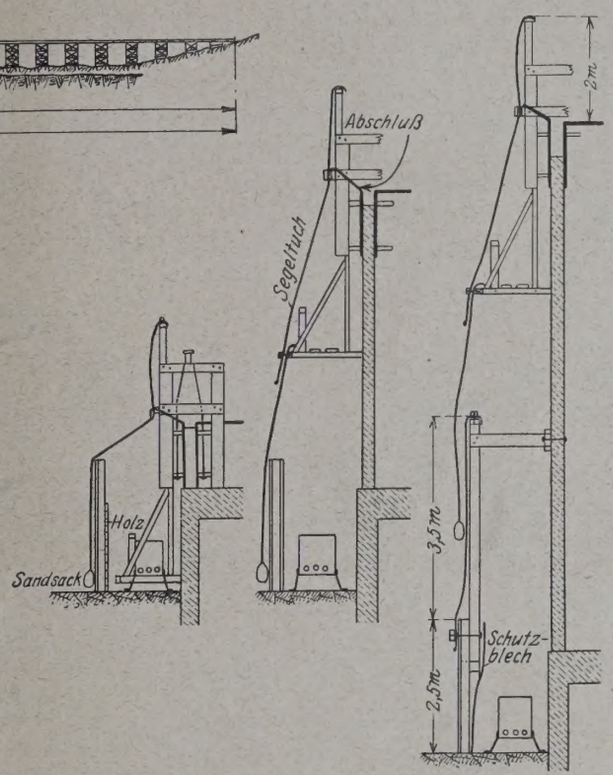
Die New York Central Line unterhielt lange Jahre hindurch den Fracht- und Personenverkehr über den Hudsonfluß bei Albany, N. Y., über je eine zweigleisige Brücke, welche infolge ihrer geringen Höhenlage für den Schiffsverkehr Drehbrücken erforderte. Die dadurch für die Schiffahrt vorhandenen Schwierigkeiten zwangen schon vor Jahren zur Aufstellung von Plänen für eine hochgelegene Gleisführung. Die Vorarbeiten hierfür setzten bereits im Jahre 1913 ein und führten nach vielem Hin und Her zu dem Ausführungsentwurf (s. Abb.),



welcher Überbauten von insgesamt 1600 m Länge erforderte, die zum größten Teil als Gerüstbrücken, zum andern Teil als zwei 183 und 124 m weit gespannte Überbauten ausgeführt wurden. Bei den Planungsarbeiten wurde verschiedentlich die Einschaltung eines Überbaues von 300 m Stützweite gefordert. Verschiedene Untersuchungen haben aber ergeben, daß den Bedingungen der Schiffahrt auch mit dem Ausführungsentwurf Genüge geleistet wird, und daß selbst bei Ausführung einer Auslegerbrücke von 305 m Stützweite 2½ Millionen Dollar Mehrkosten entstehen. Da die Brücke vielfach von Kühlwagen befahren wird, deren herabtropfende Salzlauge erhöhte Unterhaltungskosten verursacht hätte, wurde bei den Gerüstbrücken — entgegen dem im Entwurf vorgesehenen hölzernen Schwellenbelag — die Fahrbahntafel in Eisenbeton ausgeführt. Bei den großen Überbauten dagegen hat man jedoch mit Rücksicht auf die durch die schwere Eisenbetonfahrbahntafel erhöhten Kosten die ursprünglich vorgesehene hölzerne Fahrbahntafel ausgeführt. Das gesamte Bauwerk macht den unschönen Eindruck einer typisch amerikanischen Ausführung. Die etwa 40 m hohen Gerüsttürme sind in der Richtung der Fahrbahn 19,5 m breit und nehmen parallelgurtige Blechträgerbrücken von 30,5 m Stützweite auf. Jeder Pfeiler stützt sich auf ein festes und drei bewegliche Auflager. Die Blechträgerüberbauten sind jeweils auf einer Seite fest und auf der anderen Seite auf gewölbten Gleitplatten längsbeweglich gelagert. Die konstruktive Ausbildung der großen Überbauten war in der Entwurfszeit auch mehrfachem Wechsel unterworfen. Ursprünglich waren für die Füllung ein K-System und Augenstäbe als untere Gurtung in Aussicht genommen. Später hat man sich jedoch zu steif angeschlossenen Gurtstäben und zu dem aus der Abbildung ersichtlichen Füllungssystem entschlossen. Der Berechnung der Gerüstbrücken wurde der Lastenzug Coopers E 75 zugrunde gelegt, bei den großen Überbauten jedoch mit Rücksicht auf ihre erhebliche Länge Coopers E 65. Außerdem wurden hier bei gleichzeitigem Befahren beider Gleise die Lasten um 5 % vermindert. Die großen Querschnitte der beiden Hauptüberbauten erforderten ungewöhnliche Nietlängen. Bei ⅞ bis 1¼ Zoll Durchmesser kamen Längen bis 230 mm in Frage. Das Einziehen dieser Niete bereitete zuerst große Schwierigkeiten, da konische Schäfte nur unmittelbar unter den Köpfen die Nietlöcher vollständig ausfüllten. Nach vielen Versuchen gelang es, durch gleichmäßiges Anwärmen dieser langen Niete, Vergrößerung des Niethammerkolbens und leichtes Abschrecken der warmen Nietenden gut sitzende Nietung zu erreichen. Die Aufstellung der Brücke vollzog sich in verschiedenen Abschnitten unter Benutzung hölzerner, fester Rüstungen für die ersten Felder und des Freivorbauverfahrens mit Hilfe provisorischer, auf gerammten Pfählen aufsitzender, eiserner Zwischenstützen. Das Gesamtgewicht der Gerüstbrücke betrug 15 570 t, das der beiden großen Überbauten 2376 und 5720 t. Die Kosten der betriebsfertigen Brücke betrugen etwas über 4 Millionen Dollar. Als Baustoff wurde ein Siemens-Martin-Stahl von 3900 bis 4500 kg/cm² Bruchfestigkeit und 2250 kg/cm² Streckgrenze verwendet. A. Dürbeck.

Amerikanische Betonbauweise bei strenger Kälte.

Die Ausführung von Betonbauten im Winter bürgert sich in Amerika immer mehr ein und macht sich trotz der Mehrkosten für Anwärmen der Baustoffe und Heizen der Baustellen bezahlt durch die Ausnutzung der Baugeräte und die Beschäftigung der Bauarbeiter während des ganzen Jahres. Die verhältnismäßig hohen Kosten einer Umschließung des Baues durch einen Holzüberbau hat die Turner-Baugesellschaft mit vollem Erfolg gespart bei der Herstellung einer Reihe von runden Zement-Turmbehältern in Portand-Point (New York) von 24 und 12 m Höhe aus Eisenbeton, die letzteren im Januar und Februar 1925 bei 30° C Kälte. In mildem Winterwetter genügt das Verhängen der Baugerüste mit Decken und das Heizen des Innenraumes durch 50 mm weite Dampfleitungen nahe an den Betonwänden. In strenger Kälte waren wirksamere Abschließungen und kräftigere Heizung nötig. Jedes Bauwerk wurde zunächst mit einer 2,5 m hohen Bretterwand umschlossen in solchem Abstande, daß Platz für Koksöfen blieb, und der Zaun und die Rüstung durch Segeltuch abgedeckt, das am unteren Saume durch Sandsäcke beschwert war; mit dem Fortschreiten des Bauwerks wurde die genannte Segeltuchabdeckung am unteren Rande der nach oben rückenden Rüstung befestigt und die Rüstung durch eine besondere Segeltuchabdeckung eingeschlossen; zuletzt war noch eine Erhöhung der Bretterwand durch eine Segeltuchwand nötig. Das Segeltuch, von gleicher Art wie für Lagerzelte, kam in Stücken von 3,5 × 18 m und 3,5 × 6 m mit Ringen und Seilverbindung zur Verwendung. Durch 35 Koksöfen auf der Außenseite, die nach der jeweiligen Windrichtung verteilt wurden, und 3 auf der Innenseite des Eisenbetonturmes ließ sich die Luft innerhalb der Verkleidung dauernd auf + 18° C halten, auch bei Außentemperaturen von — 30° C. Die Betonmischmaschine arbeitete zwar im Freien, aber die Baustoffe und das genau zugemessene Wasser wurden so heiß zugeführt, daß der Beton bis zum Einbringen in die Schalung nicht auskühlte. Die Schalung wurde stets erst höher gerückt, wenn die Prüfung der Betonprobezylinder, die unter denselben Verhältnissen wie der eingebaute Beton erhärteten, ausreichende Festigkeit ergab.



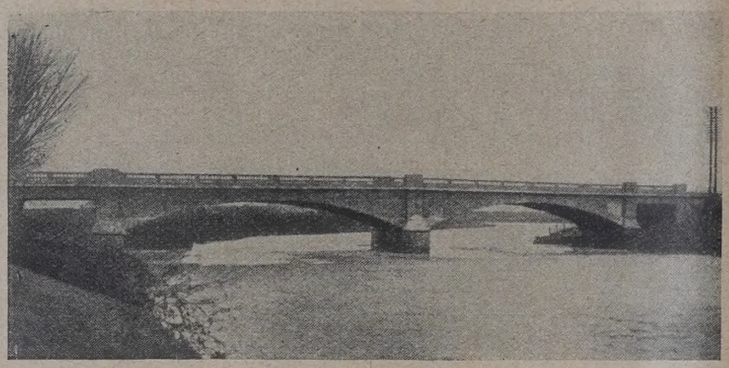
Bei großen Bauten werden die Baustoffe zweckmäßig durch Dampfstrahlen gelockert und vorgewärmt. Bei kleineren Bauten schüttet man die Sand- und Kieshaufen über weite Eisenröhren, in denen man dann Feuer anmacht, und wärmt das Anmachwasser in den entsprechend eingerichteten Koksöfen der Raumheizung.

Das Umbauen und Heizen der Baustelle wird schon bei Temperaturen unter + 13° C nötig, denn schon bei + 3° C erreicht der abbindende Beton nur noch 70% seiner Normenfestigkeit. (Nach Concrete vom Dezember 1925, S. 21—24.) N.

Eisenbetonbrücke über den Trentfluß bei Newark (Nottinghamshire).

Die seit 1652 bestehende Holzbrücke über den Trentfluß in der großen Nordstraße ist erst 1922 unter Verbesserung der Anfahrten durch eine schiefe Eisenbetonbrücke ersetzt worden. Die neue Brücke hat zwei Flußöffnungen von je 30 m und zwei Landöffnungen von je 7,5 m Spannweite. Die Hauptöffnungen mit 2,9 m $\left(\frac{1}{10,5}\right)$ Stich tauchen mit den Bogenanläufen 1,8 m in das höchste Hochwasser. Die Widerlager und Pfeiler bestehen aus Massenbeton, auf Mergelfels gegründet, die Widerlager in eine Ufermauer und vier Strebepfeiler gegliedert. Die eingespannten Hauptbogen bestehen aus vier Rippen von 90 cm Höhe an den Kämpfern und 60 cm im Scheitel, die äußeren je 60 cm, die inneren je 90 cm breit, die ersteren mit 35 mm, die letzteren

mit 47 mm starken Rundeisen und 8 mm starken Bügeln bewehrt. Die Fahrbahnhauptträger, 30 × 60 cm stark, laufen über alle Öffnungen durch, sind im Scheitel mit den Bogen vereinigt und stützen sich auf die Bogen und Pfeiler mittels Säulen, 35 × 35 cm stark, deren Zwischen-

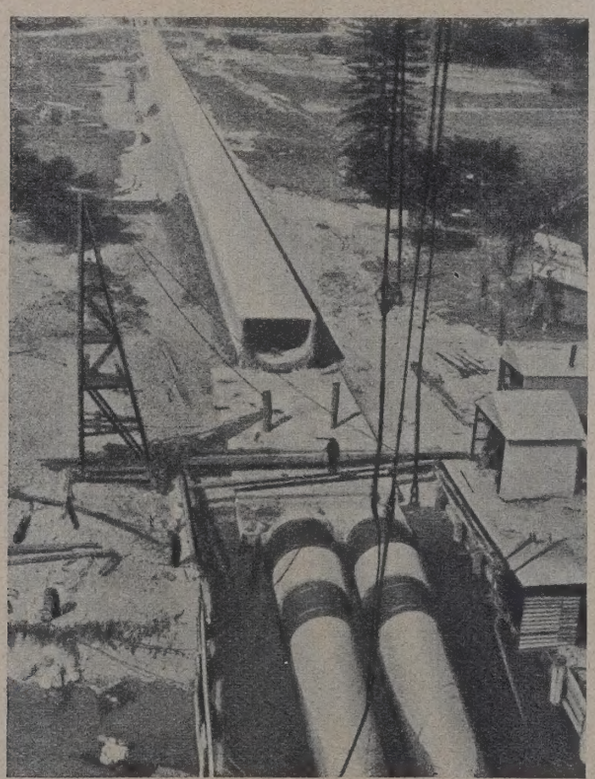


räume über den Randbogen durch 10 cm starke Mauern verkleidet sind. Die Fahrbahnquerträger, 22 × 53 cm stark, haben 1,5 m Mittenabstand, die 18 cm starke Fahrbahndecke läuft wie die Hauptträger durch. Die Brüstung besteht aus Naturstein, das Hauptgesims jedoch, wie die anderen Bauglieder, aus Eisenbeton. Die Belastungsproben mit einer zweiachsigen Zugmaschine von 20 t und einem zweiachsigen Lastwagen von 40 t waren voll befriedigend. Der Bau hat 47 750 Pfd. gekostet, wozu 21 370 Pfd. Staatsbeihilfe gewährt worden sind. (Aus Engineering vom 5. Febr. 1926, S. 157 u. 172, mit 1 Zeichn. u. 3 Abb.) N.

Abwasserleitungsdüker unter dem Hafen von Sydney.

(Nach Engineering vom 29. Jan. 1926, S. 128—129 u. 140.)

Die rd 32 km lange Abwasserleitung von Sydney (Neusüdwales) kreuzt einen Hafenarm mit einem Düker aus zwei Eisenbetonrohren von 1,8 m Durchmesser, die nebeneinander auf den sandigen Meeresgrund verlegt, an den Muffenverbindungen durch Taucher gedichtet



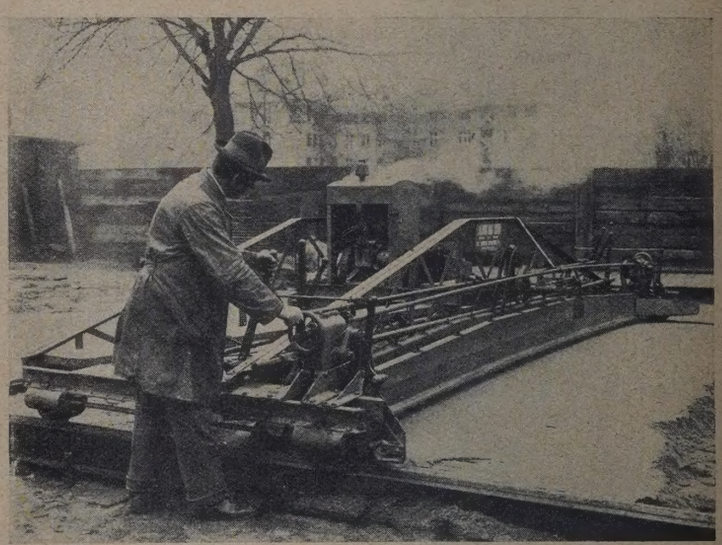
und umbetoniert wurden, so daß beim Leerpumpen sich nur ganz geringe Undichtigkeiten zeigten. Im seichten Wasser wurden die Rohre in Längen von 30 m mittels eines Schwimmkranes, in tiefem Wasser mit zylindrischen Schwimmkörpern verbunden und von Prähmen aus versenkt. Die Taucherarbeit dabei wurde sehr erleichtert durch Fernsprechverbindung der beiden Taucher untereinander und nach oben.

Die Abbildung zeigt hinter den beiden Dükerrohren die Gründung für den Abflußregler und den Eisenbetonhauptkanal auf flachem Grunde. N.

Der Betonstraßenfertiger zur zehnfachen Beschleunigung im Automobilstraßenbau.

Der Betonstraßenfertiger ist die neuste, aus Amerika durch die AMBI-Werke herübergebrachte Straßenbaumaschine, die imstande ist, die Arbeit von 15—20 Arbeitskräften zu ersetzen und deren Handarbeit durch die weit zuverlässigere und bessere Maschinenarbeit zu übernehmen. Ihr Zweck und ihre Vorteile bestehen darin, daß sie drei Hauptarbeiten des Betonierens, also das Verteilen der Betonmasse, das Stampfen derselben und das Glätten der Oberfläche, leistet. Das maschinelle Arbeiten beim Herstellen von Straßen bietet nicht nur den Vorteil der sorgfältigsten und gleichmäßigsten Arbeit, sondern auch wesentliche Zeitersparnis, also eine schnellere Herstellungsmöglichkeit der Straßen. Durch diese Maschinenarbeit wird weiterhin ein unbedingt gleichmäßiges Profil, also die absolut gleichmäßige Wölbung der Straße erzeugt, die dann frei von allen Unebenheiten, Senkungen und Erhebungen ist, die sich sonst bei Handarbeit bzw. beim Walzen der Straßenoberfläche nicht vermeiden lassen.

Diese Vorzüge sind von allen in Amerika für den Straßenbau maßgebenden Stellen, insbesondere von der Portland-Association in Chicago anerkannt und finden darin ihre volle Würdigung, daß heute bei allen Betonstraßenausführungen in Amerika nicht nur wie bei uns in Deutschland die maschinelle Betonzubereitung vorgeschrieben,



sondern auch die maschinelle Verarbeitung des Betons durch diesen Finisher-Betonstraßenfertiger unbedingt gefordert wird. Es ist dieses auch für alle Stellen, die die Bauoberleitung und schließlich die Abnahme und zuletzt auch die Unterhaltung der Straßen in Händen haben, von außerordentlichem Wert, weil durch die maschinelle Arbeit von vornherein die Gewähr für tadellose, einwandfreie Ausführung gegeben ist.

Die Leistungsfähigkeit der hier in Abbildung gezeigten Straßenbaumaschine hat sich in Amerika durch Betätigung einiger tausend solcher Maschinen hinreichend erwiesen, und es ist nachgewiesen worden, daß diese Maschine täglich in 8 Arbeitsstunden 250 m Straßenlänge bis zu 9 m Breite in Beton fertigstellt.

Die Verwendung einer solchen Maschine ist nicht nur für ein und dieselbe Straßenbreite möglich, sondern durch Auswechseln verschiedener Teile der Gitterträger, der Stampfbohlen und des Gestänges kann eine Umstellung der Maschine für jede gewünschte Straßenbreite leicht herbeigeführt werden.

Die Arbeitsweise der Maschine besteht in drei Bewegungen. Bei der ersten und zweiten Bewegung arbeiten beide Bohlen, die vordere Bohle, die das Verteilen des aus dem Mischer entfallenden Betons übernimmt, die zweite Bohle, die den Beton stampft. Beide Bohlen geben der Straße die Profilierung. Die zweite Bohle, die als Stampfwerk dient, arbeitet auch bei der zweiten Bewegung, also beim Rückwärtsgang der Maschine. Bei der dritten Bewegung arbeitet noch einmal dieselbe Stampfbohle und neu hinzu tritt das Arbeiten des Glätters — eines gummierten Glättbandes. Hieraus geht hervor, daß der Beton hintereinander weg dreimal gestampft wird. Die Stampfbohle arbeitet in so schnell aufeinander folgenden Schlägen, wie es das Stampfen von Hand gar nicht zuläßt. Das Stampfwerk arbeitet gewissermaßen auch mit als Rüttelwerk. Durch die schnelle Bewegung wird jede im feuchten Beton befindliche Luftblase herausgedrückt und der dichteste Beton geschaffen.

Die Bedienung des Betonstraßenfertigers, die nur durch einen Mann erfolgt, ist äußerst einfach. Dieser hat nur einige Hebel zu betätigen und die Maschine an jedem Morgen nur einmal für die Arbeitsweise einzustellen. Es geschieht dieses dadurch, daß die vordere Bohle, die den Beton verteilt, in etwa 5—7 cm Höhe über den seitlichen Fahrschienen gehalten wird. Die entsprechende Hochstellung dieser Bohle hat sich dem jeweils zur Verwendung kommenden Betonmaterial anzupassen und richtet sich also danach, ob dieses in feinerer oder gröberer Mischung vorhanden ist.

Die vordem kurz erwähnten seitlichen Einfassungsschienen, die sowohl zur festen Einkleidung der Betondecke als auch als Fahrschienen für die Maschine dienen, sind gepreßte, profilierte Stahlblechschienen von je 3,6 m Länge. Sie werden aneinandergelegt und nicht etwa wie bisher bei uns in Deutschland sonst derartige Einfassungsschienen oder Bohlen durch Laschen verbunden, verschraubt und dergl., sondern das Zusammenpassen dieser aneinanderzustoßenden Schienen erfolgt unter Verwendung keilförmig geschnittener Bleche, die gegeneinander getrieben werden. Hierdurch ist das Versetzen der Schienen äußerst leicht, schnell und billig möglich. Die Höhe dieser Fahrschienen schwankt zwischen 6 und 9 ", je nach gewünschter Randstärke der Straßendecke.

Selbst in Straßenkurven ist diese Maschine zu verwenden. Man hat hierfür an jeder Schmalseite der Maschine eine Hebevorrichtung mit Kniehebelübersetzung angebracht, die beim Kurvenlauf die Spannung, die naturgemäß durch die ungenügend beweglichen Radsätze entstehen müßte, überwindet. Dieselbe Hebevorrichtung gestattet auch, die Maschine anzuheben, falls sie einmal von den Schienen fallen sollte — es kann dies nur vorkommen, wenn die Fahrschienen nicht genau parallel verlegt worden sind.

Der Betriebsstoffverbrauch ist erstaunlich gering. Der Benzinverbrauch je Stunde beträgt etwa 3 l, so daß die Kosten des Betriebsstoffes je Tag sich auf etwa 10 RM. bemessen.

Auch für einen leichten, also bequemen Transport der Maschine von Baustelle zu Baustelle ist Sorge getragen. Die Maschine wird auf ein hochrädriges Fahrgestell, das aus zwei eisernen Rädern und einer Achse besteht, im Schwerpunkt aufgestellt und dann in ihrer Längsrichtung an ein Lastauto oder Fuhrwerk angehängt. Ein Zerlegen der Maschine wird hierdurch erspart.

Die Straßenbreiten von $2^1/_4$—9 m werden mit dieser Maschine gefertigt. Sollen breitere Straßen hergestellt werden, dann arbeitet diese Maschine mehrmals nebeneinander her.

Die normale Arbeitsgeschwindigkeit der Maschine beträgt beim Vorwärtsgang etwa $2\frac{1}{2}$ m, beim Rückwärtsgang etwa 9 m je Minute.

Die Wirkung des Stampfens der Maschine ist eine außerordentlich starke. Die Stampfbohle ist hierzu in Plattenfedern aufgehängt und macht senkrechte Hubbewegungen. Durch die federnde Aufhängung wirken sich die Stampfschläge mit dem vollen Eigengewicht der Bohlen auf dem Beton aus. Es kommt aber außerdem noch eine Kraft hinzu, die der Bohle mitgeteilt wird durch ein schweres, rotierendes Gewicht, so daß die verlangte Zusammenpressungsmöglichkeit des Betons durch diese maschinelle Stampfung vollkommen erfüllt wird.

Die Antriebsmaschine hat eine Stärke von 8 PS; normal wird ein 2-Zylinder-Benzinmotor verwandt.

Zum Schluß sei noch ein besonderer Vorteil der Maschine den anfangs aufgeführten Vorzügen hinzugefügt:

Die Verwendung der Maschine und der Maschinenarbeit scheidet das bei Handarbeit sehr oft zum Nachteil der Betonstraßen führende Bestreben, reichlich feuchten Beton zu verwenden, aus. Sie gestattet die Verarbeitung möglichst trockenen Betons, der bekanntlich weit dichter und fester wird, und der auch eine schnelle seitliche Ausschalung, also ein baldiges Wiederwegnehmen der seitlichen Fahrschienen gestattet.

Die erste dieser für den Straßenbau außerordentlich wertvollen Maschinen, der vorbeschriebene Betonstraßenfertiger, wurde von der AMBI-Maschinenbau A.-G. in diesen Tagen mehrmals Fachkreisen und auch der Presse vorgeführt.

Allseitig wurde hierbei anerkannt, daß diese Maschine etwa zehnmal so schnell die Erfüllung aller Wünsche reifen läßt und weit schneller ans Ziel führt, und es wird daher die Aufgabe der Gemeinden und des Staates sein, sich ebenfalls bald zum Entschluß und zur Tat durchzusetzen und sich dieser bewährten Erfindung zu bedienen und den Straßenbau-, besonders den erfahrenen Betonbauunternehmungen die langersehnte Gelegenheit zu neuer Betätigung zu geben. Vielen tausend Erwerbslosen bietet allerorts der weitumspannende Straßenbau und noch vielen Tausenden mehr der dem Automobilstraßenbau folgende Automobilbau mannigfachste, wirklich lohnende Arbeitsmöglichkeit.

Darum ergeht an alle maßgebenden Stellen der Ruf: „Nehmt den Automobilstraßenbau in die Reihe der Notstandsarbeiten auf."

Automobilstraßen bauen, heißt den Lebensnerv des Staates stärken.

Es wird an dieser Stelle noch einmal unterstrichen, was von Herrn Dr. Sperling, dem Direktor des Reichsverbandes der deutschen Automobilindustrie, in dem Artikel „Die Bedrohung des Automobilverkehrs" gesagt ist, nämlich:

„Es muß endlich die Auffassung Platz greifen, daß die Instandhaltung unseres Wegenetzes und die Vorrichtung der vorhandenen Chausseen für Automobilstraßen eine Frage von großer staatswirtschaftlicher Bedeutung ist, und daß infolgedessen das Reich bzw. die Länder aus öffentlichen Mitteln hierfür namhafte Summen zur Verfügung stellen müssen. Denn, wenn das Wegenetz und damit der Verkehr zerrüttet wird, so leidet natürlich hierunter die allgemeine Wirtschaft."

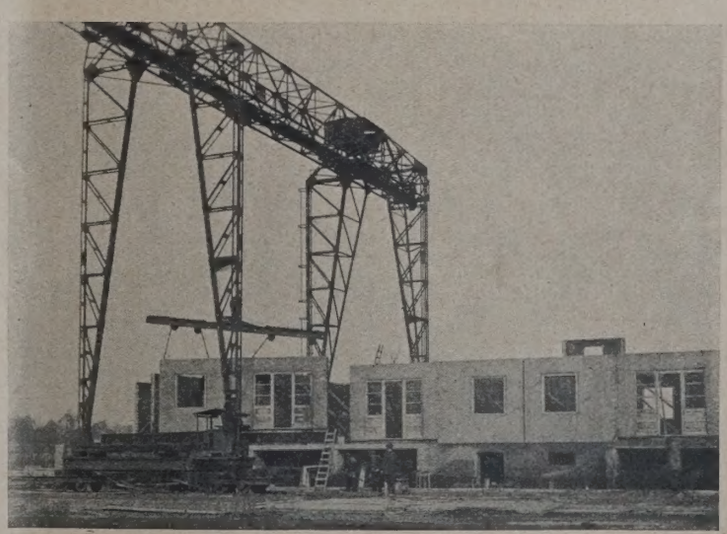
Infolgedessen ist es durchaus gerechtfertigt, hier die Forderung auf Bereitstellung öffentlicher Mittel für den Wegebau zu erheben, wie dies auch in anderen Ländern der Fall ist.

Die Vervollkommnung unseres Straßennetzes wird um so dringlicher, als immer mehr der Personenverkehr durch Kraftomnibusse, der Güterverkehr durch Lastkraftwagen auf den Landstraßen vor sich geht.

In allen Ländern der Erde macht sich die Erscheinung bemerkbar, daß dem Verkehr und dadurch dem gesamten Wirtschaftsleben ganz außerordentlich wichtige Dienste geleistet werden durch den Wettbewerb zwischen Kraftfahrzeug und Schienenbahnen. Hoffmann.

Ein neues Schnellbauverfahren.

In Berlin-Karlshorst werden jetzt Wohnhäuser nach einem besonders in Holland schon seit einiger Zeit angewandten Verfahren gebaut. Man benutzt einfach Platten aus Eisenbeton mit Einlagen von einem Ausmaß bis zu 10 m Länge und 4 m Höhe.



Nach diesem Verfahren, wobei die Platten an Ort und Stelle gegossen werden, können ganze Wohnhäuser im Rohbau in 2—3 Tagen entstehen.

Unsere Bilder zeigen:

1. Das „Plattenhaus" kurz vor der Vollendung.
2. Wie der Kran die Platten zusammenfügt.

Hundertjähriges Bestehen der Menai-Hängebrücke.

(Nach „Engineering" vom 29. Januar 1926.)

Am 30. Januar d. J. waren 100 Jahre vergangen seit der Eröffnung von Telfords berühmter Hängebrücke über die Menai-Meerenge. Bei der Vollendung der Brücke, die einen Höhepunkt in seiner glänzenden Laufbahn bedeutete, war Telford 68 Jahre alt. Sein Geburtsort ist der kleine Weiler Westerkirk in Dumfriesshire, beigesetzt ist er in Westminster Abbey. Vom einfachen Maurer hat er sich zum Führer des Ingenieurstandes seiner Zeit emporgearbeitet. Die von ihm in Schottland gebauten Straßen von einer Gesamtlänge von 1450 km und die Erbauung von etwa 120 Brücken haben dieses Land, wie man sagt, „um gut ein Jahrhundert" vorwärts gebracht.

Zu den Schauplätzen von Telfords Tätigkeit gehörten auch die zehn unwirtlichen Distrikte von Nordwales. Mit der Verbesserung der Straßen ergab sich die Notwendigkeit, die schwerfälligen und gefährlichen Fähren über die Menai-Enge, die von der Post und den Reisenden auf dem Weg nach Irland benutzt wurden, durch eine Brücke zu ersetzen. Dem schließlich ausgeführten Projekt einer Hängebrücke gingen seit 1776 verschiedene Vorschläge voraus, darunter ein Viadukt aus Holz und von Telford selbst eine gußeiserne Bogenbrücke von 152 m Spannweite.

Im Gegensatz zu den bis zu jener Zeit gebräuchlichen Drahtkabeln oder Kettengliedern aus Vierkant- oder Rundstäben verwendete Telford bei seinem Entwurf Kettenglieder aus Flacheisen. Die Menaibrücke hängt an 16 Ketten, deren Glieder je aus fünf Flacheisen 3¼ auf 1 Zoll, 3,28 m lang, bestehen, die durch Flacheisen 8 auf 16 Zoll und Bolzen von 3 Zoll Dicke mit dem nächsten Glied verbunden sind.

Die drei Spannweiten betragen 95,5 m, 177 m und 95,5 m. Die Türme sind 46 m hoch, Fahr- und Gehwege zusammen 9,20 m breit. Die lichte Höhe bis zum Niederwasser beträgt 36,5 m. Im Jahre 1839 wurde die Brücke durch einen heftigen Sturm schwer beschädigt, ein Drittel der Hängestangen war gebrochen. Im Vergleich mit andern Hängebrücken aus derselben Zeit ist die Brücke jedoch bemerkenswert frei von Unfällen geblieben. Merkle, Dipl.-Ing.

Antwort auf die Zuschrift des Herrn Arn. Escher in Heft 12 des „Bauingenieurs", Jahrgang 1925.

I. Der Gedankengang, der mich zur Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene (Heft 2, Jahrg. 1925 „Bauing.") führte, war folgender: Im gebogenen Freistabe ergeben die Längskräfte (P P) ein Moment in bezug auf den Schwerpunkt des Querschnittes und verursachen dadurch außer der Druckspannung $\frac{P}{F}$ auch eine Biegungsspannung B_1, welche einen Teil der ganzen Biegungsspannung B bildet. Falls der Freistab eine Querbelastung $q_x = -q \sin\frac{\pi x}{l}$ und die Längskräfte $(P_1\, P_1)$ besitzt, ist die Biegungsspannung von $(P_1\, P_1)$: $B_1 = B\frac{P_1}{P_{kr}} = B\frac{P_1 l^2}{\pi E J}$. Wenn wir $\frac{1}{n}$ Teil von der Querbelastung $q_x = -q \sin\frac{\pi x}{l}$, welche in der Mitte des Freistabes eine Biegungsspannung = B hervorruft, wegnehmen, müssen wir, um dieselbe Deformation beizubehalten, an den Enden des Freistabes Längskräfte $(P_1\, P_1) = \frac{1}{n} P_{kr}$ hinzufügen; die Biegungsspannung B bleibt dann erhalten, hinzutritt aber noch eine Druckspannung $\frac{P_1}{F}$, so daß die Gesamtspannung wird zu:

$$(1)\qquad \sigma = \frac{\overline{M_1}}{W} + B\frac{P}{P_{kr}} + \frac{P_1}{F};$$

$$(2)\qquad \sigma = \overbrace{\qquad\qquad B}\qquad + \frac{P_1}{F} > B.$$

Wählen wir aber die Längskräfte $(P_2\, P_2) < (P_1\, P_1)$ und gilt dann:

$$(3)\qquad \frac{\overline{M}}{W} + B\frac{P_2}{P_{kr}} + \frac{P_2}{F} = B,$$

so bleibt die vorige Formänderung nicht erhalten, der Freistab stellt sich wieder in die Gerade ein und die Gesamtspannung

$$(4)\qquad \sigma = \frac{\overline{M_1}}{W} + B_2\frac{P_2}{P_{kr}} + \frac{P_2}{F}$$

wird kleiner als B_2 sein.

Auf solche Weise wird ein Belastungssystem nach der Gleichung

$$\frac{\overline{M}}{W} + B_z\frac{P_2}{P_{kr}} + \frac{P_2}{F} = B_z$$

errechnet.

Nach Division durch B wird die Gleichung (4) zu

$$(5)\qquad \frac{\overline{M}}{BW} + \frac{P}{P_{kr}} + \frac{P}{BF} = 1.$$

II. Meine Untersuchungen über die Berechnung eines Freistabes auf Biegung und Druck im Raume haben zu dem an dieser Stelle kurz zusammengefaßten Ergebnis geführt:

$$\frac{\overline{M_x}}{BW_x\left(1-\frac{Pl^2}{\pi^2 E J_x}\right)} + \frac{\overline{M_y}}{BW_y\left(1-\frac{Pl^2}{\pi^2 E J_y}\right)} + \frac{P}{BF\left(1-\frac{Pl^2}{\pi^2 E J_{min}}\right)} = 1,$$

wobei $\overline{M_x}$, $\overline{M_y}$ Momente der äußeren Kräfte, W_x, W_y geometrische Widerstandsmomente und J_x, J_y Trägheitsmomente in den Hauptebenen sind.

Diese Formel stimmt vollständig mit allen gebräuchlichen Berechnungsformeln, außer mit der Formel $P = \frac{\pi^2 E J}{r\, S l^2}$ überein. Letztere kann jedoch nach meiner Meinung nicht fü eine allgemeine Berechnungsformel gelten, da sie die Festigkeit des gedrückten Freistabes unberücksichtigt läßt; das führte auch zu der bekannten Begrenzung in der Anwendung dieser Formel $\left(\frac{l}{2} < 100\right)$. Mein im Heft 2 des „Bauing." (1925) veröffentlichter Aufsatz „Allgemeine Formel für Berechnung eines Freistabes auf Biegung in der Ebene" war ein Versuch, in möglichst kurzer und zusammenfassender Weise die Resultate meiner Untersuchungen für die Berechnung der gedrückten Stäbe wiederzugeben.

N. Pogorschelsky, Obermasch.-Ing., Kaschira, Gouv. Moskau.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Gesetzentwurf über die Wirtschaftsenquete. Im Zusammenhang mit der Zollpolitik des Jahres 1925, dem offenen Ausbruch der Wirtschaftskrise und den damit zusammenhängenden Fragen haben sowohl der Reichstag, als auch der Reichswirtschaftsrat und der Verein für Sozialpolitik eine Erhebung über die gegenwärtige Struktur und Lage der deutschen Wirtschaft gefordert.

Die Enquete soll nach diesen Forderungen folgenden Zwecken dienen: Vor allem im Hinblick auf die Zollpolitik soll sie eine Prüfung der Grundlagen der deutschen Gesamtwirtschaft unter besonderer Berücksichtigung der industriellen Wirtschaft und der Landwirtschaft, sowie des wechselseitigen Verhältnisses beider und ihrer Verknüpfung mit der Weltwirtschaft sein. Nach Absicht des Vereins für Sozialpolitik soll sie der Milderung der erbitterten Kämpfe zwischen Arbeitgebern und Arbeitnehmern über die Arbeitszeitfrage dadurch dienen, daß durch Befragung der beteiligten Unternehmer, Betriebsbeamten und Arbeiter gewisse umstrittene Tatsachen objektiv festgestellt werden. Z. B. die Frage der Veränderungen in den produktiven Leistungen durch Veränderung der Arbeitszeit, des Lohnes und der Entlohnungsmethoden. Zu diesem Zweck soll von jedermann Auskunft über wichtige Tatsachen verlangt werden können, Betriebe besichtigt werden, Einsicht in die Unterlagen für Bemessung von Preisen und Löhnen genommen, Kontrollmessungen von Arbeitsleistungen und Produktionsergebnissen vorgenommen werden. Ferner soll die Enquete Klarheit schaffen: über die Kreditnot, die Belastung durch Steuern und Reparationslasten, die Absatzschwierigkeiten durch die allgemeine Verarmung, über Dumping und Subventionsmaßnahmen des Auslandes. Eine besondere „Kartellenquete" soll nicht stattfinden, sondern ihre Aufgaben sind im Rahmen der allgemeinen Enquete zu verfolgen, die übrigens der Regierung auch geeignetes Material für die vom Völkerbund geplante „Weltwirtschaftskonferenz" und allgemeine Unterlagen für gesetzgeberische und verwaltungstechnische Maßnahmen verschaffen soll.

Diese Pläne haben zu einem Entwurf eines „Gesetzes über einen Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft" geführt, der bereits dem Reichswirtschafts- und dem Reichsrat vorgelegen hat und nun dem Reichstag vorliegt. Klarheit besteht in der Hauptsache noch nicht über die Zusammensetzung der Mitglieder des Ausschusses, deren Zahl 24—30 betragen soll und die von der Reichsregierung zu berufen sind. Sie sind zu gleichen Teilen vom Reichstag, Reichswirtschaftsrat und der Reichsregierung selbst in Vorschlag zu bringen, auch der Reichsrat beansprucht Vorschlagsrechte für sich. Ferner soll der Ausschuß von sich

aus 6 weitere Mitglieder in Vorschlag bringen dürfen. Den Vorsitz führt ein nicht stimmberechtigter Beauftragter der Reichsregierung. Für einzelne Fragen werden Unterausschüsse gebildet, einer davon muß der Ermittlung der Einwirkung von Dauer der Arbeitszeit und Art der Entlohnung auf die Arbeitsleistung dienen. Von jedermann können mündliche oder schriftliche Auskünfte und Gutachten über wirtschaftliche und soziale Verhältnisse, Abschriften und Zusammenstellungen, Besichtigungen und Vorlagen von Unterlagen verlangt werden. Alle Behörden sind zu Auskünften verpflichtet. Die Befragten können in Eid genommen werden, falsche Angaben mit Gefängnis und Geldstrafen gerügt werden. Die Sitzungen sind öffentlich, jedoch dürfen die Mitglieder des Ausschusses das, was sie erfahren, nicht mißbräuchlich ausnützen. Zu Steuerzwecken darf das Material nicht verwandt werden.

Hinterlegung von Kundenwechseln als Sicherheit bei der Steuerstundung. Nach der Reichsabgabenordnung (§ 105 Abs. 2) soll eine Stundung von Steuerschulden in der Regel nur gegen Hinterlegung von Sicherheiten gewährt werden; nur die Landesfinanzämter sind berechtigt, u. U. Zahlungsaufschub ohne Sicherheitsleistung zu bewilligen. (§ 6 Abs. 1 der Stundungsordnung v. 29. Januar 1923. RGBl. I S. 75.) Die Arten der für die Sicherheitsleistung zulässigen Vermögensgegenstände enthalten die §§ 109—119 der Reichsabgabenordnung und die §§ 16—44 der Stundungsordnung.

In Anbetracht der wirtschaftlichen Lage wäre erwünscht, daß als Sicherheit auch gewöhnliche Kundenwechsel hinterlegt werden können. Gewöhnliche Kundenwechsel sind jedoch nicht in den §§ 26—28 der Stundungsordnung, die die Wechsel betreffen, zur Sicherheitsleistung zugelassen. Auf eine Eingabe der Industrie- und Handelskammer Berlin hat der Präsident des Landesfinanzamtes Berlin geantwortet, daß andere Wechsel als die in §§ 26—28 Stund.-O. genannten für den Bereich des Berliner Landesfinanzamtes auch nicht zugelassen werden könnten. Diese gesetzlich zugelassenen Wechsel sind: Wechsel von Unternehmungen, die als Steuerbürgen zugelassen sind, d. h. die geschäftsmäßig Sicherheit für andere leisten und vom Landesfinanzamt allgemein zugelassen sind (Banken, Sparkassen), aber auch Wechsel anderer kreditwürdiger Personen. Im letzteren Fall kann jedoch u. U. eine besondere Anerkennung der Unterschrift des Wechselschuldners vom Finanzamt verlangt werden. Die Wechsel müssen (nach § 28 1. u. 2. Stund.-O.) vom Steuerpflichtigen ausgestellt sein. Bei eigenen Wechseln muß ein kreditwürdiger Dritter den Wechsel als Bürge unterzeichnen. Bei Tratten muß der Bezogene akzeptiert haben. Ferner muß das Reich (Finanzamt, Hauptzollamt) als Wechselnehmer bezeichnet sein. Der Wechsel muß auf Sicht zahlbar und die Präsentationsfrist darf nicht kürzer als 2 und nicht länger als 10 Jahre sein. Die Stempelkosten hat der Steuerschuldner zu tragen.

Zweigniederlassungen von Bauunternehmungen gehören zur ortsansässigen Industrie. Vom Verbande ostpreußischer Industrieller war durch Vermittlung des Landtagsabgeordneten Dr. Grzimek, Königsberg, Pr., beim Preußischen Ministerpräsidenten Beschwerde über mangelhafte Berücksichtigung der ostpreußischen Industrien bei Vergebung von Reichs- und Staatsaufträgen erhoben worden. Darauf hatte der Preußische Minister für Handel und Gewerbe in einem Schreiben vom 5. Dezember 1925 erwidert, daß die für die Vergebung staatlicher Aufträge in Frage kommenden Stellen wiederholt angewiesen worden seien, bei der Vergebung von Aufträgen die ostpreußischen Industrien soweit irgend möglich bevorzugt zu berücksichtigen. Auf Grund dieses Schreibens war im Konkurrenzkampf den Königsberger Niederlassungen einiger Bauunternehmungen der Charakter als „ostpreußisches Gewerbe" bestritten worden, um ihnen so die Grundlagen ihrer Existenz auf dem ostpreußischen Baumarkt zu entziehen.

Gegen diese Art der Auslegung hatte der Beton- und Tiefbauwirtschaftsverband bei den zuständigen Stellen Einspruch erhoben. Es ist nunmehr der folgende Erlaß des Preußischen Ministers für Handel und Gewerbe vom 20. März 1926 — J. Nr. II b 2644. IV 4302. VI 1. II. 1081 — ergangen:

„Mein Schreiben an den Herrn Landtagsabgeordneten Dr. Grzimek in Königsberg vom 5. Dezember v. Js. ging davon aus, daß bei der Vergebung von Reichs- und Staatsaufträgen innerhalb der Provinz Ostpreußen soweit irgend möglich die ostpreußische Industrie zu berücksichtigen ist. Das sollte aber nicht bedeuten, daß bei Vergebung von Bauaufträgen nur die in Ostpreußen ausschließlich tätigen Firmen oder nur solche, die dort ihre Hauptniederlassung haben, besondere Berücksichtigung finden sollen. Diesen Firmen sind selbstverständlich auch die ständigen, seit vielen Jahren in Ostpreußen ansässigen Zweigniederlassungen von Tiefbauunternehmungen, deren Hauptniederlassungen im inneren Reichsgebiet liegen, unter Wahrung voller Parität gleichzustellen, sofern sie seit längerer Zeit in Ostpreußen ein ständiges Büro unterhalten, in das Handelsregister in Ostpreußen eingetragen sind, kommunale Steuern und Berufsschulbeiträge usw. zahlen und ostpreußischen Angestellten und Arbeitern Arbeit und Verdienst verschaffen. Ich habe Herrn Landtagsabgeordneten Dr. Grzimek sowie die beteiligten Reichsministerien und nachgeordneten Behörden hiervon in Kenntnis gesetzt."

Die Arbeitslosigkeit in den letzten zwei Jahren. Aus den Angaben des Reichsarbeitsblattes geht hervor, daß sowohl die Gesamtziffer der Erwerbslosen wie die Anzahl der arbeitslosen Bauarbeiter im Februar dieses Jahres den bisherigen Höchststand vom Januar 1924 noch erheblich übertroffen haben. Dagegen ist nach den Angaben der Gewerkschaften die Arbeitslosigkeit innerhalb des Deutschen Baugewerksbundes und des Zentralverbandes der Zimmerer geringer als vor zwei Jahren. Zum Teil wird die Ursache im Rückgang der Mitgliederzahl dieser Gewerkschaften liegen. Im einzelnen lauten die Zahlen für die Mitte bzw. den Durchschnitt der Monate:

	Arbeitsuchende bei den öffentl. Arbeitsnachweisen		Arbeitslose in % der erfaßten Mitglieder:	
	Gesamtzahl	Baugewerbe	Deutscher Baugewerksbund	Zentralverbd. d. Zimmerer
1924				
Januar	2 051 658	180 998	71,5	59,9
Februar	1 818 697	169 158	72,6	58,3
März	1 459 416	126 492	38,0	37,0
April	869 899	44 150	15,3	14,5
Mai	627 555	17 386	9,3	6,8
Juni	601 260	15 145	10,6	5,7
Juli	685 027	17 227	10,6	7,3
August	780 985	20 965	11,4	8,5
September	790 413	20 279	8,4	6,7
Oktober	712 659	—	6,5	5,7
November	663 524	20 585	10,1	8,2
Dezember	672 741	34 510	22,7	16,0
1925:				
Januar	807 277	62 873	24,9	18,5
Februar	793 635	60 605	22,8	15,6
März	740 447	56 430	14,3	11,8
April	587 989	21 695	5,7	4,6
Mai	475 228	7 893	3,5	2,0
Juni	410 466	5 780	3,2	1,9
Juli	404 525	7 354	3,7	2,5
August	421 546	9 845	4,8	5,2
September	484 239	11 439	4,6	5,2
Oktober	553 688	15 654	6,4	8,4
November	800 385	43 878	27,8	18,8
Dezember	1 407 862	—	47,8	37,0
1926:				
Januar	2 156 390	227 976	52,1	48,6
Februar	2 488 521	240 237	43,5	—

Wegfall des Ausnahmetarifes 5a für Steine. Durch eine Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahngesellschaft ist der auf Widerruf eingeführte Ausnahmetarif 5a nur noch bis zum 30. April 1926 verlängert worden. Nach diesem Tarif waren bislang Naturstein-Wegebaustoffe, die von Schlesien, den östlichen Teilen der Provinzen Brandenburg und Pommern aus nach den steinarmen Gebieten von Pommern westlich der Oder, Mecklenburg, nach Groß-Berlin und den westlichen Teilen der Provinz Brandenburg verladen wurden, frachtlich begünstigt. Die Wegebaustoffe (Bruch- und Feldsteine, Pflastersteine, Packlagesteine, Steinschlag und Schotter) müssen vom 1. Mai 1926 ab auch für die genannten Gegenden nach dem Ausnahmetarif 5 berechnet werden, dessen Sätze um 8% höher liegen.

Der Fortfall des Ausnahmetarifs 5a wird für Groß-Berlin, Pommern und Teile von Mecklenburg und Brandenburg voraussichtlich eine Verteuerung der Wegebaustoffe um etwa 5% bringen.

Aus der Reichsanleihedenkschrift 1925. Für die Gewährung von Darlehen und Bargeld an gemeinnützige Wohnbauunternehmungen usw., Kleinwohnungsvereine, Baugenossenschaftsverbände u. dergl. standen dem Reichsarbeitsministerium nach dem Anleihehaushalt für das Rechnungsjahr 1924 (1. April 1924—31. März 1925) 20,505 Mill. Mark zur Verfügung. Davon sind 10,294 Mill. M im Rechnungsjahr 1924 ausgegeben, so daß für 1925 noch 10,211 Mill. M übrig waren. Durch Rückzahlungen von Beihilfen und Darlehen zur Förderung des Wohnungsbaues sind im Rechnungsjahr 1924 13,059 Mill. M zurückgeflossen, d. h. 472 000 M mehr als erwartet. Für Moorbesiedlung in Hannover und Schleswig-Holstein sind 1924 339 000 M und für Ansiedlung abgebauter Beamter auf dem Lande sind 1924 4 Mill. M vom Reichsarbeitsministerium ausgegeben. Aus der Moorkultivierung sind 15 000 M aus Verpachtung von Rentengütern zurückgeflossen gegenüber einem Voranschlag von 2600 M.

Von den aus Anleihemitteln gewährten Darlehen für produktive Erwerbslosenfürsorge sind 1924 1,394 Mill. M. zurückgeflossen (Voranschlag 150 000 M.)

Die Reichswasserstraßenverwaltung hat sich 1924 an der Neckar-A. G. mit 9,6 Millionen, an der Rhein-Main-Donau A. G. mit 9 Millionen, an der Teltowkanal A. G. mit 110 000 M beteiligt. Für sonstige Kanal- und Wasserbauten sind 39,8 Mill. im Jahre 1924 ausgegeben, so daß für 1925 aus 1924 noch 4,9 Millionen übrigbleiben.

Bau von Betonstraßen in der Tschechoslowakei. Das Arbeitsministerium hat durch einen Erlaß alle untergeordneten Behörden und Ämter angewiesen, beim Bau oder Umbau von Staatsstraßen nach Möglichkeit Beton- oder Feldspatstraßen anzulegen. Die Ämter müssen die Anlage von Straßen, die dieser Vorschrift nicht entsprechen, ausführlich begründen und bei Ausschreibung von Straßenbauten die Offerten auf Beton- oder Feldspatfahrbahnen berücksichtigen. Auf jeden Fall soll wenigstens ein Teil jeder neuen Straße in Beton oder Feldspat ausgeführt werden.

Gerichtliche Gutachten der Industrie- und Handelskammer zu Berlin. Baugewerbe. Es besteht im hiesigen Bezirk kein Ortsgebrauch, nach welchem im Baugewerbe die während der Ausführung eines Beauftragten eintretende Erhöhung der Tariflöhne auch ohne entsprechende Vereinbarung vom Besteller zu tragen ist.

Motoren. Wird eine Maschine (ein Motor) von dem Empfänger wegen Heißlaufens oder einer anderen Sache beanstandet, so ist der Lieferer, der die Gewähr dafür übernommen hat, zu benachrichtigen und aufzufordern, den Fehler abzustellen. Weigert er sich, die Instandsetzung vorzunehmen, ist der Empfänger berechtigt, die Maschine von anderer Seite in Ordnung bringen zu lassen, um keinen Nachteil in seinem Betriebe zu erleiden. Wird dann durch Sachverständigenurteil festgestellt, daß der Fehler oder entstandene Schaden nicht auf Verschulden des Verbrauchers bzw. unsachgemäße Behandlung der Maschine bzw. des Motors zurückzuführen ist, sondern ein Fehler vorhanden war, so hat der Lieferer die Kosten für die Instandsetzung zu tragen.

Schädigung der Kanal- und Wasserstraßenanlieger durch Senkung des Grundwasserstandes. Hannoversche Abgeordnete und die Wirtschaftspartei haben dem Reichstag einen Antrag vorgelegt, daß die Reichsregierung auf die Länderregierungen einwirken soll, bei Anlage neuer und bei Vertiefung bestehender Wasserstraßen die Interessen der durch Senkung des Grundwasserstandes geschädigten Grundeigentümer mehr als bisher zu wahren.

Großhandelsindex.

17. Febr.	24. Febr.	3. März	10. März	17. März	24. März
118,2	117,6	117,3	117,6	117,8	119,0

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 25. März.)

Preuß. Bekanntmachung der Bedingungen für die Bewerbung um Arbeiten und Lieferungen. Vom 16. März 1926 (R. Anz. Nr. 65). Der Präsident der Preußischen Bau- und Finanzdirektion bringt in wörtlicher Wiederholung einen Erlaß vom 23. Dezember 1905 in Erinnerung, der die genannten Bedingungen für den Bereich der Preußischen Staats-Hochbauverwaltung enthält. Die einzelnen Paragraphen betreffen die persönliche Tüchtigkeit und Leistungsfähigkeit der Bewerber, Einsicht und Bezug der Verdingungsunterlagen, Form und Inhalt der Angebote, Wirkung des Angebots, Erteilung des Zuschlags, Beurkundung des Vertrages, Sicherheitsleistung und Kosten der Ausschreibung.

Verlängerung des Termins für die Abgabe der Einkommen-, Körperschafts- und Umsatzsteuererklärungen bis zum 8. April. Erl. d. RFM. vom 16. März. Von Zuschlägen für Fristversäumnis ist abzusehen, wenn die Erklärungen bis zum 8. April, also zwei Tage nach Ostern, eingehen.

Erlasse des Reichsfinanzministers. 1. Keine Ausnutzung unveröffentlichter Statistiken für Steuerzwecke. Auf Grund der Auskunftsparagraphen der Reichsabgabenordnung (§§ 177 u. 191) können die Finanzämter aus steuerlichen Gründen Auskunft über die Ergebnisse auch unveröffentlichter Statistiken, bzw. Einsicht in die Ergebnisse verlangen. Da jedoch zu fürchten ist, daß die Bevölkerung die Durchführung statistischer Erhebungen erschwert und deren Ergebnisse unzuverlässig werden, wenn die Möglichkeit einer Ausnutzung für Steuerzwecke besteht, erklärt sich der Minister damit einverstanden, daß die Finanzbehörden bis auf weiteres davon absehen, unveröffentlichtes statistisches Material für Zwecke der Besteuerung nutzbar zu machen. (Erl. v. 5. März 1926.)

2. Langfristige Darlehen der Gesellschafter sind in der Regel keine gesellschaftssteuerlichen Beteiligungen. Auf Grund des § 6 Lit. c des Kapitalverkehrssteuergesetzes v. 8. April 1922 unterliegen die von Gesellschaftern an die Gesellschaft gegebenen Darlehen der Gesellschaftssteuer u. a., wenn die Gewährung der Darlehen eine wesentliche Voraussetzung des Beginns oder der Fortführung der Gesellschaft ist und sich sachlich als Beteiligung an der Gesellschaft darstellt. Diese Vorschrift ist zur Verhütung einer Umgehung der Gesellschaftssteuer gegeben. Bei dem heutigen Mangel an Betriebsmitteln ist nun die Erweiterung der Gesellschaftsmittel durch Darlehen der Gesellschafter weit verbreitet, die Finanzämter legen aber vielfach bei der Frage, ob die Voraussetzungen des § 6 Lit. c gegeben sind, noch aus der Inflationszeit stammende Maßstäbe an. In dieser Zeit waren z. B. langfristige Darlehen ohne weiteres verdächtig im Sinne des § 6 Lit. c.

Hiergegen wendet sich der Reichsfinanzminister. Daraus, daß etwa von einer Bank ein zunächst kurzfristiges Darlehen in ein langfristiges umgewandelt werden muß, ist nicht ohne weiteres eine Beteiligung zu sehen. Auch darin, daß die hingegebenen Gelder hypothekarisch sichergestellt werden, ist nicht ohne weiteres der Tatbestand des § 6 Lit. c verwirklicht, ebensowenig wie, wenn ein Vorstand oder Aufsichtsratsmitglied der das Darlehen gewährenden Bank (die Gesellschafterin der Schuldnergesellschaft ist) einen Sitz im Aufsichtsrat der Gesellschaft einnimmt. (Erl. v. 8. März d. J.)

Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes. Der Reichsarbeitsminister hat dem Reichstag den von der Reichsregierung beschlossenen Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes vorgelegt, der im wesentlichen die Zustimmung des Reichsrates gefunden hat. Bei den von dem Regierungsentwurf abweichenden Beschlüssen des Reichsrates, die der Vorlage beigefügt sind, handelt es sich um folgende Änderungen: Dem Reich soll die Verpflichtung auferlegt werden, für den Mehraufwand, der den Ländern durch die Ausführung dieses Gesetzes erwächst, Ersatz zu leisten. — Die Revisionsmöglichkeit an das Reichsarbeitsgericht gegen die Urteile der Landesarbeitsgerichte, die nach dem Regierungsentwurf nur für die in Nr. 1—3 des § 2 bezeichneten Fälle besteht, soll auf alle, also auch auf die in Streitigkeiten auf Grund des Betriebsrätegesetzes gefällten Urteile (Gesetzentwurf § 2 Nr. 4 u. 5) ausgedehnt werden. — Rechtsanwälte sollen als Prozeßbevollmächtigte nicht nur vor den Landesarbeitsgerichten und vor dem Reichsarbeitsgericht zugelassen sein, sondern in besonders bezeichneten Fällen auch vor den Arbeitsgerichten. (Vgl. Bauing. 1925, Heft 30, S. 887.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 4. März 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. Sch 71 962. Dr. Franz Schlüter, Dortmund, Märkische Straße 59. Stollenausbau. 9. X. 24.

Kl. 5 c, Gr. 10. B 114 507. Fa. Theodor Bußmann G. m. b. H., Essen. Ruckweise mittels eines Handhebels bedienbare Zugvorrichtung zum Rauben von Grubenstempeln. 16. VI. 24.

Kl. 5 d, Gr. 9. B 114 806. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Einrichtung zur Förderung von Grubenversatz durch Rohrleitungen nach dem Versatzort mittels Druckluft. 8. VII. 24.

Kl. 19 a, Gr. 19. D 42 988. Heinrich Deiders, Helmstedt. Schienenstoßverbindung mit winkelförmiger innerer Kopflasche. 5. I. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. R 63 472. Fa. Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit umklappbarem Bügel. 16. II. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. S 67 695. Dipl.-Ing. Ulrich Sauer, Augsburg, Kaiserstr. 3. Vorrichtung mit Ein- oder Mehrspindelgetriebe zum Vorbohren von Schraubenlöchern und zum Ein- und Herausschrauben der Schrauben von Eisenbahnschwellen. 15. XI. 24.

Kl. 19 a, Gr. 30. B 114 071. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Stopfvorrichtung mit maschinell getriebenem und in verschiedenen Schräglagen einstellbarem Stopfwerkzeug. 10. V. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. W 68 780. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnlichtsignal. 12. III. 25. Großbritannien 13. III. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. L 59 684. August Linde, Mückenberg, N.-L. Kittloser Fahrdrahthalterbolzen zu Isolatoren für Gruben-, Werk- und Straßenbahnen. 4. III. 24.

Kl. 37 c, Gr. 7. A 41 519. International Copperclad Company, Wilmington-Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Dachbelag. 9. II. 24. V. St. Amerika 10. II. 23.

Kl. 37 c, Gr. 8. L 59 626. Fa. Karl Ladwig, Dresden-Gohlis. U-förmige federnde Lagerschiene für die Glasplatten bei kittlosen Dachverglasungen. 27. II. 24.

Kl. 37 c, Gr. 11. P 47 705. Karl Preß, South-Bend, Indiana, V. St. A.; Vertr.: Leonhard Preß, Thiersheim, Oberfranken. Vorrichtung zum Asphaltieren und Teeren von Dächern. 14. III. 24.

Kl. 37 d, Gr. 33. D 45 131. Carl Degen, München-Gladbach, Goethestr. 11. Befestigung von Wandbekleidungsplatten. 13. III. 24.

Kl. 80 a, Gr. 6. H 100 839. Fa. Heinrich Hirzel G. m. b. H., Leipzig-Plagwitz. Beschickungsvorrichtung für Mischtrommeln. 2. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. R 62 262. Dr. Carl Krüger, Mehlem a. Rh. Pflasterstein aus Eruptivgestein oder deren Mischungen. 10. X. 24.

Kl. 80 b, Gr. 9. Sch 74 975. Dr.-Ing. Julius Scheidemandel, Trogerstraße 54, u. Dr. Hans Scheidemandel, Agnesstr. 64, München. Wärmeschutzmassen; Zus. z. Anm. Sch 74 533. 1. VIII. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. A 42 607. Gesellschaft für Gas- und Teer-Verwertung m. b. H., Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung von Kunstasphalt. 7. VII. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. Z 14 264. Wilhelm Ziesse, Schierstein. Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohrs. 23. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 61 909. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Grobrechen für Werkkanäle und Abwasserreinigungsanlagen mit auf die Rechenstäbe aufgeschobener zwangläufig auf und ab beweglicher Abstreifschwelle. 1. VIII. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 65 523. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Schmiervorrichtung für die Laufrollen und die Kettengelenke von Siebbandrechen. 14. X. 25.

Kl. 85 d, Gr. 1. V 19 043. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig, Bahnhofstr. 67. Holzstabfilter. 24. III. 24.

Kl. 85 e, Gr. 7. R 62 623. Röhrenfabrik A.-G., Basel, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Alfthan, Waldshut, Baden. Schmiedeeiserne Rohrleitung für Hausabwässer. 25. XI. 24. Schweiz 12. XI. 24.

Kl. 85 e, Gr. 12. Z 14 563. Gustav Ziegler, Barcelona, Spanien; Vertr.: Dr.-Ing. H. Brüggemann, Pat.-Anw., München. Aus einem ringförmigen Umlauf gebildeter Wasserverschluß. 11. VII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 9 vom 4. März 1926.

Kl. 5 d, Gr. 6. 426 732. Gerhard Lohmann, Dortmund, Fürstenbergweg 14. Einrichtung zur Einstäubung von Grubenbauen. 7. V. 24. O 14 236.

Kl. 19 a, Gr. 28. 426 837. Paul Lörcher, Stuttgart, Filderstr. 59. Schienenbiegemaschine. 20. V. 24. L 60 269.

Kl. 20 i, Gr. 33. 426 871. Dr. Alfred Nothhaft, München, Wallhallastr. 7. Einrichtung zur Betätigung einer im Eisenbahnzug angeordneten Signaleinrichtung. 6. XII. 24. N 23 880.

Kl. 37 a, Gr. 2. 426 802. Otto Stein, Beuthen, O.-S., Tarnowitzer Straße 34. Eisenbetondecke aus Platte mit Unterzügen und Stützen; Zus. z. Pat. 396 309. 31. V. 24. St 38 138.

Kl. $65b_1$, Gr. 3. 426 814. Rudolf Hitzemann, Hamburg, Frauenwall 29, Fr. Holzmüller, Bugenhagenstr. 31, und Erich Wichmann, Moltkestr. 33, Lübeck. Schwimmdock mit durchlaufenden Seitenkasten. 11. III. 25. H 100 938.

Kl. 80 b, Gr. 6. 426 760. Dr. Max Claasz, München, Beethovenplatz 3. Herstellung künstlicher Steinmassen aus Gips. 3. IV. 25. C 36 483.

Kl. 80 b, Gr. 25. 426 762. Karl Rösler, Bochum, Ottostr. 99. Verfahren zur Herstellung plastischer Massen, insbesondere für Teermakadam; Zus. z. Pat. 425 216. 2. V. 25. R 64 198.

Kl. 81 e, Gr. 126. 426 918. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Förderanlage zum Zuschütten von Gruben. 22. III. 25. K 93 486.

Kl. 81 e, Gr. 127. 426 919. Fa. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung zur Förderung von Abraummassen mittels Abraumförderbrücke. 5. XII. 24. A 43 673.

Kl. 84 c, Gr. 2. 426 854. Jean Bonnet, St. Etienne, Loire, Frankreich; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Vorrichtung zum Ausgleich und zum Anzeigen von Senkungen des Untergrundes von Bauwerken. 10. VI. 23. B 109 935. Frankreich 1. VII. 22.

Kl. 85 c, Gr. 3. 426 765. Dr. Herrmann Bach, Essen, Johannastr. 16. Verfahren zur biologischen Reinigung von organisch verschmutzten, sauren oder zu Säuerung neigenden Abwässern, z. B. Abwässer von Brauereien, Brennereien, Preßhefefabriken u. dgl. 20. I. 25. B 117 717.

Kl. 85 c, Gr. 3. 426 766. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Zweigertstr. 57. Verfahren und Vorrichtung zur biologischen Reinigung von Abwasser mit belebtem Schlamm in Lüftungsbecken. 19. IX. 24. J 25 179.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Wasserkraft, Wassernutzungsrecht und Wasserkraftanlagen in der neuen Steuergesetzgebung. Gutachten von Dr. Leo Sternberg, Rechtsanwalt am Kammergericht Berlin und Notar. Nr. 13 der Mitt. d. Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 50. Zu beziehen durch die Geschäftsstelle. Preis geh. RM. 2,50.

Nach der Neuregelung der Steuergesetzgebung durch das Reichsvermögenssteuergesetz vom 10. August 1924 im Zusammenhang mit dem Reichsbewertungsgesetz vom gleichen Tage sind die Wasserkraftbesitzer hinsichtlich ihrer Vermögenssteuererklärung wiederum vor neue Tatsachen gestellt.

Bei der Schwierigkeit und geringen Übersichtlichkeit der ganzen Fragen hat der Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband wieder den Rechtsanwalt Dr. Sternberg mit der Abfassung eines neuen Gutachtens beauftragt, das in Heft 13 der Mitteilungen des Verbandes der Öffentlichkeit übergeben wird.

Nach eingehenden Darlegungen in einem wasserrechtlichen und einem steuerrechtlichen Teile kommt der Gutachter zu folgenden Schlußsätzen:

I. Die rohe Wasserkraft ist nicht (niemals) besonders zu bewerten.

II. Gehören Wassernutzungsrecht und Wasserkraftanlage zu einem landwirtschaftlichen oder forstwirtschaftlichen oder gärtnerischen Betriebe, so sind sie nicht besonders zu bewerten. Dabei ist unerheblich, um welche Art von Wassernutzungsrecht es sich handelt, ob um ein subjektiv-persönliches oder ein subjektiv-dingliches, ob um ein solches, das nur eine behördliche Konzession ist, oder ein solches, das privatrechtlichen Inhalt hat. Unerheblich ist ferner, ob der landwirtschaftliche oder forstwirtschaftliche oder gärtnerische Betrieb selbständig oder Teil eines gewerblichen Betriebes ist.

III. Gehören Wassernutzungsrecht oder Wasserkraftanlage zu einem gewerblichen Betriebe, so sind sie grundsätzlich nicht besonders zu bewerten, mit Ausnahme der nicht fest mit dem Grund und Boden verbundenen Maschinen der Kraftanlage. Ausnahmsweise sind auch die übrigen Teile der Kraftanlage, insbesondere Gebäude und mit dem Grund und Boden verbundene Maschinen, besonders zu bewerten, wenn die Kraftanlage auf einem dem Wasserkraftunternehmer nicht gehörenden Grundstück auf der Grundlage eines dem Unternehmer persönlich zustehenden Rechtes errichtet ist.

IV. Die Bewertung erfolgt im Falle zu III nicht mit dem Ertrags- oder Anschaffungswert, sondern mit dem gemeinen Wert unter Berücksichtigung des § 31, Abs. 2 RBG und aller etwa den Wert mindernden Umstände, z. B. eines staatlichen Heimfallrechtes oder eines die Anlage belastenden Wasserzinses.

Jeder Versuch der Finanzbehörden, eine Bewertung auf Grund des Vergleichs der Wasserkraft mit den Kosten einer anderen Kraft wie Dampf usw. vorzunehmen unter Aufstellung eines Satzes für die Krafteinheit, ist somit unter der neuen Gesetzgebung ebenso zurückzuweisen wie früher nach dem bisherigen Vermögenssteuergesetz.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß die obigen Feststellungen für alle Werke, die dem Industriebelastungsgesetz bzw. Aufbringungsgesetz unterliegen, Geltung haben, gleichgültig, ob sie sonst teilweise Steuerfreiheit genießen oder nicht. Für solche aufbringungspflichtigen Betriebe, für die keine Veranlagung zur Vermögenssteuer besteht, wird der Betrag, mit dem sie gemäß § 1 IBG belastet werden, festgestellt auf Grund des nach den für die Vermögenssteuer geltenden Grundsätzen zu ermittelnden Wertes des Betriebsvermögens. Ich empfehle die kleine Schrift der dringenden Beachtung aller Interessenten. Heiser.

Arbeiten des wissenschaftlich-technischen Komitees des russischen Volkskommissariats für Verkehrswege. Lieferung 7. Moskau 1925. Viertes Sammelheft des Büros für Ingenieur-Untersuchungen.

Das vierte Sammelheft bringt auf 226 Seiten mit 41 Zeichnungen und 49 Zahlentafeln und auf 47 angehängten Tafeln mit 218 Zeichnungen folgende Abhandlungen: 1. Über die Natur des Stoßkoeffizienten und der Zusatzspannungen. Von Prof. N. S. Strelitzkij. — 2. Das Verhalten der Querträger eiserner Eisenbahnbrücken. Von Prof. E. O. Paton. — 3. Das Verhalten eiserner Eisenbahnbrücken unter dynamischer Belastung auf Grund von Untersuchungen des Büros. Von Ing. J. M. Rabinowitzsch. — 4. Das Verhalten eiserner Eisenbahnbrücken unter vorübergehender Belastung auf Grund statischer Untersuchungen des Büros. Von Ing. B. M. Färman. — 5. Experimentelle Untersuchungen einer dreibogigen Eisenbeton-Eisenbahnbrücke unter vorübergehender Belastung. Von Ing. S. A. Iljassewitzsch. — 6. Experimentelle Untersuchung steinerner Eisenbahnbrücken. Von Ing. M. P. Cholschewnikoff. — 7. Vervollkommnungen im Bau von Brückengewölben großer Spannweiten. Von Freyssinet, aus Le Génie civil, Bd. 79 (1921), Nr. 5—7, übersetzt

von M. P. Cholschewnikoff und P. W. Schtschussoff. — 8. Der Widerstand durch Holz verstärkter Druckstäbe eiserner Brücken. Von K. K. Siminskij. — 9. Zur Untersuchung des Verhaltens der Fahrbahn einer eisernen Eisenbahnbrücke. Von Ing. J. M. Rabinowitzsch. — 10. Versuche über das Verhalten von Konstruktionselementen eiserner Brückenbauwerke. Von Prof. N. S. Strelitzkij. — 11. Zahlentafeln zur Berechnung von Eisen- und Eisenbetonbrücken auf Landstraßen. Von Ing. Ju. A. Inlender.

Alca-Schmelzzement, a) der deutsche Tonerdezement, b) seine Anwendung im Bergbau. Herausgegeben von der Elektrocement Gesellschaft m. b. H., Berlin W10.

Die erste kleine Schrift behandelt und beantwortet in guter Weise die Frage: Was ist Alca-Schmelzzement und was leistet er, während das zweite Heft (von Dipl.-Ing. Wylegol) auf die bedeutsamen und hervorragenden Erfahrungen eingeht, die im Bergbau mit diesem Tonerdezement gemacht worden sind. Es kann Interessenten und allen denen, die hochwertige Zemente verwenden wollen oder müssen, nur empfohlen werden, in beide Hefte eingehend Einsicht zu nehmen und sich mit dem Wesen und den Leistungen dieses besonders gearteten Bindemittels vertraut zu machen. M. F.

Zement-Kalender 1926. Herausgeber Baurat Dr.-Ing. Riepert. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg.

Schon Herausgeber und Verlag verbürgen eine gute Ausstattung des Kalenders vereint mit wertvollem, der Praxis und Wissenschaft in gleichem Maße gerecht werdenden Inhalt. An ein übersichtliches Kalendarium schließt sich zunächst ein Abschnitt über Eigenschaften und Verarbeitung der hydraulischen Bindemittel, namentlich der Zemente. Weiter folgt ein Abdruck der Normen und ein besonders lesenswerter Teil über die Organisation der deutschen Zement- und Betonindustrie, mit Abdruck der Lieferungsbedingungen des Deutschen Zementbundes. Weitere Teile befassen sich mit dem Beton- und Eisenbetonbau, dem Beton selbst, den Elementen des Verbundbaus, Ausführungsfehlern auf diesem Gebiete und Arbeitsleistungen als Grundlagen für das Veranschlagen. Weiter folgen die amtlichen neuen Bestimmungen vom September 1925 und ältere wertvolle Bestimmungen über Kaminbauten, Schwemmsteinverwendung, ferner Musterbeispiele für das Berechnungsverfahren, ausgedehnt auf alle möglichen Verwendungsgebiete des Verbundbaus, endlich eine Besprechung der Betonwaren, der Bimsbetonwaren, der Betonverwendung im Wohnungs-, Straßenbau usw. Schon diese kurze Aufzählung des gediegenen und einwandfrei zur Darstellung gebrachten Inhalts möge den Maßstab für den inneren Wert des Kalenders abgeben. Er sei allen Interessenten bestens empfohlen. M. F.

Das amerikanische Wirtschaftstempo als Bedrohung Europas. Von Theodor Lüddecke. Verlag von P. List, Leipzig, 1925. Geheftet 3,25 RM., in Halbleinen 4 RM.

In dem Buche sucht der Verfasser die Nutzanwendung aus dem amerikanischen Wirtschaftstempo auf unsere Verhältnisse zu ziehen. Er spricht von Ermüdungserscheinungen in Europa, das sich dem wachsenden Wettbewerb der mächtigen amerikanischen Wirtschaft nicht mit genügender Kraft entgegenstellt.

Für uns Ingenieure wird es von besonderem Reiz sein, daß ein Volkswirtschaftler davon spricht, die großartige Entwicklung der amerikanischen Industrie sei darauf zurückzuführen, daß in den Betrieben mehr Ingenieurgeist und weniger Krämergeist herrscht.

Mit Recht tadelt der Verfasser die in den letzten Jahren vielfach bei uns sich bemerkbar machende Sucht, Programme aufzustellen, indem er betont, daß wirtschaftliche Nöte nicht durch Diskussionen, sondern durch Produktion behoben werden.

Mit der Begründung, daß ganz Europa, nicht nur wir allein, den Krieg gegen Nordamerika verloren hat, fordert er, daß wir uns etwas mehr mit den Tatsachen der wirtschaftlichen Entwicklung Nordamerikas vertraut machen als bisher, um dem derzeitigen und kommenden amerikanischen Wettbewerb gerüstet entgegenzutreten. Das anregende Buch kann jedem empfohlen werden, der sich ein Bild machen will von den Verschiedenheiten der wirtschaftlichen Entwicklung in Nordamerika und bei uns. E. P.

Eine geographische Hundertjahrfeier. Stielers Handatlas, 254 Haupt- und Nebenkarten in Kupferdruck. 10. Aufl. Hundertjahrausgabe. Verlag von Justus Perthes in Gotha. Halbleder in 1 Band 88 RM., in 2 Bänden 94 RM.

Das Erscheinen der zehnten Auflage von „Stielers Handatlas", der Hundertjahrausgabe, gibt Gelegenheit, auf dieses wertvolle Werk hinzuweisen. Es ist selbst für die meisten Gebildeten nicht leicht, eine gute Karte von minderen zu unterscheiden. Deshalb ist der neue Atlas zu begrüßen, weil er das von Praktikern, von Politikern und Kaufleuten geforderte erhöhte Verständnis für Geographie fördert. Das bekannte, in seiner neuen Ausstattung wertvolle Werk, das auch in Ingenieurkreisen viel benutzt wird, kann daher in seiner Hundertjahrausgabe besonders empfohlen werden. E. P.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Eine größere Zahl von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schuldet noch immer den zu Jahresanfang fälligen Beitrag, der auf der ordentlichen Mitgliederversammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 Reichsmark jährlich, für Mitglieder des V.d.I. 6 Reichsmark und für Junioren auf 3 Reichsmark festgesetzt worden ist. Es wird gebeten, den Beitrag baldgefälligst auf das Postscheckkonto Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW. 7 (Ingenieurhaus), einzuzahlen.

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Deutsche Bauingenieure im Ausland.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist bestrebt, denjenigen deutschen Bauingenieuren, die sich im Auslande eine Tätigkeit suchen mußten, als Sammelpunkt für die Aufrechterhaltung der wissenschaftlichen und fachlichen Beziehungen zur Heimat zu dienen. Bei der Gründung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist dies als wichtige Aufgabe für sie bezeichnet worden. Wir müssen leider beobachten, daß viele Herren, die im Auslande eine Stelle gefunden und früher der Gesellschaft angehört haben, keinerlei Nachricht geben. Wir bitten daher alle Mitglieder, die ins Ausland gehen, versichert zu sein, daß wir, so weit möglich, gern ihren besonderen Wünschen Rechnung tragen, um die Verbindung mit der Gesellschaft nicht zu lösen. Ebenso richten wir an unsere Mitglieder, deren Bekannte ins Ausland gehen, die Bitte, uns deren Namen mitzuteilen, damit wir sie für die Gesellschaft erhalten können, und somit dazu beitragen, die Zusammengehörigkeit zwischen dem deutschen Vaterlande und den ausgewanderten Deutschen zu pflegen.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. J. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 9. April 1926 Heft 15

DIE ENTWICKLUNG DES BOGENBRÜCKENBAUES FÜR GRÖSSERE SPANNWEITEN UND DIE TRAUNFALLBRÜCKE BEI GMUNDEN.

Dr. Fritz Emperger, Dr. techn. e. h., Wien.

Im Gebiete des Bogenbrückenbaues ist eine wichtige Verschiebung der Bauweisen, ähnlich wie schon früher im Hochbau, in Erscheinung getreten. Einen unparteiischen Aufschluß darüber finden wir in einer von der Landesregierung Oberöster-

Abb. 1. Die Traunfallbrücke nach Vollendung.

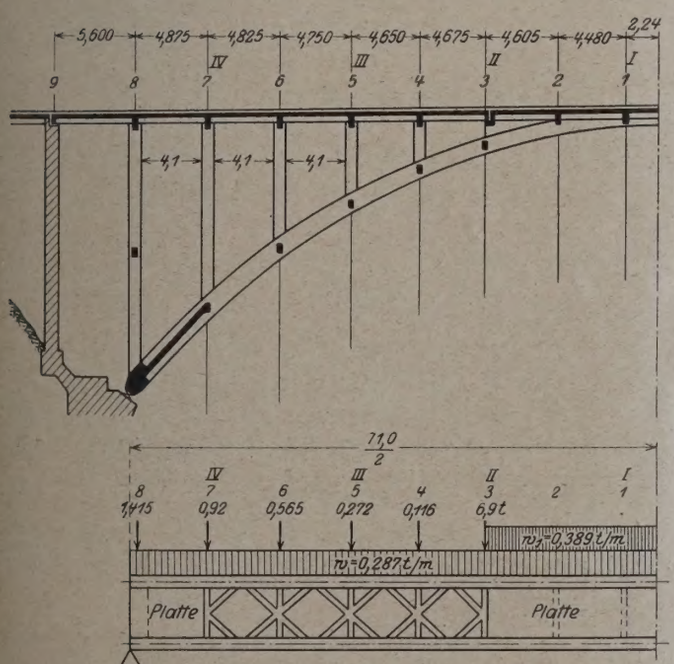


Abb. 2. Traunfallbrücke: Windverband und Ausdehnungsfugen.

reich auf der Ausstellung in Linz 1925 zur Schau gestellten Zusammenstellung aller vom Lande seit 1890 gebauten Brücken[1]).

[1]) Siehe Beton und Eisen 1925, Seite 136, sowie Gesteschi „Der wirtschaftliche Wettbewerb von Eisen und Eisenbeton im Brückenbau", Berlin 1918, W. Ernst & Sohn.

Aus derselben geht hervor, daß dort bis zum Jahre 1901 nur Brücken aus Eisen gebaut worden sind. Es folgt eine Übergangszeit bis 1909. Vom Jahre 1910 an wurde keine einzige Eisenbrücke und nur mehr Eisenbeton gebaut. Für diese Bauherrschaft kamen bisher nur Brücken über kleinere Flüsse für das Straßennetz des Landes in Frage. Nun hat aber die Bewegung auf immer größere Spannweiten übergegriffen und ist in dieser Hinsicht der im vorigen Jahr von den Ferrobetonitwerken in Linz vollendete Bau der Traunfallbrücke eines Zweigelenkbogens von 71 m Spannweite (Abb. 1—5 sowie 16—22) ein Markstein für diese Entwicklung. Diese Art Brücken, welche wir unter den Namen der Massivbrücken zusammenfassen wollen, sind wegen ihres großen Eigengewichtes bisher zu großen Spannweiten weniger geeignet gewesen. In welchem Maße sich ein geringes Eigengewicht nicht nur im Tragwerk selbst, sondern auch im Gerüst (Abb. 3) und Widerlager (Abb. 4) wirtschaftlich auswirkt, das können wir aus diesen Bildern entnehmen, die sich so augenfällig von den sonst üblichen schweren Abmessungen unterscheiden. Bei großen Spannweiten nimmt der Zusatz, herrührend von dem rasch ansteigenden Eigengewicht sowie den Spannungen, herrührend von Temperatur und Schwindung, im allgemeinen rascher zu als die hierdurch erzielte Vermehrung der Tragkraft. Wir müssen schon deshalb diese Ausführungen in zwei Gruppen scheiden. Einerseits kommt der Eisenbeton als Träger, andererseits als Bogen in Betracht. Beim Träger spielt der eisenbewehrte Zuggurt die maßgebende Rolle, bei welchem das Eisen im Druckgurt durch Beton erspart wird. Diese Ersparnis geht durch das Eigengewicht bei zunehmender Spannweite rasch verloren; der Eisenbetonträger kommt daher nur bei kleinen Straßenbrücken und hauptsächlich im Hochbau für Decken in Betracht, auch deshalb, weil unter freiem Himmel der Zuggurt dieselben Vorsichtsmaßregeln fordert wie

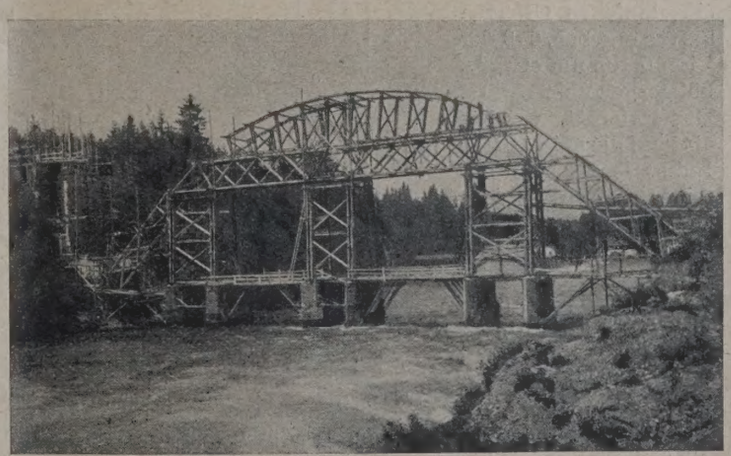


Abb. 3 a. Traunfallbrücke: Gerüst im Bau.

im Eisenbau. Wir finden deshalb so häufig, daß Gegner des Eisenbetons beide Formen unter einem abtun, weil man nicht zugeben will, daß der Eisenbetonbau im Bogen unterhalb oder oberhalb der Fahrbahn eine zweite Anwendungsform besitzt, welche, von den Zugkräften fast ganz unabhängig, ohne die

Nachteile des Trägers dasteht und auch für größere Spannweiten im Wettbewerb mit dem Eisenträger geeignet ist, sofern die Fundamente seinen Gebrauch gestatten. Sein wichtigster Vorteil gegenüber andern Lösungen besteht in seiner von der Änderung der Verkehrsmittel unabhängigen Lebensdauer. Er kann bei dem Mangel an Zugspannungen, unter Hinweis auf die Jahrhunderte alten Massivbrücken, als von unbeschränkter Lebensdauer ohne Rücksicht auf die Erhaltung bezeichnet werden.

Das Vorwalten des Eisenbetonbrückenbaues in Oberösterreich wird damit zu erklären versucht, daß dieses Land keine eigene Eisenindustrie besitzt. Unter diesen Umständen ist ein Hinweis auf England von Interesse, wo in den letzten Jahren nach einer Zeitungsmitteilung 75% der Brücken in Eisenbeton ausgeführt worden sind, ohne daß ich für diese Angabe über eine ebenso einwandfreie Quelle verfüge. Jedenfalls mögen dabei die lokalen Preise und Vorurteile bestimmend eingreifen und die Rücksichtnahme auf die heimische Industrie sich auswirken. In welchem Maße dies der Fall ist, beweist ein Vorfall in Graz, wo das Stadtbauamt kürzlich einen Betonbogen als eine Stadtbrücke bauen wollte, welcher gewiß eine Zierde der Stadt geworden wäre. Daraufhin sind die Arbeiterräte der Grazer Brückenbauanstalt beim Bürgermeister aufmarschiert und haben erklärt, die Fabrik schließen zu wollen, wenn die Brücke anders als in Eisen hergestellt wird. Die eingelaufenen Offerten hatten ergeben, daß der Eisenbeton um etwa $^1/_3$ billiger gekommen wäre. Der Referent, welcher aber auf die heimatliche Industrie und auch auf seine Wähler Rücksicht zu nehmen hatte, hat sich für den Bau einer Eisenbrücke entschieden und erklärt, daß für die Bauarbeiter durch die Herstellung von Betonkanälen gesorgt werden wird! Solche Gesichtspunkte der Arbeitslosenunterstützung können natürlich die technische Entwicklung auf die Dauer nicht aufhalten. Dem Eisenbau bleiben nach wie vor alle jene schwierigen Fälle vorbehalten, bei denen aus dem tragenden Querschnitt das letzte herausgeholt werden muß, so alle größeren und außergewöhnlichen Spannweiten. Die Verwendbarkeit des Eisenbetons ist aber in fortwährendem Wachsen begriffen und muß dabei die Hindernisse mannigfacher Art, also auch jener alten Schablonen überwinden, welche von dem Luftzug der neuen Zeit noch nicht berührt worden sind. Dazu gehört die amtliche Vorschreibung von Lichtraumprofilen, welche ohne Rücksicht auf die Möglichkeit einer Bogenkonstruktion bei den Treppelwegen von Flußläufen gegeben werden, wie z. B. beim Donaukanal in Wien, die für die ganze Gestalt des Tragwerkes maßgebend sind, ohne daß ihnen eine besondere Bedeutung tung zukommt. Solche Treppelwege müssen überall bei schiffbaren Flüssen vorhanden sein. In München wurden, nachdem die 1890 erbaute einzige größere Eisenbrücke über die Isar innerhalb der Stadt vom Hochwasser des Jahres 1889 weggeschwemmt worden war, seither nur massive Bogenbrücken gebaut. Die Schönheit dieser Bauten ist so allgemein anerkannt, daß es wohl keines Beweises bedurfte, daß sie nur aus diesem Grunde und trotz der höheren ersten Kosten wie die meisten älteren Massivbrücken gebaut worden sind.

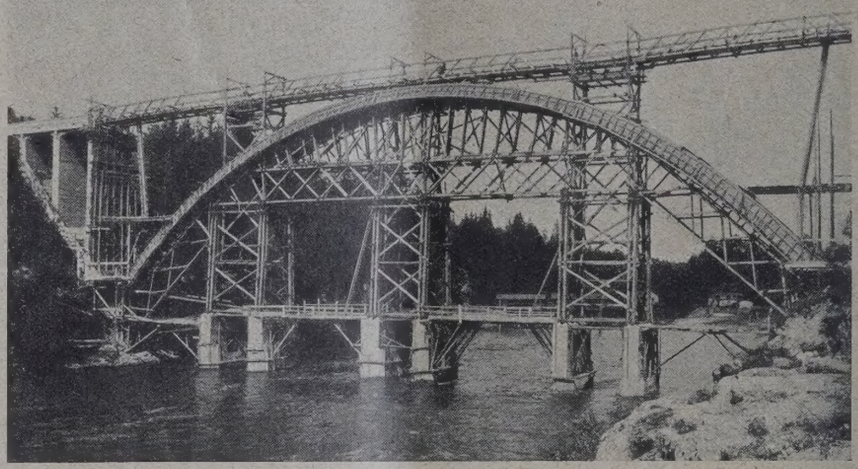


Abb. 3b. Traunfallbrücke: Gerüst einer Transportbahn fertiggestellt.

Die eingangs erwähnten Bevorzugungen des Eisenbetons beruhen darauf, daß seine ersten Kosten im Brückenbau nunmehr häufig geringer sind als gleiche Eisenbrücken. Es ist daher von Interesse, parallele Offertstellungen zu verfolgen und auf ihre Gleichwertigkeit zu prüfen. Die hier vorliegenden Ergebnisse der letzten Jahre zeigen, daß sich nunmehr auch in den mittleren Spannweiten die Eisenbetonbrücken durchsetzen können, ausgenommen wo die vorher erwähnten außerordentlichen Gründe bestehen. Als ein Beispiel für viele sei hier auf den Wettbewerb für die Brücke für eine Bundesstraße in Vöklabruck[2]) von 34 m lichter Weite verwiesen, wo wegen mangelnder Konstruktionshöhe beide Tragwerke über der Fahrbahn angeordnet werden mußten. Nach derselben sind die Kosten einer Brücke in Eisenbeton mit etwa der Hälfte jener aus Eisen nachgewiesen worden, was zur Schlußfolgerung berechtigt, daß unter ähnlichen Verhältnissen die Lösung in Eisenbeton wesentlich billiger sein muß. Die in diesem Fall besonders tiefen Angebote auf Eisenbeton erklären sich durch die Arbeitslosigkeit, die im Baufach am ärgsten ist, wobei aber der Eisenbeton eine viel größere Anzahl von Arbeitslosen beschäftigen kann wie jede andere Notstandsarbeit.

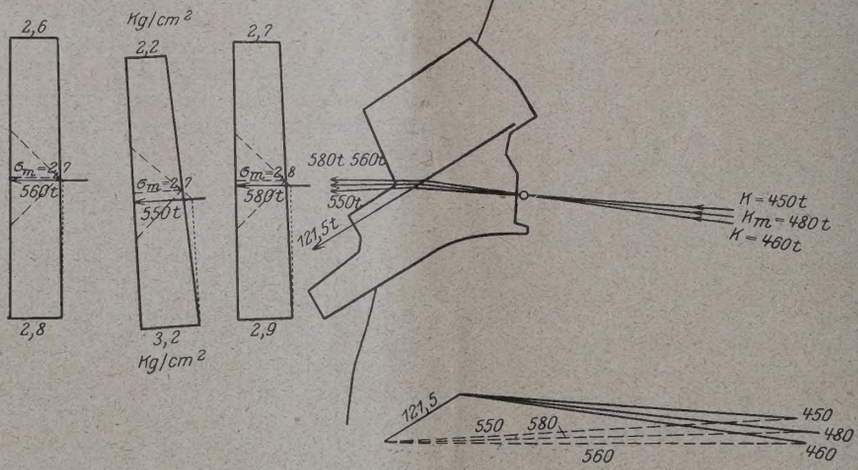


Abb. 4. Kräfte im Fundament.

Mit der Frage, bis zu welcher Spannweite ein massives Bogentragwerk Verwendung finden kann, hat sich seit

[2]) Siehe Zeitschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1926, Heft 1, Seite 12.

Peronnet eine Reihe von hervorragenden Fachleuten beschäftigt. Peronnet hat selbst Ende des 18. Jahrhunderts Bogenbrücken für 200—500 Fuß (56—162 m) entworfen, und ein von ihm über die Seine in Vorschlag gebrachter Bogen von etwa 100 m wurde nur deshalb nicht ausgeführt, weil man Konkurrenzprojekten mit Bögen aus Gußeisen den Vorzug gegeben hat, für welche der Entwurf Telfort (1801) eines Bogens von 183 m über die Themse kennzeichnend ist. Auf Grund der in Frankreich besonders gut erhaltenen Vorbilder römischer Baukunst ergab sich dort schon in der Mitte des 18. Jahrhunderts eine Renaissance des Bogenbrückenbaues, auf Grund welcher Frankreich in den Besitz einer Reihe von Bogenbrücken[3]) gelangt ist, welche auch heute noch als Muster dieser Baukunst dastehen. Um so mehr als man dort immer wieder bestrebt war, diesen Platz an der Spitze der Technik

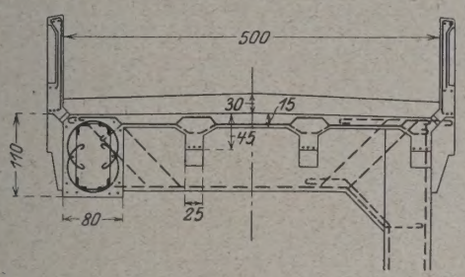


Abb. 5a.
Querschnitt durch die Fahrbahn.

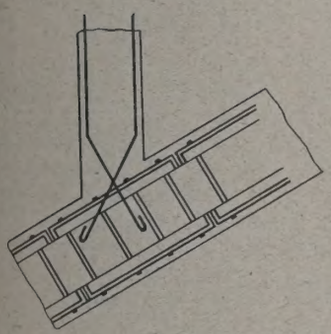


Abb. 5b.

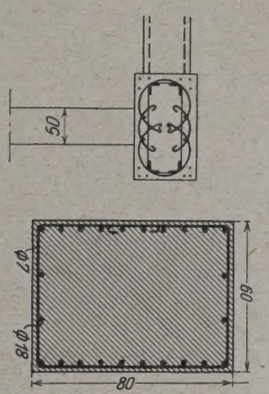


Abb. 5c. Querschnitt durch den Ständer.

sich zu erhalten und gegen den technischen Fortschritt keine Vorurteile und Hindernisse durch die Amtsstellen aufkommen zu lassen.

Mit dem Auftreten des Gußeisens als Material des Bogenbrückenbaues am Ende des 18. Jahrhunderts ergab sich eine zeitweise Abkehr vom Massivbrückenbau, selbst von monumentalen Brücken. Eine ganze Reihe von berühmten Stadtbrücken, nicht nur in Paris und London, auch in den entfernten Städten, wie z. B. in Petersburg, gibt Zeugnis von dieser Kulturperiode. Ihre Blütezeit ist durch die St. Louis-Brücke in Paris mit eingespannten Bögen von 64 m Spannweite und 5,8 m Stich gekennzeichnet. Sie wurde im Jahre 1862 gebaut, also bereits zu einer Zeit, wo das Schmiedeeisen, welches seit Mitte des 19. Jahrhunderts im Gebrauch stand, bekannt war und der in England erfundene, in Deutschland zur höchsten Vollkommenheit ausgebildete eiserne Fachwerksbau sich allgemach den ganzen Brückenbau zu erobern begann. Er hat durch seine bisherige wirtschaftliche Überlegenheit den Bau von Massivbrücken in den Hintergrund gedrängt. Es ergab sich daher ein Stillstand im Bogenbrückenbau. Die Vertiefung der Theorie des Bogens aus Eisen führte zur Bevorzugung des Zwei- und Dreigelenkbogens und kam durch ihre Einführung im Steinbogen von Köpke 1880 in Deutschland der eingespannte statisch unbestimmte Bogen fast ganz außer Gebrauch, welcher durch die Einführung dieser wesensfremden Gelenke in seiner Entwicklung gehindert wurde.

Wenn wir nun nach fast 150 Jahren uns fragen, welche Hilfsmittel stehen dem modernen Ingenieur zur Verfügung, um Bogenbrücken von über 100 m Spannweite herzustellen, so müssen wir uns zunächst aus der Geschichte des Eisenbetons die Tatsache vor Augen führen, daß seine Einführung die Größe der erzielten Spannweiten fast gar nicht beeinflußt hat.

Die Druckfestigkeit eines Druckgliedes wird durch die geringe Bewehrung, wie sie der Eisenbeton anwendet, nicht wesentlich erhöht, und auch die Umschnürung des Betons bedeutet keinen wesentlichen Zuwachs, weil ihre Wirkung nur bei weichen Betonsorten eine verhältnismäßig große ist. Sie verschwindet nahezu bei dem hochwertigen Beton, und man weiß, daß zur Erzielung einer hohen Tragkraft eine hohe Eigenfestigkeit des Betons das wichtigste ist. Man ist bei dieser Auffassung recht ungerecht mit der Bewehrung verfahren. Ihre Bedeutung findet sich nur im Säulenbau richtig erkannt vor. Die neuen deutschen Vorschriften 1925 begrenzen ein Druckglied von $l = 10\ d$ und mit $^1/_{12}$ der tatsächlichen Würfelfestigkeit, während sie bei Eisenbeton die größte Schlankheit von $l = 25\ d$ und $^1/_3 \cdot 3$ der Würfelfestigkeit angeben. Wir sehen also, daß beim Eisenbeton eine 2,5 längere Säule und dabei mit einer mehr als dreifachen Belastung zugelassen ist. Wenn wir also auf dem Gebiete des Brückenbaues Bogenbrücken aus Eisenbeton und aus Beton allein in gleicher Weise angewendet vorfinden, so kann dies nur mit der größeren Kühnheit der Erbauer der Betonbrücken erklärt werden, und die Entwicklung des Bogenbaues kann nur mittelbar auf die Anwendung des Eisenbetons zurückgeführt werden, welcher dieser Kühnheit, mit der Betonbogen hergestellt werden, einen neuen Impuls gab. Ohne weiteres als gleichwertig kann man beide Lösungen unmöglich gelten lassen. Ich verweise auf meine Stellungnahme beim Einsturz des Betonbogens in Flensburg[4]). Man darf aber nicht behaupten, daß die Projektanten von Bogenbrücken in Beton leichtsinnig vorgehen. Sie stehen vor der Wahl, entweder kühne Abmessungen zu wählen oder auf den Bau zu verzichten, weil die größere Sicherheit mit soviel größeren Abmessungen verbunden ist, daß sie ein unübersteigbares Hindernis für die Entwicklung des Bogenbrückenbaues in Beton bildet, weil nur eine geringe Erhöhung der Tragkraft wesentlich größere Abmessungen verlangt.

Die Frage des Eigengewichtes der Tragkonstruktion spielt bei der Beurteilung einer Brücke auch sonst eine wichtige Rolle, deren Bedeutung meines Erachtens bisher zu wenig gewürdigt wurde und es daher rechtfertigt, auf diese Frage hier näher einzugehen. Das Verhältnis der Nutzlast p zum Eigengewicht g in kg/m² ist in vieler Hinsicht wichtig. Zunächst wegen des Einflusses aller äußeren Kräfte, insbesondere der Stöße und der Fliehkraft, auf die Erhaltung und den Bestand des Tragwerkes. Ferner mit Rücksicht auf die Entwicklung der Fahrbetriebsmittel, also auf eine zukünftige Änderung der Nutzlast. Ein ungünstiges Verhältnis kann aber binnen kurzem zur Reparatur, zur Verstärkung und schließlich zum Umbau einer Brücke führen. Der Berechnung wird zwar gewöhnlich ein schwererer Lastenzug zugrunde gelegt, als er tatsächlich vorkommt, und wird bei Eisenbahnbrücken mit Stoßzuschlägen nicht gespart. Es fehlt aber trotzdem an Verständnis für die Bedeutung des höheren Eigengewichtes und ist deshalb ein einwandfreier Maßstab nötig, weil die Gleichwertigkeit von Brücken nicht allein davon abhängt, ob die zulässigen Inanspruchnahmen oder Sicherheiten für die vorhandenen Gesamtlasten dieselben sind, sondern ob innerhalb dieser Gesamtlasten dasselbe oder wenigstens ein ähnliches Verhältnis zwischen g und p besteht.

In der Abb. 6 ist die Forderung dargestellt, wie eine Brücke konstruiert werden müßte, wenn sie einer 50 proz. Erhöhung der vorhandenen Maximallasten ohne Umbau gewachsen sein soll. Ein weitblickender Bauherr darf die damit verbundenen un-

[3]) Siehe das Prachtwerk „Grandes Voutes", Paul Sejourne, 1913—1920.

[4]) Beton und Eisen 1925, Seite 344.

bedeutenden Mehrkosten nicht scheuen, weil sie das Bauwerk von jeder Änderung der Verkehrslast in absehbarer Zeit unabhängig machen und nur bei ihrer Einhaltung die Eisenbrücken des provisorischen Charakters entkleiden. Wenn die Gesamtlast $q = g + p = p\,(1 + x)$ beträgt, so müßte die Brücke einer Gesamtlast $q' = g + 1{,}5\,p = p\,(1{,}5 + x)$ gewachsen sein, wobei wir eine Erhöhung der zulässigen Inanspruchnahmen um 10% als erlaubt ansehen. Die Abb. 6 gibt eine Übersicht für alle Brücken mit einem Verhältnis von $g/p = x$ bis 10. Dieses Verhältnis beträgt etwa bei Eisenbrücken $x = 0{,}5$ bis 1,5, und bei Eisenbeton $x = 2$ und darüber. Wenn wir z. B. eine Eisenbrücke von der Spannweite von 54 m, wie sie über den Donaukanal kürzlich mit $x = 1$ ausgeführt wurde, in Betracht ziehen, so zeigt uns die Abb. 6, daß, wenn die heutige Last mit einer zulässigen Inanspruchnahme von 1000 kg/cm² aufgenommen wird, eine Erhöhung der Nutzlast mit 50% eine Inanspruchnahme von 1250 kg/cm² oder einen Neubau bedeuten würde. Bei der in der Folge beschriebenen Traunfallbrücke ist dieses Verhältnis $x = 6$. Bei derselben würde eine Erhöhung der zulässigen Lasten um 50% zu einer Erhöhung der Spannungen von 7% Anlaß geben, was selbst dann unbedenklich ist, wenn man die Erhöhung der Festigkeit des Betons nicht in Betracht zieht. Wenn man also eine Brücke über den Traunfall aus Eisen zum Vergleich heranzieht, so kann man sie nur dann als gleichwertig betrachten, wenn auch bei ihr eine erhöhte Nutzlast die zulässigen Grenzen nur um 7% überschreitet. Es müssen daher die Eisenbrücken, wenn man ihr Eigengewicht nicht erhöhen will, mit viel größeren Sicherheiten, als dies bisher üblich ist, ausgeführt werden, wenn man ihre Lebensdauer sicherstellen will, ein Umstand, der bei den ersten Kosten eine Rolle spielt.

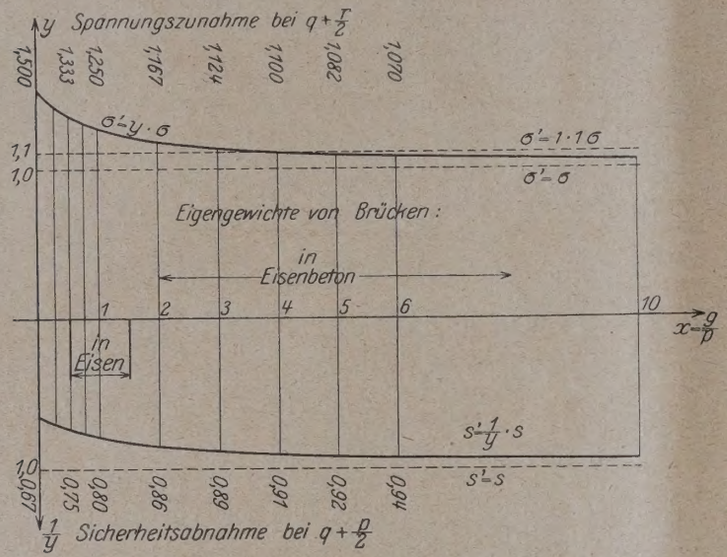


Abb. 6. Einfluß des Eigengewichts (g) auf die Bestandsdauer einer Brücke mit der Nutzlast (p).

Während es also bei Eisenbrücken Aufgabe des Ingenieurs wäre, dieselben von vornherein mit einem höheren Eigengewicht herzustellen, so besteht im Gegenteil beim Eisenbeton die Aufgabe des Projektanten, das Eigengewicht des Tragwerkes auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Aus der Abb. 6 ersehen wir, daß es für alle Fälle genügt, wenn eine Brücke das vierfache Eigengewicht der aufzunehmenden Nutzlast besitzt, sofern man die Inanspruchnahmen mit dem Maximum und die Materialfestigkeiten mit dem Minimum ausnützt. Wenn man diese beiden Grenzen verschiebt, so ist es möglich, bis zum Zweifachen herabzugehen, so zwar, daß die Eisenbetonbrücken gewöhnlich, die reinen Betonbrücken immer viel mehr Eigengewicht haben, als vom Standpunkt der Lebensdauer und der Erhaltung nötig erscheint.

Wir sehen also, daß die Beseitigung des überflüssigen Eigengewichts als die wichtigste Aufgabe für die weitere Entwicklung des Bogenbrückenbaues zu gelten hat und daß nur auf diesem Wege die Ausführungen großer Spannweiten möglich sind. Das Fach wurde auf diese Frage zunächst aufmerksam, als bei Wettbewerben sich für Bogenbrücken Entwürfe ergaben, welche einerseits auffallend massiv, andererseits besonders zart sich als gleichwertig herausstellten, weil sie dieselben zulässigen Inanspruchnahmen zeigten. Die Annahme, daß eine Vermehrung der Abmessungen eine Vermehrung der Tragkraft bedeutet, ergab sich als hinfällig und führte zur Erkenntnis, den vollen Bogen zu verlassen und das Tragwerk in einzelne Rippen aufzulösen, um das Eigengewicht herabzusetzen. Die weitere Aufgabe bestand darin, den Rippen unter Beibehaltung ihrer Abmessungen einen höheren Grad der Widerstandskraft zu geben. Es geschah dies zunächst mit Hilfe einerseits der Umschnürung und andererseits der hochwertigen Zemente oder auch beider gemeinsam. Bei diesen Vorschlägen wird nur zu häufig irgend eine rechnungsmäßige oder dem Laboratorium entnommene Festigkeit vorgeschützt und die tatsächliche Festigkeit des Baubetons bzw. des Baugliedes nicht nachgewiesen.

Wenn wir bisher trotzdem den Eisenbetonbogen im Gebiete der größten Spannweiten von 70—200 m so selten vorfinden und nur auf jene Fälle beschränkt sehen, wo eine Anwendung eine Selbstverständlichkeit ist, ist daran eine Reihe von Umständen schuld. In erster Linie kommen Vorurteile in Betracht. Alle unsere maßgebenden Fachleute sind in einer vom Eisen allein beherrschten Schule erzogen. Der Bogenbrückenbau ist ihnen so wenig geläufig, daß sie glauben, man könne einen Bogen nur auf Felsenfundamenten anordnen. Es sei deshalb hier auf Abb. 7 verwiesen, einer Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn über den Main bei Unterleiterbach von 53 m Spannweite, welche auf Holzpiloten steht. Bei den Fundamenten der Leitungsmaste hat man durch Versuche des Dr. Fröhlich[5]) endlich nachgewiesen, daß die weitgehenden Forderungen, welche eine mit den Tatsachen nicht in Einklang stehende Theorie für die zulässigen Randspannungen in den Fundamenten bisher gestellt hat, unberechtigt sind und zu Abmessungen führen, welche durch ihren unwirtschaftlichen Umfang diesen Zweig der Bauausführung ganz ohne Grund wirtschaftlich schwer belasten. Im Gebiete des Bogenbrückenbaues verfügen wir über so gut wie keine Versuche des Grundbaues. Das Bedauernswerte ist aber dabei, daß sich immer Fachleute finden, welchen selbst dieser sichere Nachweis der Randspannung noch nicht genügt und scheinbar nur den Zweck hat, um eine noch niedrigere nicht mehr mögliche Randspannung zu fordern. Diese Art der Verhinderung von Bogenbrückenprojekten war bei dem schwereren Bogen sehr einfach.

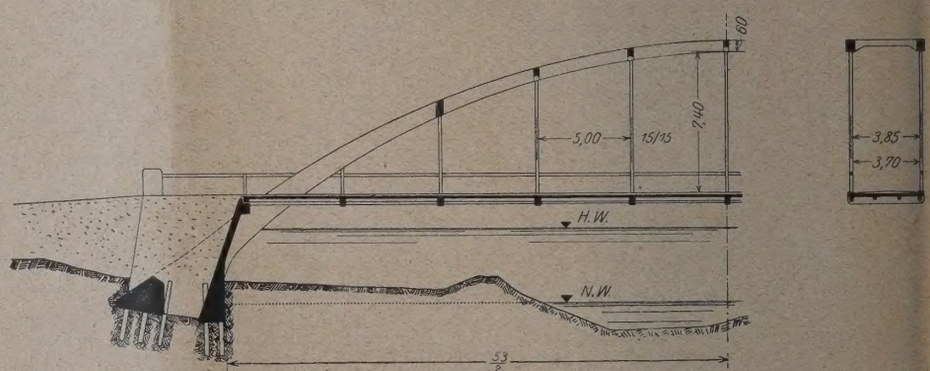


Abb. 7. Bogenbrücke in Unterleiterbach über den Main.

[5]) Beitrag zur Berechnung von Mastfundamenten von Dr.-Ing. H. Fröhlich, Berlin 1921, W. Ernst u. Sohn.

Auf ähnliche Hindernisse stößt man bei der Frage der Anordnung der Gelenke. Diese Gelenkbögen haben außerhalb Zentraleuropas so gut wie gar keine Anwendung gefunden. Unsere Praxis steht aber dem massiven Bogen fremd gegenüber. Man fürchtet Bewegungen in den Widerlagern, deren Tragweite man abzuschätzen verlernt hat. Dabei wird aber der Gelenkbogen keinesfalls stärker ausgeführt, obwohl diese Anordnung eine Schwächung des Tragwerkes bedeutet. Es ergibt sich neuerlich derselbe logische Widerspruch, auf welchen wir beim Vergleich der Beton- und Eisenbetonbögen gestoßen sind. Durch die Vorschreibung von Gelenken zerstört man die stoffliche Einheit des Baues und fördert etwas weniger Gutes.

Für die Entwicklung des Bogenbrückenbaues ist diese Frage auch insofern von Belang, als die Einschaltung solcher Riesengelenke aus Eisen, solange sie nicht als überflüssig erkannt sind, die Verwendung des Betonbogens für größere Spannweiten hindert. Viele Kreise des Faches haben durch das Schlagwort der Verbesserung des Bogens durch Gelenke das Gefühl dafür verloren, daß man solcher Dehnungsfugen im Bogen selbst gar nicht bedarf, weil er alle Längenänderungen, herrührend von Temperatur, Schwindung und auch der Setzung des Widerlagers, durch seine Eigenfestigkeit leicht aufzunehmen imstande ist, wenn sich in dem Überbau bzw. in der angehängten Fahrbahn Dehnungsfugen vorfinden, welche ihn an diesen Bewegungen nicht hindern, wie dies Abb. 2 der Traunfallbrücke zeigt. Gelenke sind nur dort am Platz, wo die Fundierung der Widerlager eine zweifelhafte ist; dort aber scheint es berechtigt, von dem Gebrauch des Bogens überhaupt abzuraten und den Eisenträger mit seinen vertikalen Lasten als die richtige Lösung zu empfehlen, so zwar, daß Gelenke hierzulande ebenso wie auswärts nur für seltene Ausnahmefälle in Betracht kommen sollten, und nachdem sie ihre Schuldigkeit während der Setzung der Fundamente getan haben, einzubetonieren wären. Sie sollten also, wenn überhaupt angewendet, von vornherein einen provisorischen Charakter haben.

Bei der Traunfallbrücke, welche von mir als ein flacher eingespannter Bogen von 90 m lichter Weite entworfen worden war, wurde mir eine Lösung aufgetragen, welche einen Zweigelenkbogen von 71 m darstellt, bei welchem der Verlauf ein mehr kreisförmiger ist und somit die Widerlager bis an das Flußbett hinabreichen. Dieses Bestreben — getragen von einer Ängstlichkeit von der Ziffer der Spannweite — findet in dem Bild der meisten Überbrückungen von tiefen Tälern seinen Ausdruck, so wenig diese der Talsohle zustrebenden Formen dem Wesen des Bogens und der Übertragung entsprechen. Dadurch wird häufig sogar die Ausführung verteuert, und hatte in unserem Falle trotz der Verminderung der Spannweite die Lösung in beiden Fällen nahezu denselben Anbotpreis. Ich habe diesen Mangel wenigstens äußerlich zugedeckt und dem Bogen eine solche Form gegeben, daß er den Eindruck eines eingespannten Bogens macht, und die innere Armierung dementsprechend abgestuft. Es wurde dadurch die sichelförmige Form vermieden, wie sie die Bogen in Abb. 23 zeigt.

Die Anordnung von Gelenken ergibt bei dem Bogen weiteren Mangel, bestehend in einer geringen Seitensteifigkeit; während also ein eingespannter Bogen in diesem Fall durch eine starre Verbindung im Widerlager und im Scheitel ausreichend versteift gewesen wäre und höchstens an dem Auflager der Rahmen eines Querbalkens bedurft hätte, so verlangt die Anordnung der Gelenke eine eingehende in der Abb. 2 dargestellte Querversteifung der beiden Rippen, welche neuerlich die Kosten wesentlich erhöht.

Die letzten Jahre haben neue Impulse für den Bogenbrückenbau gebracht. Schon vor dem Kriege entstand der 100 metrige eingespannte Bogen über die Tiber in Rom, dessen Konstruktionsprinzip auf weit ausladenden Widerlagern beruht, eine Form, von der Hennebique wiederholt Gebrauch gemacht hat. Sie ist dadurch gekennzeichnet, daß man sich das Scheitelstück herausgenommen denken kann, ohne daß so ein Bogen einstürzt. Er besteht aus zwei Kragträgern mit einem kleinen Bogen in der Mitte. (Fortsetzung folgt.)

DIE UNTERTEILUNG VON BELIEBIGEN FLÄCHEN IN STREIFEN GLEICHEN FLÄCHENINHALTES.

Hauptsächlich zur Anwendung auf das Schönhöfersche Prinzip gleicher Bogengrößen.

Von Prof. Dr.-Ing. Kunze, Dresden.

In einer Veröffentlichung im Bauingenieur 1925, Heft 12, S. 466 gibt Dr. Rudolf Mayer, Karlsruhe, ein Verfahren zur Aufteilung des Wölbbogens in Abschnitte gleicher Bogengrößen $\frac{\Delta s}{J}$ nach dem Schönhöferschen Grundgedanken.

Das von Dr. Mayer angegebene Verfahren führt zu zwangsläufiger Auffindung der gleichen Bogengrößen $\frac{\Delta s}{J}$ und stellt gegenüber der Ermittelung dieser Werte durch Probieren eine Verbesserung dar. Es reiht an den bekannten Schönhöferschen Kunstgriff einen zweiten Kunstgriff. Dieser besteht in der Verwendung des $\frac{I}{J}$-Diagramms an Stelle der J-Linie. Man erhält dann in den vertikalen Lamellen des Diagramms die Werte $\Delta F = \Delta s \left(\frac{I}{J}\right)$. Die Aufgabe ist nun, die Abszissenachse so zu teilen, daß diese Lamellenflächeninhalte ΔF gleich groß werden. Dr. Mayers Verfahren hierfür ist elegant abgeleitet und leicht anwendbar. Es sei aber gestattet, auf Dr. Mayers $\frac{I}{J}$-Kurve fußend, noch einen anderen Weg zur Teilung der Bogenlinie in der angegebenen Weise vorzuführen.

Das $\frac{I}{J}$-Diagramm sei aufgezeichnet. Es begrenzt mit der Abszissenachse und der linken und rechten Endordinate gemeinsam eine Fläche $F = \int d s \frac{I}{J}$. Diese Fläche F wird auf die folgende Weise in n gleiche Teile zerlegt:

Man teile die Fläche zunächst durch vertikale Trennungslinien in gleich breite Streifen, bestimme deren Inhalte F_a bis F_k (= b h_a, b h_b, ..., b h_k), fasse diese als Kräfte auf und zeichne ein Krafteck O—o—10 hierzu. Polweite H und -höhe beliebig. Nun ist hierzu unter der $\frac{I}{J}$-Kurve die Seillinie zu zeichnen.

Weiterhin teile man im Krafteckdie Kraftstrecke (o—10 benannt) in n gleiche Teile und ziehe nach den Teilpunkten 1 bis 9 die Polstrahlen. An die Seillinie lege man dann Tangenten parallel zu diesen Polstrahlen. Die Berührungsstellen mit der Seilkurve (vgl. Abb. 1, Punkt 3) geben die Lamellentrennlinien an, welche die gleichen Flächenteile ΔF bilden. Dieser Weg ist in Abb. 1 dargestellt.

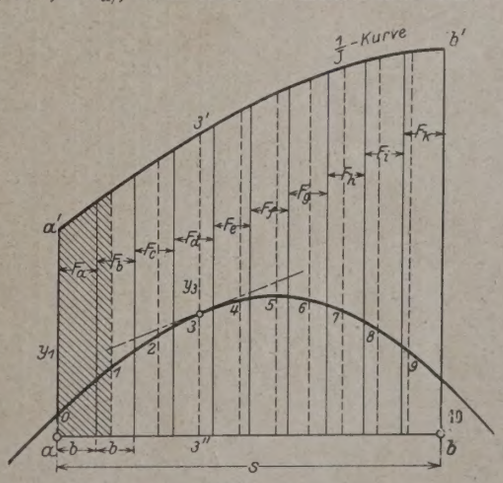


Abb. 1a.

Der gedankliche Aufbau dieser Lösung bedarf nicht der von Dr. Mayer benutzten Integralkurve, sondern arbeitet mit

den noch geläufigeren Begriffen von Kraft- und Seileck allein. Sie ist deshalb noch durchsichtiger und haftet darum vielleicht leichter im Gedächtnis. Einfacher als Dr. Mayers Lösung ist sie in der Ausführung jedoch nicht. Die Unschärfe der Berührungsstellen läßt sich durch Annahme einer kleinen Polweite im Krafteck und durch Verlegung des Poles in die halbe Höhe der Kraftstrecke o—10 vermindern.

Dieses Verfahren wurde in erster Linie vorgeführt, weil es die Grundlage für das in Abb. 2 u. 3 dargestellte zweite Verfahren ist.

Bei Betrachtung der Abb. 1 erkennt man, daß die — die Flächen F_a bis F_k darstellenden — Strecken h_a bis h_k des Kraftecks durch die Endpunkte 1, 2 usw. bis 9 der Strecken

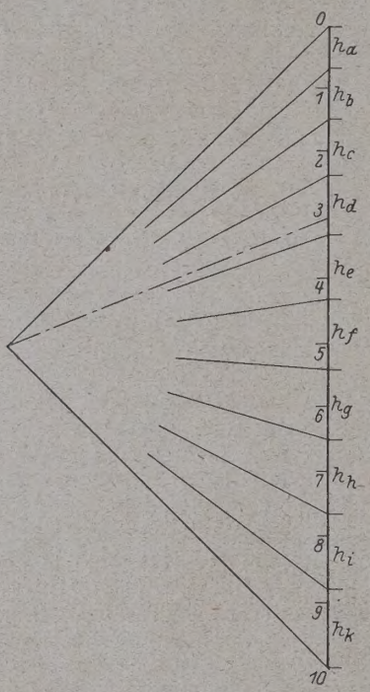


Abb. 1b.

$$\Delta F = \frac{1}{n} F = \frac{1}{n} \int ds \frac{1}{J}$$

unterteilt werden. Der z. B. zu Teilpunkt 3 gehörige Polstrahl O—3 unterteilt die Strecke $F_d = h_d$. Die Ordinate 3''3', die durch den entsprechenden Punkt 3 des Seilecks gelegt ist, unterteilt andererseits die Trapezfläche F_d. Die Teilung dieses Trapezes F_d erfolgt im gleichen Zahlenverhältnis wie die Teilung der Strecke $h_d = F_d$. Je mehr nun — bei kleinen Breiten b — das Trapez F_d als Rechteck angesehen werden darf, um so mehr kommt die Teilung der Trapezfläche in einem bestimmten Zahlenverhältnis auf die gleiche Teilung seiner Breite b hinaus.

Man kann also behaupten:

Bei genügend schmalen Lamellen (F_a bis F_k) kann die Ermittelung der gewünschten Teilpunkte dadurch erfolgen, daß man die Breite b eines Streifens ($F_{(d)}$) im gleichen Verhältnis

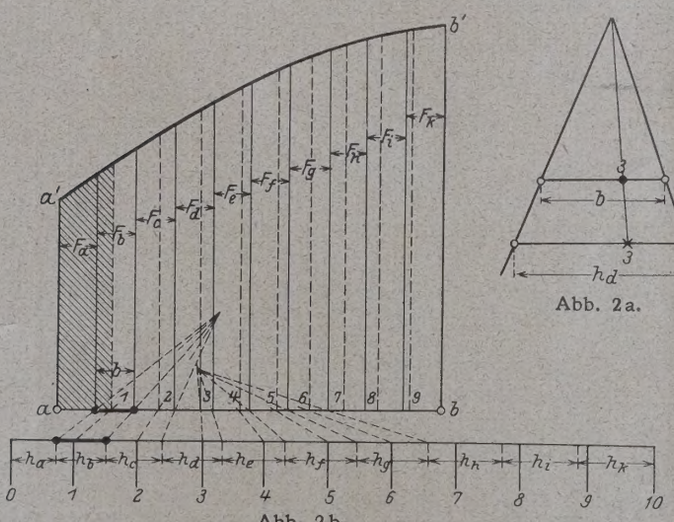


Abb. 2b.

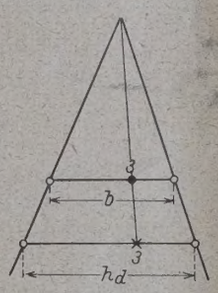


Abb. 2a.

teilt, wie die Strecke $F_d = h_d$ geteilt ist (z. B. durch Punkt 3 in Abb. 2a).

Das sich hieraus ergebende Verfahren ist in Abb. 2 dargestellt.

Die einzelnen Abschnitte b der Strecke a—b sind im gleichen Verhältnis zu teilen wie die Abschnitte h_a bis h_k der Kraftstrecke durch die Punkte 1 bis 9 geteilt werden. Zu diesem Zweck legt man die Kraftstrecke o—10 parallel zur x-Achse a—b, und zwar so, daß die einander entsprechenden Punkte a und o bzw. b und 10 auf die gleiche Seite kommen.

Nun ziehe man durch Endpunkte der Strecken b und der zugehörigen Strecken h_a bis h_k Strahlen. Durch deren Schnittpunkt legt man sodann einen Strahl nach dem Teilpunkt (1, 2, 3 usw.). So wird die Strecke b in dem gleichen Verhältnis geteilt wie die Strecke h_a, h_b oder h_k. Fallen die Schnitte zu flach aus, so kann man die Strecke a—b auch trennen.

Abb. 3 zeigt eine Zerfällung der Strecke a—b in ihre einzelnen Abschnitte b zur bequemeren Proportionalteilung. Hier werden außerordentlich scharfe Schnitte erzielt.

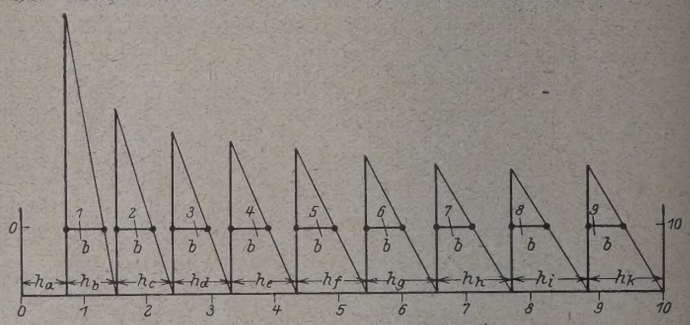


Abb. 3.

Die angegebene Methode erübrigt die Aufzeichnung jeglichen Kraft- und Seilecks oder einer Integralkurve und läßt die damit verbundenen Abschiebfehler vermeiden.

Sie läßt sich wie folgt zusammenfassen:

1. Ermittlung der mittleren Höhen h_a—h_k der gleichbreiten Lamellen,
2. Auftragung dieser Werte h_a—h_k auf einer Horizontalen von links nach rechts als Strecke o—10,
3. Abtragen der Lamellenbreite b parallel zu den Abschnitten h_a bis h_k der Strecke o—10, und zwar entweder aneinandergereiht (Abb. 2) oder getrennt (Abb. 3),
4. Proportionalteilung der Abschnitte b und h_a bis h_k in der üblichen Strahlenmethode.

Handelte es sich im Vorstehenden nur um die Zerlegung einer Fläche in gleiche Teile, so steht doch der Anwendung des Verfahrens auf eine Zerlegung in ungleiche Teile nach bestimmter Vorschrift nichts entgegen. Man kann z. B. eine Fläche mit dem gleichen Verfahren im Verhältnis 2 : 3 teilen; dann ist die „Kraftstrecke" in diesem Verhältnis zu teilen; man kann auch unschwer — durch die entsprechende Teilung der „Kraftstrecke" — die Fläche in n Teile zerlegen, die in einem bestimmten Zahlenverhältnis zu einander (z. B. 1 : m : n : o : p usw.) stehen.

Nicht minder wichtig erscheint es, mit Hilfe des angegegebenen Verfahrens Flächen von bestimmtem Flächeninhalt (z. B. 100 cm²) von einer gegebenen beliebigen Fläche abzutrennen. Man habe dann lediglich auf der Kraftstrecke den richtig bemessenen Anteil (z. B. 100 cm²) abzusetzen und zu dem so gefundenen Teilpunkt eines Kraftstreckenabschnittes die entsprechende Lamellentrennlinie aufzusuchen. Wiederum Proportionalteilung von Kraftstreckenabschnitt und Lamellenbreite.

Nebenbei sei darauf hingewiesen, daß das Dr. Mayersche und die beiden hier mitgeteilten Verfahren auch Anwendung finden können bei der Unterteilung der Hauptzugspannungsfläche im Eisenbetonbau. Wenn diese geradlinig begrenzt ist, gibt es bekanntlich noch einfachere Teilungsmittel; ist sie aber, wie bei beweglicher Last oder bei wechselndem Eisenbetonquerschnitte, nicht geradlinig begrenzt, so sind die Verfahren mit Vorteil zu gebrauchen.

Man wird auch auf dem Gebiete des Städtebaues, überhaupt der Bodenaufteilung und auf vielen Gebieten der Technik nicht selten auf die Aufgabe stoßen, eine beliebig begrenzte Fläche in Streifen gleichen Flächeninhaltes zu zerlegen und die angegebenen Verfahren auch dort benutzen.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 284.)

Die erreichten Festigkeiten mit dem verwendeten Betonmaterial schwankten zwischen 35 und 70 kg/cm² nach 7 Tagen, nach 28 Tagen zwischen 70 und 140 kg/cm².

Bezüglich der Gießtürme wurde mir mitgeteilt, daß sie praktisch bei 4—5 Bauwerken benutzt werden, daß man die Kosten aber möglichst bei den ersten Bauten abschreibt.

Über die rasche Verarbeitung noch größerer Betonarbeiten bei der Herstellung des Kraftwerkes in Muscle Shoals mit dem Wilsondamm in Tennessee wird in amerikanischen Zeitschriften berichtet. Dort handelte es sich bei einer Gesamtlänge des Bauwerks von 1500 m um die Verarbeitung von nicht weniger als 960000 m³ Beton für die Sperre und 60000 m³ für die Schleusen. Beim Krafthausbau waren außerdem weniger einfache Eisenbetonkonstruktionen, die bei der Aufstellung des Bauprogramms zur raschen Durchführung besonders berücksichtigt werden mußten. Dieses Beispiel sei nur erwähnt, um zu zeigen, welche große Aufgaben von Bauausführungen dem amerikanischen Bauingenieur gestellt und von ihm auch ausgeführt werden.

Bei der Ausführung einer Gewölbetalsperre beim Spauldingdamm wäre noch die Anwendung des Förderbandes zu erwähnen. Mit Rücksicht auf die Bogenform wurde die in Abb. 9c (siehe Heft 14) dargestellte Methode zur Einbringung des Betons gewählt, die sich hier als zweckmäßiger erwiesen haben soll als die Rinnenförderung.

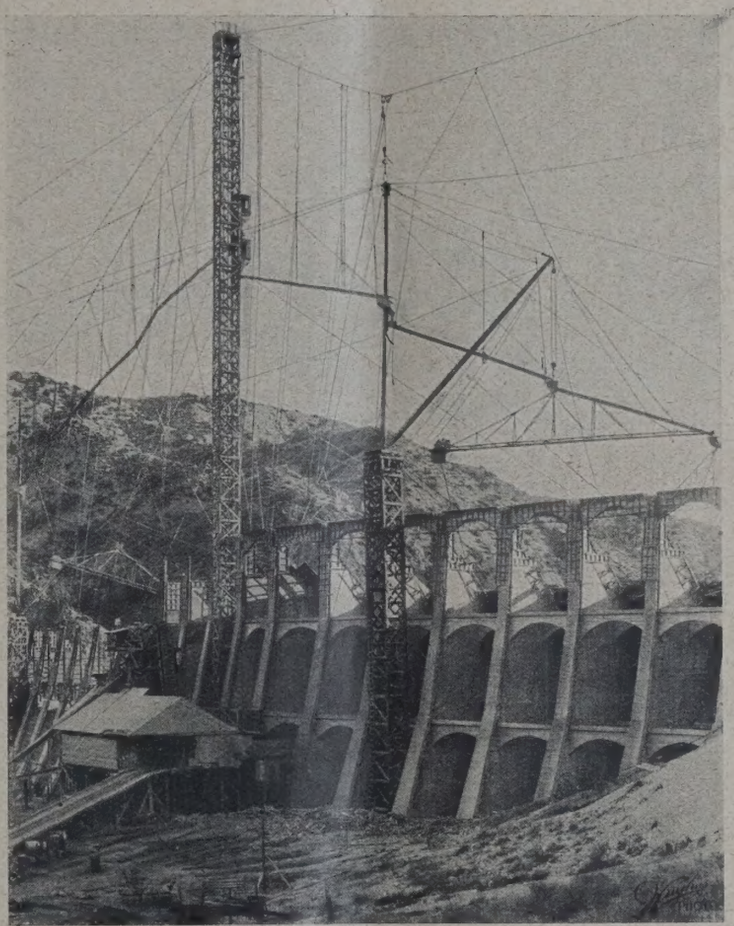


Abb. 9d. Gießen einer Eisenbetontalsperre bei Little Rock.

Ein Beispiel einer Bauausführung einer aufgelösten Eisenbetontalsperre ist in Abb. 9d und 9e dargestellt.

Die Sperre am Little Rock Creek, die im Jahre 1924 von der kalifornischen Bauunternehmung Bent Bros ausgeführt wurde (der gleichen Unternehmung, die den Exchequerdamm baut), umfaßt ein Entwässerungsgebiet von 68 Quadratmeilen. Das Staubecken versorgt 2400 ha des fruchtbarsten Landes und hat einen Fassungsraum von 6,8 Mill. m³. Wir sehen an diesem Beispiel zugleich einen Fall, bei dem die Gußbetonbauweise trotz der verhältnismäßig geringen Gesamtmassen angewendet wurde, da jedes andere Verfahren unter den örtlichen Verhältnissen als unwirtschaftlich ausgeschieden wurde.

Der Grundriß der Sperre wurde in einem Winkel von 15° gebrochen, um Gründungsschwierigkeiten zu umgehen. 29 Pfeiler im Abstand von je 7,30 m sind vorgesehen mit Stärken bis 1,25 m an der Basis, die sich auf 40 cm bis 17 cm unter der Krone verjüngen und von dort mit gleichbleibender Stärke nach oben gehen (siehe auch Abb. 8a einer nach ähnlichem Entwurf errichteten Sperre). Die Versteifung erfolgte durch 230 Querstreben in 5 Reihen in je 10 m Abstand übereinander.

Die Gewölbe, deren Neigung 45° betragen, sind an der Basis 90 cm und 17 m unterhalb der Krone 30 cm stark; von dort bleibt die Gewölbestärke konstant.

Bemerkenswert ist der Überlauf in Heberanordnung mit 16 Hebern und einer Durchflußmenge von 360 m³/sec. Sie sind stark bewehrt. Am Ende der Heberanlage sind noch 4 Kontrollheber zur genaueren Innehaltung des Wasserspiegels angelegt.

Die Krone liegt 52 m über der Felsgründung, während die durchschnittliche Höhe 30 m beträgt bei einer Kronenlänge von 220 m.

Für die Fundierung waren 45000 m³ Erde und Fels zu entfernen. Im Flußbett mußte man bis zu 19 m tief graben, um auf den Fels zu gelangen, wobei große Blöcke durch Sprengen zu entfernen waren. Dieser Aushub wurde als Zuschlagsmaterial verwendet. Brecher- und Siebanlagen befanden sich in der Mitte des Bauwerks im Flußbett.

Eine Brecheranlage mit einer Leistung von 600 t/Tag, ein 5 m langes Drehsieb mit 1,20 m Durchmesser, Materialsilos mit 230 m³ Fassungsraum und 2 Mischmaschinen von je 0,40 m³ Fassungsraum ermöglichten in 9 Arbeitsstunden Höchstleistungen von 220 m³ täglich. Der Durchschnitt betrug aber nur 70 m³, weil es nicht möglich war, größere Mengen zu verarbeiten.

Die Einrichtungen für die Verteilung des Betons bestanden aus einem hölzernen Zentralhubturm von 84 m Höhe mit Schüttrinne. Zwei 30 bzw. 40 m hohe Türme beiderseits des Hauptturmes dienten zur Aufnahme der 20 t-Derricks, die mit Gegengewichtsschüttrinnen arbeiteten. Jeder Derrick nahm einen doppelten 15 m langen Gegengewichtsbaum mit einer 40 cm-Schüttrinne auf. Eine Arbeitsbühne von 1,20 m Breite erstreckte sich über die ganze Länge des Gegengewichtsbaumes. Die horizontale Lage wurde mittels Hin- und Herrücken von Sandbehältern an dieser Arbeitsbühne erreicht.

Der Hauptturm war mit 2 Trichtern und einem Becherwerk (0,75 m³) versehen. Es wurden, da der Beton über eine Fläche von 60/200 m² verteilt werden mußte, in Gelenken bewegliche Schüttrinnen verwendet. Die größte Entfernung der Rinnenleitung betrug 120 m.

Die äußeren Gewölbeverschalungen wurden in Abschnitten von 3,6 m verwendet und wurden mit dem Fortschritt der Arbeit hinaufgeschoben. Die Verschalungen an der inneren Gewölbeseite waren verstellbar und zusammenklappbar eingerichtet.

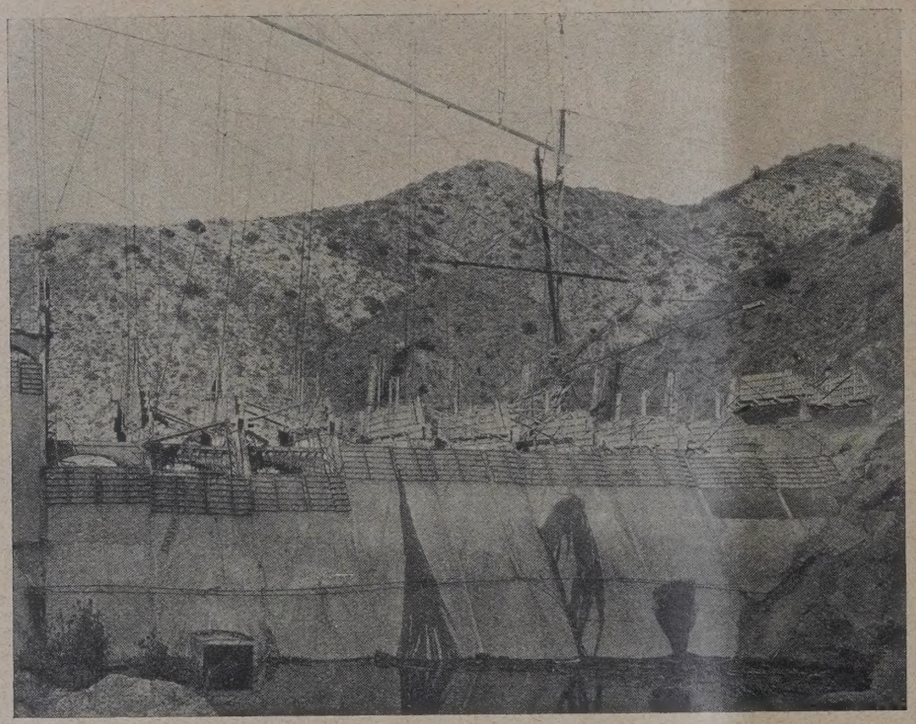


Abb. 9e. Eisenbetontalsperre bei Los Angeles, 1923.

Bei dem Bau der Sperre wurden etwa 20 000 m³ Beton und 526 t Bewehrungseisen verwendet. Im Juni 1923 wurde mit dem Betonieren begonnen; Mitte Mai 1924 war die Arbeit fertiggestellt.

Abb. 9f zeigt ein Beispiel einer größeren im Bau befindlichen Eisenbetontalsperre „Florence Dam", die von der Edison Electric-Gesellschaft bei Fresno City in Kalifornien errichtet wird. Die 1000 m lange Sperre hat eine größte Höhe von 45 m. Es ist hier ein Fall, bei dem die Bauweise wegen der außerordentlich schwierigen und weit entfernten Materialtransporte gewählt wurde.

Über Entwurf, Wirtschaftlichkeit und Sicherheit von Bogenstaumauern und aufgelösten Eisenbetontalsperren sind in den Vereinigten Staaten in den letzten Jahren lebhafte und wertvolle Aussprachen erfolgt. Drei von der American Society of Civil Engineers (Gesellschaft der Bauingenieure) preisgekrönte Arbeiten, die einschließlich Diskussion in den Mitteilungen der Gesellschaft (Proceedings) veröffentlicht wurden, stammen aus dem Westen. Der aus der Schweiz eingewanderte Ingenieur Noetzli ist der Vorkämpfer für die Eisenbetontalsperre; er übernimmt damit die Erbschaft des vor einem Jahr verstorbenen Ing. Eastwood aus San Francisco, der die meisten aufgelösten Eisenbetonsperren bis dahin entworfen hatte. Die beiden dänischen Ingenieure mit deutscher mathematischer und technischer Erziehung, Jorgensen und Jakobsen, treten mit Energie für die von dem ersteren wiederholt projektierten und ausgeführten Bogentalsperren mit konstantem Bogenwinkel ein. Eine Aussprache mit den 3 Kollegen gab mir einen kleinen Einblick in ihre Arbeitsmethoden und die von ihnen vertretenen Ansichten.

Der leitende Grundgedanke, den Jorgensen seiner Bogensperre gegenüber dem Entwurf von Schwergewichtsmauern, auch solchen mit gekrümmtem Grundriß, aber konstantem Radius, zugrunde legt, ist Materialerparnis durch Ausnutzung der Bogenwirkung. Unter Zugrundelegung einer bestimmten zulässigen Spannung bestimmt er die Querschnittsstärke für verschiedene Wasserhöhen und erhält die größte Materialersparnis bei einem Bogenwinkel von 133°. Da aber bei der so entworfenen Sperre der Querschnitt relativ schlank wird gegenüber dem der Schwergewichtsmauer (gerader oder gekrümmter Grundriß) und die Resultierende zu sehr nach der Luftseite ausweicht, wählt Jorgensen bei der notwendigen Querschnittsvergrößerung den Winkel von 120°.

Er paßt also das Konstant-Winkelgewölbe dem sich nach unten verengenden Schluchteinschnitt so an, daß im Gegensatz von Gewölben mit gleichem Radius der Bogen nach unten zu nicht flacher wird.

Wenn ferner Schub- und Zugspannungen in senkrechten Lamellen infolge Kragträgerwirkungen hinzutreten, so erhöhen diese besonders durch Eigengewicht hervorgerufenen Spannungen nach Jorgensen in Wechselwirkung mit den eigentlichen Gewölbespannungen die Materialfestigkeit. Er zieht den Vergleich einer umschnürten Säule heran. Diese Annahme ist aber an die Unverschieblichkeit der Widerlager geknüpft.

Jorgensen weist nach, daß die Scheiteldurchbiegungen des Gewölbes mit konstantem Winkel von der Krone nach der Basis zu geradlinig bis fast auf Null abnehmen, auch wenn Verschieblichkeit der Basis angenommen wird. Beim Gewölbe mit konstantem Radius sei bei derselben Annahme die Durchbiegung oben und unten fast gleich.

Abb. 9f. Eiserne Formen und Gußbetonanlage bei einer im Bau befindlichen aufgelösten Eisenbetontalsperre Florence Dam, Cal. 1925.

Praktisch wertvoll ist, daß man auch bei ungünstigen Untergrundverhältnissen eine Konstant-Winkelsperre verwenden kann, da die Gewölbewirkung vorherrscht gegenüber der Kragwirkung in senkrechten Lamellen mit der Folge der Bodenpressung.

Jorgensen hat sich auch mit der Berechnung und der konstruktiven Durchbildung von Eisenbetonsperren befaßt, deren Ergebnisse in dem Normenentwurf auf Blatt 6a und b niedergelegt sind. Er behandelt die Bestimmung der günstigsten Spannweiten, des Zentriwinkels sowie der Neigung der Gewölbe und die Stabilität der Pfeiler und bevorzugt die graphische Ermittlung der Kräfte.

Von der aufgelösten Sperre wird ein sehr guter Untergrund verlangt, da die Pfeilerlast konzentriert angreift und ein Setzen eines Pfeilers die Zerstörung der anschließenden Gewölbe nach sich ziehen kann. Ferner kommt Jorgensen zu dem Ergebnis, daß eine aufgelöste Sperre von einer Höhe kleiner als 30 m weniger kosten würde als eine Bruchsteinmauer. Ein Kostenvergleich mit einem Erddamm scheide deshalb aus, weil bei entsprechendem Erdmaterial kaum gleichzeitig eine gute Gründungsmöglichkeit für eine aufgelöste Sperre zu erwarten sei. Bei aufgelösten Sperren, die höher als 40 m sind, wachsen die Kosten für Material und Lehrgerüst sehr schnell, weil die Pfeiler stark werden müssen und starke Versteifungen benötigen. Deshalb kommt Jorgensen zu dem Schluß, daß bei engen Schluchten eine Gewölbesperre wirtschaftlicher werde.

Die von Jorgensen aufgestellten Entwurfsgrundlagen für die aufgelöste Bauweise faßt er wie folgt zusammen:

Die Spannweiten sollten in allen Öffnungen gleich groß sein. Dünne Gewölbeschalen sind besonders gefährdet, und dünne Pfeiler müssen genügend gegen Ausknicken verstrebt sein. Die Wasserdichtigkeit sei abhängig von der Stärke des Gewölbes, wenn auch in erster Linie die Güte des Materials entscheidend ist. Zieht man dies alles in Betracht, so ergebensich als wirtschaftlichste Grenzen für die Spannweite der Gewölbe 9 bis 15 m bei einem Winkel von 133°. Die für die Stabilität günstigste Gewölbeneigung sei 50°. Die Eiseneinlagen sollen lediglich die durch Temperaturwirkungen hervorgerufenen Zugspannungen aufnehmen bzw. die Rißbildung hintanhalten.

Die Bewehrung im Pfeiler, die selbst vor den Gewölben ausgeführt werden sollen, diene verschiedenen Zwecken. Bügelartige Eisen, parallel der wasserseitigen Böschung, sollen der Verankerung des Pfeilers mit den Gewölben dienen. Ferner soll das Eisen in den Pfeilern Rißbildungen durch Schubkräfte verhindern. An der luftseitigen Böschung werden Vertikaleisen gegen Rißbildung verlangt. Für den gleichen Zweck sollen die in dem mittleren Teil bewehrten vertikalen Strebepfeiler vorgesehen werden, die die Zahl der erforderlichen Querstreben verringern.

Jakobsen wendet sich in einer Schrift gegen die von Jorgensen aufgestellte Berechnung der Pfeiler, die er als nicht wirtschaftlich ablehnt, und empfiehlt eine Berücksichtigung der Hauptspannungen. Er kommt zu ähnlichen Schlüssen wie Kammüller bei der Berechnung einer im Schwarzwald ausgeführten, in der Literatur oft besprochenen Eisenbetontalsperre.

Noetzli vertritt den Standpunkt, daß man bei höheren Eisenbetontalsperren in den Pfeilern Fugen anordnen müßte, um Rißbildungen zu vermeiden.

Das Bestreben, wirtschaftliche Konstruktionsarten für Talsperren zu finden, hat neben Diskussionen in neuerer Zeit auf den ungewöhnlichen Weg geführt, Untersuchungen an einer Versuchssperre in natürlicher Größe auszuführen.

Der Entwurf der im wasserarmen Stevenson Creek in Kalifornien zu erbauenden Sperre sieht eine Höhe von 30 m vor. Für die Voruntersuchungen soll die im Bau befindliche Sperre zunächst 20 m hochgeführt werden. Die V-förmig gestaltete Schlucht hat steilabfallende Hänge aus Granitgestein. Der Fassungsraum des Beckens ist gering, damit im Fall eines Sperrendurchbruchs die plötzlich freiwerdenden Wassermengen keinen Schaden stiften können. Der Boden der Schlucht wird so weit ausgehoben, daß ein unten abgerundetes V-Profil entsteht.

Die Sperre ist eine einfache Gewölbesperre mit vertikaler, wasserseitiger Begrenzung und einem konstanten äußeren Radius von 30 m. Bei dem zweiten Absatz ist ein Schwergewichtswiderlager in der Tangente des Bogens angelegt, um ein Urteil bezüglich der Übertragung der Gewölbewirkung zu gewinnen. Der Entwurf nimmt kombinierte Kragträger- und Gewölbewirkung an. Wenn die errechneten Beanspruchungen sich in den normalen Grenzen hielten, müßte die Basisstärke etwa 3 m sein: man wählte eine Stärke von 2,3 m, was ziemlich höhere Beanspruchung bedingt. Die Luftseite hat ein gekrümmtes Profil — bis zu einer Stärke von 60 cm — bei 10 m Tiefe und dann ein rechteckiges Profil bis zur Krone. Die maximalen Zugspannungen in dem Kragträger sollen hoch genug sein, so daß Risse in der Nähe der Basis erwartet werden, wenn der Wasserstand von 20 m erreicht ist.

Nach den Entwurfsberechnungen tritt die größte Zugspannung von 28 kg/cm² und die Druckspannung von 32 kg/cm² 1,5 m oberhalb der Basis auf. Die entsprechenden Werte für horizontale Zugspannungen (Gewölbewirkung) sind mit 24 kg/cm² wasserseitig nahe dem Widerlager und 6 m oberhalb der Basis, sowie luftseitig 65 kg/cm² Druckspannung 8 m oberhalb der Basis.

Die Untersuchungen sollen folgende Fragen zu klären versuchen:

Hinsichtlich der Spannungen soll der Aufteilung der Wasserlast, der Gewölbewirkung und der Verteilung der Spannungen in den Gewölbelamellen zwischen Scheitel und Auflager nachgegangen werden. Ferner soll der Einfluß der Temperatur, der Luft und des Wassers bei verschiedenen Durchfeuchtungsgraden des Betons untersucht werden. Ein weiterer Teil der Untersuchungen befaßt sich mit der Wirkung beim Nachgeben der Gründung und Widerlager, der Wirkung von senkrechten Konstruktionsfugen bzw. Rissen. Parallel gehen Laboratoriumsuntersuchungen.

Die Messungen der Längenänderungen an der luftseitigen Oberfläche werden vermittels Berry-Dehnungsmeßapparaten erfolgen, während im Innern des Betons und an der Wasserseite die Messungen mit Hilfe der elektrischen Fernspannungsmesser von McCollum und Peters vorgenommen werden. Selbstverständlich fehlen auch nicht die elektrischen Thermometer, Durchbiegungsmesser und Wasserwagen.

Man beabsichtigt, die Messungen in Abständen von 30—60 Tagen während des Jahres zu wiederholen, um auch denEinfluß der Jahrestemperaturschwankungen berücksichtigen zu können.

Diese mit viel Eifer und nicht unerheblichen Geldmitteln eingeleiteten und in Angriff genommenen Untersuchungen umfassen, wie man sieht, ein sehr reichhaltiges Programm. Mit größtem Interesse wird man den Verlauf und die Ergebnisse verfolgen. Dann erst wird eine kritische Stellungnahme über die Notwendigkeit und den Wert derartiger großzügiger Untersuchungen angebracht sein.

2. Maßnahmen für Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit.

Bei Talsperrenbauten aller Arten sollte man auf Grund einiger schlechten Erfahrungen in verschiedenen Landesteilen Nordamerikas die Fragen der Wasserdichtigkeit bzw. Wasserdurchlässigkeit und der Wetterbeständigkeit den örtlichen klimatischen Verhältnissen anpassen. Es besteht z. B. an vielen Stellen Südkaliforniens wegen des ewigen Frühlings kaum Frostgefahr. Bei Vollmauern mit ausgewähltem, gut verarbeitetem Betonmaterial sind daher selbst bei nicht vollkommen dichten Massen hier besondere Vorkehrungen an sich nicht erforderlich.

Andere Verhältnisse liegen vor, wenn Frostgefahr zu erwarten ist. In einer amerikanischen Zeitschrift wurde Ende 1925 von Zerstörungen an einer bogenförmigen Sperre von 100 m Spannweite und 15 m Höhe berichtet, die aus Beton mit Granitblockeinlagen hergestellt war. Für den Beton wurde verwitterter Granitsand verwendet, der außerdem nicht rein war. Die Folge davon war, daß der an sich nicht sorgfältig verarbeitete Beton

porös wurde. Sickerwasser konnte daher die z. T. löslichen Substanzen des verwitterten Zuschlagsmaterials bis an die Luftseite der Sperre mitführen, wo sie sich ablagerten. Hier setzten Abbröckelungen und spätere Zerstörungen nach größeren Frösten ein. Nach einiger Zeit wurde die Sperre so undicht, daß man an einen sehr weitgehenden Umbau denken mußte.

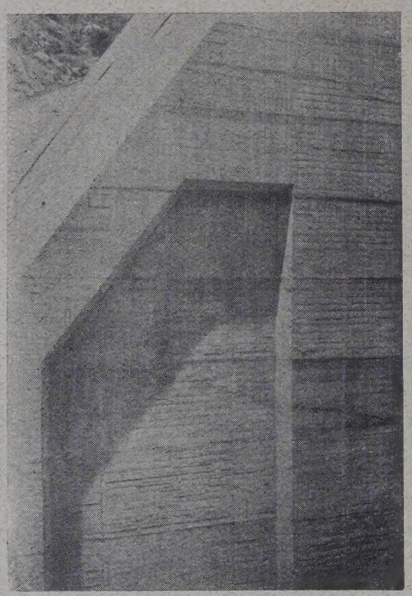


Abb. 10a.

Ähnliche Zerstörungen werden bei nicht sachgemäß mit einem Überschuß von Wasser bearbeiteten Gußbeton nicht von der Hand zu weisen sein.

Man hat daher in Nordamerika an verschiedenen Stellen die gleichen Maßnahmen versucht wie bei uns in den letzten Jahren. Allerdings hat man von vornherein auf die an der Luftseite manchmal auch aus ästhetischen Gründen bei uns angewendete Steinverkleidung verzichtet, die schon aus wirtschaftlichen Gründen abgelehnt wird. Selbst bei unseren Verhältnissen wird man aus den Erfahrungen der letzten Jahre ersehen haben, daß eine Steinverkleidung nicht nur kostspielig, sondern auch dem Fortschritt der Betonierungsarbeiten nicht förderlich ist. Es dürfte außerdem nicht unmöglich sein, Betonflächen schön auszubilden.

An der Luftseite begnügt man sich mit der Herstellung einer möglichst dichten, glatten Oberfläche, die durch eine sorgfältig vorbereitete Schalung erzielt werden kann, wie dies durch die beistehende Abb. 10a vom Hetch Hetchy-Damm bestätigt wird.

Bei dem gleichen Bauwerk hat man an der Wasserseite mit einem unter erhöhtem Druck aufgebrachten Putz die erstrebte Wasserdichtigkeit zu erreichen versucht. Die Erfahrungen waren nicht ermunternd. Schon nach 2 Jahren konnte man beim Sinken des Wassers an vielen Stellen Abblätterungen feststellen, und wie mir versichert wurde, war der Putz sehr sorgfältig hergestellt worden. Die gleiche Beobachtung wurde auch an andern Stellen gemacht.

Die Folge davon war, daß man sich an anderen Orten entschlossen hat, die Wasserdichtigkeit durch glatte Oberflächen und dichteren und zementreicheren Beton in einer gewissen Tiefe auf der Wasserseite bei einer möglichst dichten und glatten Schalung anzustreben. Ungünstige Erfahrungen sind mir nicht bekannt geworden. Theoretisch ist es der beste Weg, und er ist außerdem natürlich und wirtschaftlich. Voraussetzung bleibt allerdings die Herstellung und Verarbeitung von einwandfreiem Beton und die Verwendung von ebenso einwandfreien Schalungen.

Eine große Gefahr für die Wasserdichtigkeit und Frostbeständigkeit liegt in der unsachgemäßen Verarbeitung von Gußbeton bei kleineren Massen. Von einer Eisenbetontalsperre des Westens stammen die beiden Abb. 10b und c von einem Stück eines Pfeilers und dem anschließenden Gewölbe. Besonders in der zweiten Abbildung sind an der Gefahrenstelle die Fehler zu erkennen. Hier führt die durch den stark porösen

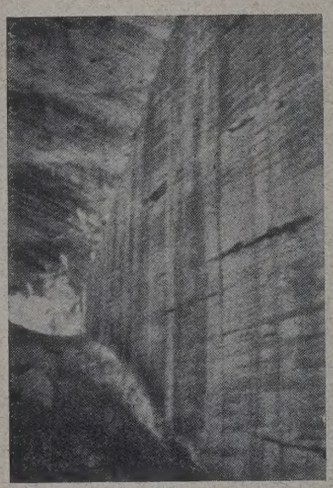


Abb. 10b. Pfeiler bei einer Eisenbetontalsperre.

Abb. 10c. Gewölbeanschlußstelle.

Beton hervorgerufene Wasserdurchlässigkeit zu Rostbildungen an den Eiseneinlagen. Kommt noch Frostgefahr hinzu, so wird es sehr bald zu Absplitterungen der Deckschichten und zu Zerstörungen kommen. Bei der Anwendung des Gußbetonverfahrens ist hier daher ganz besonders große Sorgfalt geboten. (Fortsetzung folgt.)

DIE 29. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS

vom 4. bis 6. März 1926 in Berlin.

Auch in diesem Jahre fand die Hauptversammlung unter außerordentlich starker Beteiligung statt, zu der der Deutsche Beton-Verein seine Mitglieder in gewohnter Weise und an vertraute Stätte gebeten hatte. Gleichzeitig war eine Anzahl von Gästen — Vertreter der Technischen Hochschulen, staatlichen und städtischen Behörden, der Reichswehr, Vertretern auch des Auslandes — der liebenswürdigen Einladung gern gefolgt, um gemeinsam mit den zahlreichen Vertretern der Praxis im Laufe der Vortragsreihe Gedanken und Erfahrungen auszutauschen.

Im Rahmen der offiziellen Eröffnung der Hauptversammlung am Donnerstag, dem 4. März, und der Begrüßung der Versammlungsteilnehmer gedachte der Vorsitzende, Herr Dr.-Ing. e. h. Alfred Hüser, der erfolgten Räumung der ersten Besatzungszone als dem langersehnten Ereignis, das für dieses Gebiet die mit ungeheuren Opfern und heldenmütiger Geduld getragenen Fesseln gelöst hat, und dessen Eintritt die bestimmte Hoffnung aufkommen ließ, daß auch für die noch besetzt gehaltenen Gebiete die Stunde der Befreiung von geistigem und wirtschaftlichem Druck in nicht zu ferner Zeit schlagen würde.

Rückblickend auf das vergangene Geschäftsjahr bestätigte der Vorsitzende die von der gesamten deutschen Industrie allgemein schwer empfundene wirtschaftliche Not, auf deren Besserung noch keine greifbaren Anzeichen berechtigte Hoffnungen zuließen.

Er gab der Versammlung ferner zur Kenntnis, daß der Anschluß des Österreichischen Beton-Vereins an den Deutschen Beton-Verein vollzogen sei, und in diesem Zusammenhange der Senior des österreichischen Betonbaues, Viktor Brausewetter, zum außerordentlichen Mitgliede des Deutschen Beton-Vereins ernannt worden sei.

Und schließlich gab der Vorsitzende die in der am Vormittage stattgehabten geschäftlichen Sitzung zur Behandlung innerer Angelegenheiten des Vereines erfolgte Wahl des Geheimen Baurates Professor de Thierry, Berlin, zum beratenden Mitgliede des Deutschen Beton-Vereines bekannt.

Daraufhin wurde Herrn Dr.-Ing. A. Mehmel, Karlsruhe i. B. das Wort zu seinem Vortrage über die Einwirkung von wiederholten Druckbeanspruchungen auf Elastizität und Festigkeit von Beton erteilt.

Der Vortragende behandelte zunächst allgemein das Gebiet

der Ermüdungserscheinungen, um anschließend auf die Zweckmäßigkeit der Untersuchungen bei Beton und Eisenbeton einzugehen. An Hand von Lichtbildern erläuterte der Vortragende die für die Durchführung der Untersuchungen im Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe gewählte Versuchseinrichtung, insbesondere die von der Maschinenfabrik J. Losenhausen A. G., Düsseldorf, in Gemeinschaft mit dem Institut konstruierte Dauerprüfmaschine. Zur Beobachtung der Einwirkungen der Lastwiederholungen auf das Material wurden die Längenänderungen durch Feinmessung ermittelt. Aus diesen Untersuchungen ergab sich eine bestimmte Grenze für die Druckbeanspruchung, die bei den in Deutschland vorgeschriebenen Sicherheiten etwa bei der zwei- bis dreifachen Gebrauchsspannung liegt, unterhalb welcher auch eine häufige Wiederholung der Beanspruchung ohne Einfluß auf die Festigkeit des Materials ist. Die elastischen Eigenschaften des Betons werden entsprechend mit wiederholt beanspruchtem oder auch kaltgerecktem Eisen so verändert, daß die Veränderung für „allmählich" aufgebrachte Lasten als günstig zu bezeichnen ist. Bei stoßweise aufgebrachten Lasten wurde beobachtet, daß die Verringerung des plastischen Deformationsvermögens die Verkleinerung des Elastizitätsmoduls gegenübersteht. Die oberhalb der angedeuteten Grenze liegenden Druckbeanspruchungen bringen nach genügender Anzahl von Lastwiederholungen den Beton zu Bruch. Der Vortragende führt abschließend kurz aus, wie sich die zum Bruch führende Ermüdung des Betons feststellen läßt.

Den zweiten Vortrag, den Herr Regierungsbaumeister a. D. Schmidt, Obercassel (Siegkreis), übernommen hatte, enthielt bemerkenswerte Einzelheiten vom Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite. Es handelte sich um die Brücke II im Wahnbachtal der Straße Siegburg—Much, einen Dreigelenkbogen aus Stampfbeton mit einem Stich von 1:8,65, einer Bogenstärke im Scheitel von 1,15 m, in $\frac{1}{4}$ von 1,45 m und im Kämpfer von 1,25 m. Die ungünstigste Laststellung ergab eine größte Druckbeanspruchung von 45 kg/cm². Die als Eisenbetonwälzgelenke ausgebildeten Gelenke sind aus hochwertigem Zement hergestellt worden. Um sich nun von dem Einfluß der hohen Abbindetemperaturen des hochwertigen Zementes auf das Bodengefüge zu vergewissern, wurden an einem Gelenkstein Wärmemessungen vorgenommen, die zu dem Ergebnis führten, daß die Höchsttemperatur nach 20 Stunden erreicht war und während 10 Stunden konstant blieb; sie trat naturgemäß im Innern des Gelenksteines auf und überstieg die Temperatur nahe den Kanten um 20° C. Trotz des hohen Temperaturunterschiedes von 43° zwischen Innen- und Außentemperatur und von 23° zwischen der Temperatur nahe den Kanten und der Außentemperatur zeigte sich nach erfolgter Sprengung des Gelenksteines ein durchaus glattes Gefüge von den Außenflächen bis ins Innere, und auch die Eiseneinlagen waren im Beton eingeschlossen. Beachtenswert waren die Ausführungen des Vortragenden über die außerordentlich gewissenhaften Maßnahmen zur Beobachtung und Messung des Ausrüstungsvorganges. Die hierbei tatsächlich festgestellten Änderungen nach der Absenkung ergaben eine sehr gute Übereinstimmung mit den der Berechnung zugrunde gelegten Veränderungen und Einsenkungen. Auch diesen Vortrag ergänzte reiches Lichtbildmaterial. Im nachfolgenden Vortrage des Herrn Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. Möller, Braunschweig über die Eisenbahnbrücke über die Oker bei Braunschweig, als Dreigelenkbetonbogen kam die nach dem Preßluftverfahren mittels Eisenbetonbrunnen erfolgte Gründung der Widerlager auf beiden Ufern zur besonderen Behandlung. Ihr gegenseitiger Abstand in der Brückenachse beträgt 48 m, die lichte Spannweite der Brücke im Spiegel des Fluß-Mittelwassers 42 m und die Spannweite in den Kämpfergelenkpunkten 38,4 m bei einem Stich von 5,2 m. Die Betongewölbe besitzen an den Kämpfern wie im Scheitel 1,6 m und in $\frac{1}{4}$ 2,0 m Stärke. Die Absenkung, die infolge minderwertigen Bodens — tonigen Schlemmsandes — bis auf 15,5 m Tiefe bis in den dort anstehenden festen Ton hinabgeführt werden mußte, erfolgte unter Benutzung von Luftdruck bis zu 2 at. Schließlich ging der Vortragende ausführlich auf den Ausrüstungsvorgang ein, bei dem die Absenkung in bekannter Weise zuerst nächst dem Scheitel, darauf abnehmend gegen die Kämpfer hin zur Durchführung gelangte.

Den zweiten Versammlungstag eröffnete Herr Oberbaudirektor Professor Dantscher, München, mit seinem begeistert aufgenommenen Vortrag über den Bau der Kachletstufe bei Passau.

An der bayrischen Donau bei Passau wird gegenwärtig eine große Stauanlage ausgeführt, die der Schaffung der Großschiffahrtsstraße auf der Strecke von Passau bis Regensburg dient. Auf eine Strecke von rd 27 km durchbricht von Vilshofen bis Passau die Donau das Urgebirge; starkes Gefälle, ein breites, wenig tiefes Bett, ein unregelmäßiges und unsicheres Fahrwasser, zahlreiche Felsenkugeln im Strom charakterisieren diese Strecke, das sogenannte Kachlet. Die Bestrebungen, für die Schiffahrt hier Besserung zu bringen, reichen bis zu Beginn des vorigen Jahrhunderts zurück. Durch Sprengungen und Breiteeinschränkungen wurde erreicht, daß heute überall bei niedrigstem schiffbaren Wasserstand (N. S. W.) eine Fahrtiefe von 1,40 auf 42 m Breite vorhanden ist. Trotzdem ist die Strecke noch unsicher, sie muß mit Lotsen durchfahren werden, Berg- und Talfahrer dürfen sich nicht begegnen, die Anzahl der Anhänger muß vermindert werden, alles Zustände, die für eine Großschiffahrtsstrecke nicht angängig sind. Das hierfür aufgestellte Programm von 2 m Fahrtiefe auf 80 m Breite kann durch Regulierung nicht mehr erreicht werden, und deshalb muß zu dem Mittel eines Seitenkanals oder der Kanalisierung gegriffen werden. Das Projekt des Seitenkanals wurde hier aufgegeben, da es zuviele Nachteile mit sich gebracht hätte. Für die Kanalisierung sind, bevor das jetzige Projekt herausreifte, verschiedene Vorschläge bearbeitet worden, so die Überwindung der ganzen Strecke mit 3, mit 2 und 1 Staustufe. Bei allen diesen Vorprojekten war schon an Wasserkraftausnützung gedacht.

Das schließlich zur Ausführung gekommene Projekt überstaut die ganze Felsenstrecke mittels einer einzigen Staustufe. Die Stauanlage liegt am unteren Ende des Kachlet, d. i. 3½ km oberhalb von Passau (siehe Abb. S. 304). Sie besteht aus einem Wehr für den Aufstau, einer Schleusenanlage zur Überwindung des Gefälles für die Schiffe und einer Kraftanlage, die das entstehende Gefälle für die Wasserkraftgewinnung ausnützt.

Das Wehr hebt den Donauwasserspiegel an der Staustelle bei N. S. W. um 9,20 m, bei M. W. um 7,65 m. Es ist ein bewegliches Wehr von 6 Öffnungen mit je 25 m lichter Weite, die durch Pfeiler von 5½ m Stärke getrennt werden. Als Verschluß sind Doppelschützen gewählt, von denen die oberen eine Höhe von 2 m haben und bei Eistreiben und kleinerem Hochwasser abgesenkt werden können. Der bewegliche Verschluß hat von der Wehrsohle bis zur oberen Kante eine Höhe von 11 m, so daß er an einer Öffnung 275 m² jeweilig deckt. Durch dieses Wehr muß eine Hochwassermenge bis zu 6000 m³/sec abgeführt werden. Die Antriebsvorrichtungen und die Dammbalkenverschlüsse sind in einem Haus über den Pfeilern angebracht.

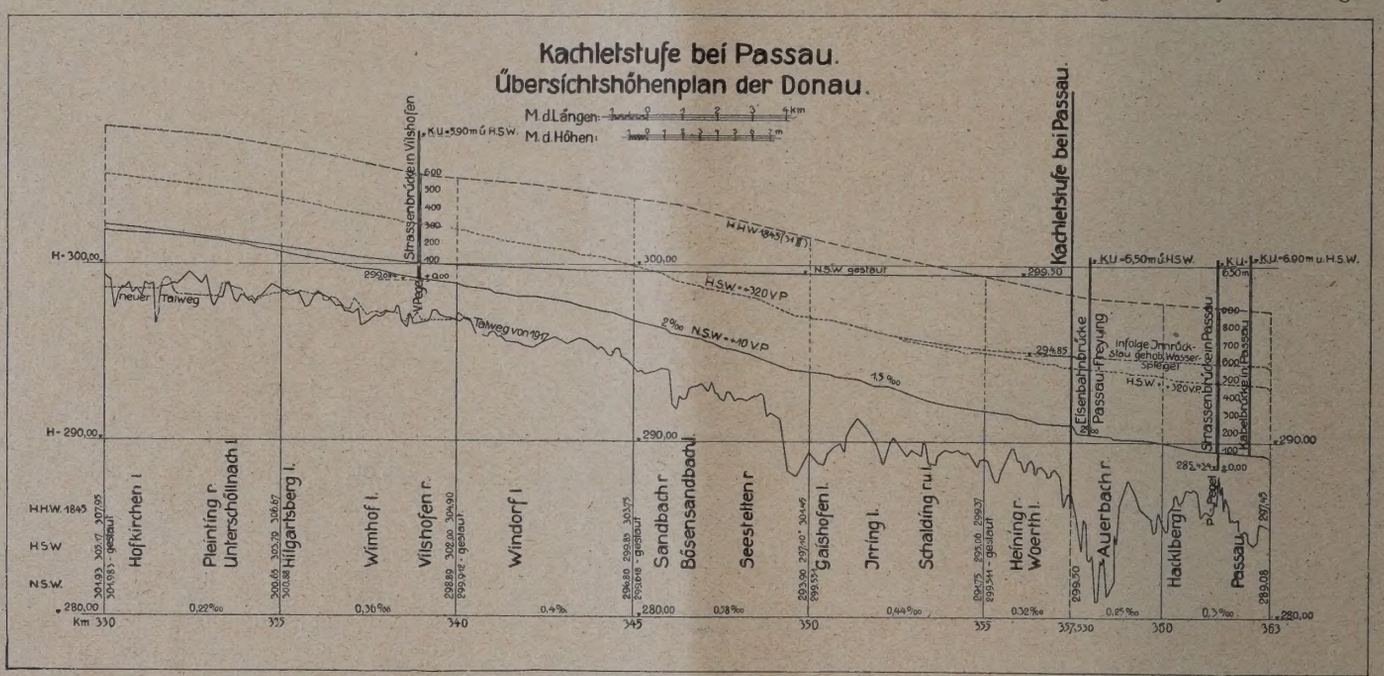
Für die Kammerschleusen ergeben sich aus den Bedingungen der Schiffahrt eine nutzbare Länge von 230 m und eine Breite von 24 m. Es werden von vornherein 2 Kammerschleusen gebaut, um die Schiffahrt auf alle Fälle zu sichern. Dabei ist bei der einen der obere Drempel so tief gelegt, daß die Schleuse auch passiert werden kann ohne Stau, um die Schiffahrt auch zu Zeiten abgelassenen Staues zu ermöglichen. Als Verschluß sind Stemmtore in Eisen gewählt; die Füllung erfolgt durch Umläufe um die Wehre herum. Wichtig ist die Frage geräumiger und langer Ober- und Unterkanäle bei diesen Schleusen, um den Schleppzügen das Ein- und Ausfahren sowie das ungehinderte Liegen vor den Schleusen zu gestatten.

Die Kraftanlage ist zwischen Wehr- und Kammerschleusen angeordnet. Es ergibt sich aus der Natur der Sache heraus

ein typisches Flußwerk mit großer Wassermenge, aber schwankendem Gefälle. Die Wassermenge steigt bis 700 m³/sec., das Gefälle schwankt von 9,20 m bis auf 9,50 m bei allerhöchstem Hochwasser und kann im Mittel mit 7,65 m angenommen werden. Zur Ausnutzung wurden 8 Propellerturbinen gewählt mit Vertikalachse und Schirmgeneratoren. Die eingebaute Maschinenleistung beträgt 65 000 PS, die mittlere Jahresleistung des Flusses 42 000 PS, die einer Jahresarbeit von 250 Mill. kWh entspricht.

Neben diesen Hauptbauten sind in dem langen Staugebiet eine Reihe von Arbeiten kleinerer Art auszuführen; vor allem beiderseits auf langer Strecke: Staudämme, Hebung der Straßen und Wege, Umbau von Fähren sowie 9 Pumpstationen für Geländeentwässerung.

Die Ausführung bietet bei der engen Baustelle und bei dem regen Schiffsahrtsbetrieb eine Reihe von Schwierigkeiten. Eine Schwierigkeit besonderer Art ist der Felsuntergrund, der das Schlagen von Pfeilern und das Rammen von Spundwänden unmöglich macht und deshalb für das Abschließen der großen Baugrube am Wehr besondere Methoden für die Herstellung der Fangdämme erfordert.



Im folgenden Vortrage, der gleich dem vorhergehenden durch zahlreiche ausgezeichnete Lichtbilder eine große Bereicherung erfuhr, behandelte Herr Professor Dipl.-Ing. Rüth die bautechnischen und statischen Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach einem kurzen baugeschichtlichen Rückblick zeigte der Vortragende die durch allmähliche Absenkung des Grundwassers infolge der Rheinregulierung und der Kanalisation der Stadt und die in der Folge eingetretenen Zusammensackungen des Untergrundes verursachten, verschiedenartigen Setzungen einzelner Bauwerksteile sowie die streckenweise unter den Fundamenten eingetretenen Hohlräume, die weiterhin erhebliche äußere Schäden nach sich zogen, so daß die Gefahr des Einsturzes größerer Teile des Domes zu befürchten war. Die vom Vortragenden durchgeführte statische Untersuchung des Bauwerkes legte gleichzeitig beredtes Zeugnis ab von dem feinen, gefühlsmäßigen statischen Empfinden jener alten Baukünstler, die dieses Bauwerk errichten halfen. Um den Gleichgewichtszustand des Bauwerks in keiner Weise zu stören, wurden zunächst in unterirdischem Stollenbetrieb Unterfangungsarbeiten vorgenommen, bei denen zur Beschleunigung dieser Arbeiten hochwertiger Portlandzement zur Verwendung gelangte. Die baupraktische Durchführung der gesamten Sicherungsmaßnahmen erfolgte im engsten Zusammenhange mit den statischen und konstruktiven Fragen, wobei oft die Reihenfolge der Durchführung für die Sicherheit des Bauwerkes von weitgehendster Bedeutung war. Neben den sehr umfangreichen Betonarbeiten für die Unterfangungen wurden zahlreiche Verankerungen in Eisen und Eisenbeton ausgeführt, ferner zerstörtes und beschädigtes Mauerwerk in großem Umfange durch Einpressen von Zementmörtel unter Luftdruck sowie durch Anwendung des Spritzbetonverfahrens wieder in widerstandsfähigen und tragfähigen Zustand gebracht.

Herr Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe i. B., gab anschließend einen Bericht über die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten von Nordamerika seit 1913, dem eine Reihe vom Vortragenden gesammelter Beobachtungen gelegentlich einer Studienreise im Jahre 1925 zugrunde gelegt war. Die Frage, ob seit der Vorkriegszeit eine Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues allein rein äußerlich zum Ausdruck komme, wurde vom Vortragenden bejaht, und gleichzeitig die Ursachen dieser Entwicklung dargelegt. Abgesehen von klimatischen Verhältnissen, den Entfernungen zwischen Materialgewinnungs- und Verwendungsstelle, die der Entwicklung gegebenenfalls natürliche Schranken zu setzen geeignet waren, sind es in erster Linie die reichen Erfahrungen, die zu weitgehender Materialforschung Veranlassung gegeben haben. Hinzu tritt der Einfluß der mächtigen Vereinigung der Portlandzementindustrie, der gleichfalls in einer starken Entwicklung des Betonbaues zum Ausdruck gekommen ist. Als letzte Ursache nannte der Vortragende die auch im Bauwesen in erhöhtem Maße durchgeführte Mechanisierung, Typisierung und Normung. In diesem Zusammenhange besprach der Vortragende an Hand von Lichtbildern eine Reihe von Beispielen, die den Fortschritt des Gußbetonverfahrens in den vergangenen 15 Jahren in Nordamerika vor Augen führten. Hinsichtlich der Materialbeschaffenheit bezeichnete der Vortragende die Erkenntnis der Notwendigkeit einer guten Kornzusammensetzung sowie des richtigen Wasserzementfaktors als Allgemeingut aller Betonfachleute. Zusammenfassend kommt der Vortragende zu dem Ergebnis, daß auch wir uns in Zukunft die Vorteile der Mechanisierung und einer in vernünftigen Grenzen gehaltenen Normung zu eigen machen und nach amerikanischem Vorbilde der Organisation der Bauausführung und der Menschenbehandlung größeren Wert als bisher beimessen müssen.

In dem folgenden Vortrage erläuterte Herr Regierungs-

und Baurat a. D. Dr.-Ing. Nakonz die Betonierungseinrichtungen beim Bau der Schachtschleuse Anderten bei Hannover. Die als Sparschleuse in Speicherform ähnlich der Mindener Schleuse ausgebildete, im Zuge des Mittellandkanals etwa 10 km östlich von Hannover liegende Schachtschleuse Anderten soll den Aufstieg von der Kanalhaltung bei Hannover nach dem östlich anschließenden Teil des Mittellandkanals vermitteln. Das Gefälle beträgt 15 m und wird trotz dieser Höhe in einem einzigen Aufstiege überwunden. Die beiden nebeneinander liegenden Schleusen arbeiten unabhängig von einander. Jede Schleusenkammer hat, bei einer nutzbaren Breite von 12 m, eine nutzbare, einen Schleppzug aufnehmende Länge von 225 m. Jede Schleuse ist durch 6 Dehnungsfugen in 7 Teile aufgeteilt, deren jeder eine Länge von 42,30 m besitzt. Die Schleuse stellt bei diesen Abmessungen und dem Materialverbrauch von 200 000 m³ Beton und 9000 t Eisen die größte Binnenschiffahrtsschleuse Europas dar. Der Vortragende berichtete weiterhin von den zur Bestimmung der zweckmäßigsten Zusammensetzung des Betons seitens des staatlichen Kanalbauamtes Hannover durchgeführten, sehr eingehenden Versuchen. Zum Einbringen des breiigen, plastischen Betons wurden fahrbare Kabelkräne verwandt, die gleichzeitig bei dem Einbau der Eisen- und Maschinenteile sowie der Werksteine in Tätigkeit traten. Für die beiden Oberhäupter mit ihren massigen Abmessungen wurde dagegen eine Gußbetonanlage vorgesehen.

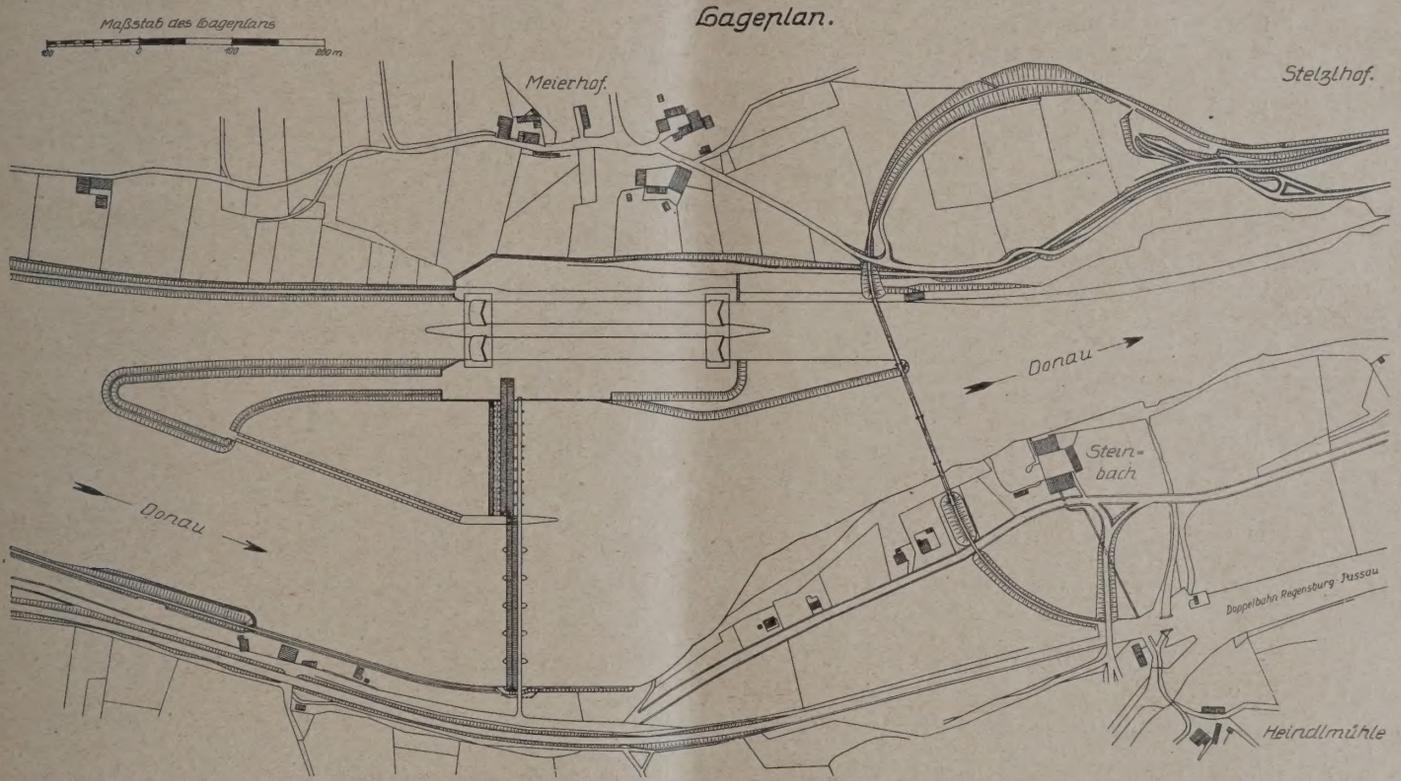
Die Herstellung des Betons geschieht jetzt in der Betonfabrik, in der 3 Mischmaschinen von je 1000 l Trommelinhalt aufgestellt sind. Die Zuführung von Zement, Traß, Kies und Splitt zu den Mischmaschinen erfolgt für Zement und Traß aus Vorratsbunkern, die über den Mischmaschinen aufgestellt sind, für Kies und Splitt dagegen aus Bunkern, die in die Erde eingelassen sind, so daß die Kies- und Splittzüge, die mit einem Löffelbagger beladen werden und dann über die Bunker fahren, in ihrer ganzen Länge auf einmal entleeren können.

Die für die jedesmalige Beschickung einer Mischmaschine erforderliche Kies- und Splittmenge wird selbsttätig mittels besonderer, in sektorförmige Kammern eingeteilter Abmeßwalzen geregelt. In der gesamten Bunkergrube ist kein Mann tätig, die Beschickung der Mischmaschinen mit Kies und Splitt geschieht vollkommen maschinell und automatisch. Die auf dieser Baustelle zum ersten Male in Deutschland durchgeführte Beförderung von Zement in unverpacktem Zustande und die hierbei verwendeten eisernen Zementwagen von 90 cm Spur und 107 m³ Fassungsvermögen werden vom Vortragenden ausführlich behandelt; sie haben die Form zweier mit ihrer breiten Grundfläche aufeinanderstehenden viereckigen Trichter.

Der für das Bauwerk erforderliche Traß wird auf dem Wasserwege in gemahlenem Zustande bezogen und an der Umladestelle im Hafen Misburg in hölzerne Kastenkipper gelöscht. Diese werden auf der Baustelle über einen weiteren Tiefbunker neben der Betonfabrik gefahren und in diesen entleert.

Die Betonfabrik ist jetzt seit etwa einem Jahr im Betrieb und hat in jeder Weise den Erwartungen, besonders hinsichtlich der Verwendung losen Zementes, voll entsprochen. Für seine Lagerung und Verarbeitung sind bei einem täglichen Verbrauch von 200 t Zement nur einige Mann erforderlich. Ein Streuverlust entfällt vollkommen.

Lageplan.



Durch den in weitem Maße durchgeführten Ersatz von Handarbeit durch maschinelle Arbeit bei der Herstellung des Betons sind, abgesehen von der dadurch erzielten Erhöhung der Güte des Betons, durch die Verringerung des Lohnanteiles auch die Gestehungskosten herabgesetzt worden.

Für die Verteilung dienen im wesentlichen zwei fahrbare Bleichertsche Kabelkrane von 250 m Spannweite und 2,6 t Nutzlast, deren Maschinenhaustürme längs der einen Seite der Baugrube auf zwei Gleisen, und deren Pendeltürme längs der anderen Seite auf einem Gleis laufen.

Die bereits erwähnte Gußbetonanlage war nach den bekannten amerikanischen Vorbildern entworfen. Der eiserne Gießturm war 52 m hoch und in der Mitte zwischen den beiden Oberhäuptern auf der Baugrubensohle aufgestellt. Durch Ausleger und „Flieger" wurde die freie Ausladung der Rinnen auf 30 m gebracht; die Reichweite konnte durch Anfügen von weiteren Rinnen, die dann besonders unterstützt werden mußten, vergrößert werden.

Die zweite Schleusenbaustelle, auf die Herr Dipl.-Ing. Eggers, Obercassel, die Zuhörerschaft im Lichtbilde führte, liegt in unmittelbarer Nähe der Lippe bei Flaesheim. Von den

verschiedenen Betriebseinrichtungen beim Bau der Schleuse behandelte der Vortragende besonders die Ausführungen der Grundwasserabsenkung sowie die Betonierungsanlage. Bei einer Absenkungstiefe von rd. 9 m und einem mittleren Grundwasserstand bis 1 m unter der tiefsten Baugrubensohle waren zwei ringförmig angelegte Staffeln, und um das Oberhaupt, das in besonderer Nähe der Lippe liegt, noch eine dritte Staffel für kurze Zeit erforderlich. Hierbei betrug die Gesamtzahl der Brunnen rd. 200 bei einem Flächenausmaß der Baugrube in Höhe des normalen Grundwasserstandes von 22 000 m². Die Betriebssicherheit der Anlage wurde durch Anschluß an zwei Kraftstationen gewährleistet, und zwar durch Versorgung aus einer eigenen Kraftstation mit Dieselmotorantrieb und durch Verbindung mit dem Überlandnetz.

Die bei der Betonierung verwendeten zwei Gießtürme wurden auf einer Dreischienenbahn bewegt; ihre Mischmaschinen und die Aufzugskästen waren für 1 m³ Füllung bemessen. Bei glattem Betrieb können mit einem Turm in zehnstündiger Schicht etwa 300 Mischungen verarbeitet werden. Der Vortragende beschrieb schließlich die Ausführungsmethoden des Gußbetonverfahrens bei Herstellung einzelner Bauteile und zeigte in diesem Zusammenhang an Hand verschiedener Lichtbilder die einzelnen Baustadien.

Am dritten Versammlungstage eröffnete Herr Professor Graf, Stuttgart, die Reihe der Vorträge; er gab die Ergebnisse zahlreicher Versuche über die Kornzusammensetzung des Betons wieder, die einen Beitrag zur Lösung der Aufgabe, aus den jeweils zur Verfügung stehenden Baustoffen einen Beton bestimmter Widerstandsfähigkeit herzustellen, bilden. Der Vortragende gab die hierbei einzuhaltenden Richtlinien an und behandelte den Einfluß der Beschaffenheit der groben Zuschläge und der Kornzusammensetzung des Mörtels auf die Druck- und Zugfestigkeit sowie die Wasserdurchlässigkeit an kennzeichnenden Beispielen.

Herr Professor Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa., gab in seinem Vortrage über Neuere Ausführungen von Fördertürmen und -gerüsten in Eisenbeton und ihre Berechnung einen Überblick über die Entwicklung in der Ausführung von Eisenbetonfördertürmen und Fördergerüsten für den Bergbau. An Hand von zahlreichen Lichtbildern unterschied der Vortragende die grundsätzlichen Möglichkeiten der baulichen Ausgestaltung entsprechend dem betrieblichen Zweck und der daraus hervorgehenden Wirkung der Lasten. Aus der Gruppe derjenigen strebenlosen Ausführungen, bei denen die Kräfte der schrägen Seile durch das eigene Gewicht des Bauwerkes aufgenommen werden müssen, griff der Vortragende ein Beispiel heraus, an dem er im einzelnen die konstruktive Ausgestaltung des Bauwerkes, insbesondere derjenigen Teile schildert, die der Aufnahme der Seillasten dienen und deren Anordnung eine hohe Biegungsbeanspruchung verbunden mit möglichst geringen Kosten vermeiden soll.

Der Vortragende behandelte weiter die zulässigen Beanspruchungen für diese Bauwerke und ihre einzelnen Teile, die er in einer tabellarischen Zusammenstellung unter besonderer Berücksichtigung der Seilbruchlasten wiedergab. Nach Darlegung der Einwirkung der Seilkräfte auf den Turm kam der Vortragende zu dem Schluß, daß die von außerordentlich kurzer Zeitdauer auf Bauwerke großer Masse einwirkenden wagerechten Kräfte nicht rein statisch nach den üblichen Regeln über die Standsicherheit zu erfassen, sondern nach den Gesetzen der Dynamik zu beurteilen seien.

In dem folgenden Vortrage über Die Bauwerke der Münchener Abwasseranlagen, den Herr Direktor Dipl.-Ing. H. Keppner, München, übernommen hatte, gab der Vortragende zunächst die Gründe an, die zu der gemeinsamen Lösung der seit einiger Zeit schwebenden Münchener Abwasserfrage durch das Großwasserkraftunternehmen „Mittlere Isar A.-G." und die Stadtgemeinde München geführt haben. An Hand einer Reihe von Lichtbildern wurden die Ausgestaltung und Ausführungsweise der Münchener Kläranlage Großlappen, der Ausgleichsbecken links und rechts der Isar, des Isardükers mit einer Eisenbetonbrücke, des Hauptpumpwerkes, der Druckrohrleitung und der Druckrohrbrücke über den Werkkanal näher erläutert. Die Anlage ist eine moderne Frischwasserkläranlage mit 300 000 m³ Zufluß. Auch über den augenblicklichen Ausbau der 230 ha großen Fischlaichanlage machte der Vortragende im Zusammenhang mit der Aufzählung der überaus günstigen Ertragsverhältnisse der Münchener Beseitigungs- und Verwertungsanlagen sehr bemerkenswerte Angaben.

Anschließend machte Herr Direktor Dipl.-Ing. K. Bechtel, Karlsruhe i. B., ausführliche Mitteilungen über den Bau der Talsperre Vöhrenbach i. Baden in aufgelöster Bauweise. Nach den hauptsächlichsten Angaben über das gesamte Kraftwerk der Stadtgemeinde Vöhrenbach im Linachtale entwickelte der Vortragende die Gründe, die zur Wahl dieses Systems geführt haben, wobei der Abgelegenheit der Baustelle, der Arbeiterfrage, der geologischen Beschaffenheit des Untergrundes, der vorzüglichen Zuschlagstoffe, der Bauzeit und der Kostenfrage Rechnung getragen wurde. In einer Reihe von Lichtbildern wurde der gesamte Bauvorgang der Sperre bis zu ihrer Vollendung vorgeführt.

Sodann berichtet Herr Direktor Dr.-Ing. Enzweiler über Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Der Vortragende berichtete ausführlich über die zur Durchführung einer unbedingt zuverlässigen Dichtung der in Längen von je 15 m verlegten, insgesamt 824 m langen Eisenbetondruckrohrleitung. Die lichte Rohrweite beträgt 3,60 m, die Wandstärke 0,35 m. Die Stoßstellen sind zur Aufnahme der Schwind- und Temperaturbewegung als Dehnungsfugen ausgebildet worden. Das Auflager bildet eine Betonschale, in welcher das Rohr in der Mitte verankert ist. Durch Aufkleben einer Lage Asphaltpappe ist auf dieser Schale eine Gleitfläche entstanden, welche dem Rohr jede Bewegung gestattet, ohne daß unliebsame Nebenspannungen in der Wandung auftreten. Die Dichtung der Dehnungsfugen findet in der Hauptsache innen durch eine Lage Asphaltpappe statt, die durch ein 1 mm starkes Kupferblech mittels einbetonierter Steinschrauben angepreßt worden ist. Außen wurden die Fugen mit einer Eisenbetonmuffe überdeckt. Die mit einem Proberohr durchgeführten Versuche ergaben, daß die zugrunde gelegte Beton-Zugspannung von 20 kg/cm² immerhin noch eine mehr als doppelte Sicherheit gewährt. Als Innendichtung des an sich wasserdurchlässigen Betons ist ein 2 cm starker Putz, und zwar unten als Handputz, oben als Torkret aufgebracht worden.

Mit dem Vortrag des Herrn Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen, über Die Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen endete die diesjährige Hauptversammlung. Unter Hinweis auf die umfangreichen Ausführungen in Gußbeton im allgemeinen und im besonderen auf der genannten Baustelle stellte der Vortragende die Vorteile des Gußbetonverfahrens mit fahrbarer Betontransportanlage und mit der Wirkungsweise des umgeklappten Gießturmes sowie die bei diesem Verfahren zu beobachtenden Ausführungsvorschriften zusammen. In dieser Verbindung legte der Vortragende auch besonderen Wert darauf, daß die Angabe des Mischungsverhältnisses des Betons allgemein auf den Wasserzusatz, die lose Masse und die Art der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe am zweckmäßigsten auf 1 m³ feste Betonmasse bezogen werden müsse. Im besonderen ging der Vortragende ausführlich auf die richtige Bemessung des Wasserzusatzes ein, der in jedem Falle auf das geringste und gleichbleibende Maß beschränkt werden müsse.

Mit der Fülle der gebotenen, zum Teil bedeutsamen Vorträge hat auch die diesjährige Hauptversammlung mannigfaltige Anregungen vermittelt, wofür alle Teilnehmer sich in dem herzlichen Dank des Vorstandes des Deutschen Beton-Vereins an die einzelnen Vortragenden verbunden fühlen werden.

Nicht zuletzt werden die frohen Stunden geselligen Beisammenseins in aller Erinnerung bleiben, die Gelegenheit gaben, die persönlichen Beziehungen der Mitglieder und Gäste untereinander neu zu beleben. G. E.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Pariser Untergrundbahnen.

Die Pläne für die Pariser Untergrundbahnen reichen bis 1855 zurück, der Bau begann aber erst 1898. Ende 1925 waren rd 110 km zweigleisige Linien in Betrieb und der Bau von weiteren 60 km vor-

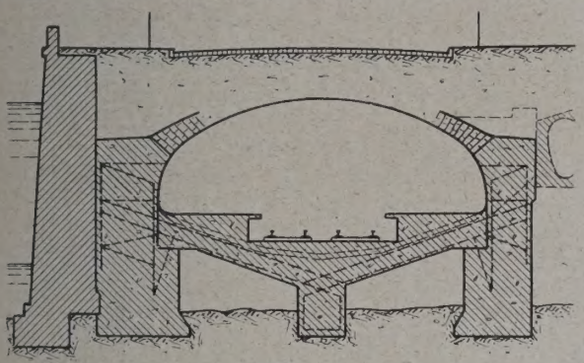


Abb. 1.

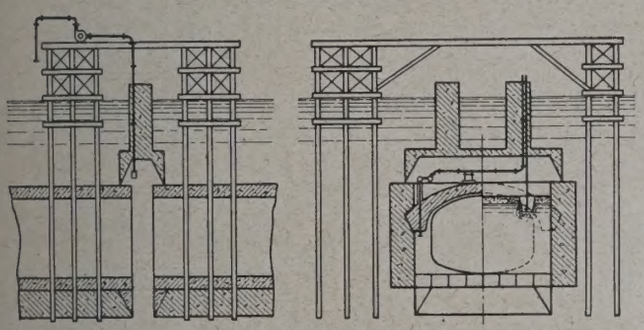


Abb. 2.

gesehen. Sie dienen dem Verkehr von fast 5 Millionen Einwohnern der Stadt Paris und ihrer unmittelbar angrenzenden Vororte. Die einzelnen Linien sind ohne Gleisverbindungen jede für sich durchgeführt, was den höchsten Grad von Verkehrssicherheit gibt, aber mehr und umständlicheres Umsteigen erfordert. An den Enden haben sie in der Regel Schleifen zum Umkehren der Züge. Sie werden durchweg elektrisch betrieben.

Die Linien laufen mit Ausnahme einiger Hochbahnstrecken von zusammen 7 % der ganzen Länge zweigleisig mit Vollspur und 2,4 m Wagenbreite in Röhrentunneln von 7,3 m Lichtweite, haben 40 ‰ größte Steigung und 75 m kleinsten Krümmungshalbmesser und Bahnsteige von 75 m Länge und 4,10 m Breite. Die Tunnelröhren bestehen meist aus Stampfbeton mit Bruchsteingewölbe (Abb. 1), doch sind auch Strecken mit flacher Decke in Eisenbeton, mit Eisenummantelung (unter der Seine) und mit zwei eingleisigen Röhren (5 m Lichtweite) nötig geworden.

Dem Tunnelbau ging die Verlegung der Abwasserkanäle, Gas-, Wasser-, elektrischen und Druckluftleitungen voraus, die stellenweise bis 23 % der Baukosten ausmachte. Der zuerst allgemein durchgeführte Schildvortrieb wurde bald durch den Vortrieb mit ausgezimmerten Stollen ersetzt und nur für die Strecken an der Seine beibehalten. Die Seinearme wurden mittels 2 bis 5 Druckluftsenkkästen durchquert, die bei den ersten Ausführungen 1,5 m, bei der letzten 0,4 m auseinander blieben. Der große Zwischenraum wurde durch Betonwangenmauern bis zur Oberkante der Senkkastenstirnwände geschlossen, auf dieses Mauerrechteck ein Hilfssenkkasten dicht aufgesetzt und von diesem aus unter Druckluft der Zwischenraum zugewölbt (Abb. 2). Der kleine Zwischenraum erhielt an jeder Seite ein Abschlußrohr von 0,51 m äußerem Durchmesser mit Betonausfüllung und dazwischen unter Wasser mittels Röhren einen Betonverschluß, der nach dem Erhärten mit den Senkkastenstirnwänden auf das Tunnellichtmaß ausgebrochen wurde (Abb. 3).

Die neuen Linien, die längs der Seine bis 4 m in das Grundwasser tauchen, werden in belgischer Tunnelbauweise hergestellt mit Grundwasserabsenkung durch elektrische Pumpen, Aufzug- und Lastkraftwagenförderung für den Aushub und am Seineufer mit Zuführung der Baustoffe vom Schiff über den Werkplatz am Tiefufer durch Querstollen unter dem Hochufer in den Tunnel (Abb. 4). Sie werden durch Betoneinpressung hinter dem Gewölbe und Spritzbetonverkleidung auf der Innenseite völlig wasserdicht gemacht.

Besondere Stützung erforderten die Tunnelröhren durch die aufgelassenen unterirdischen Steinbrüche, stellenweise mit Pfeilern bis 41 m Länge (Abb. 5 u. 6). (Aus der Zeitschrift des Österr. Ing.- u. Arch.-Vereines vom 8. 1. 1926, S. 1—6 mit 9 Zeichn. und 8 Abb. von Ing. Emil A. Roth, Zivilingenieur für Bauwesen.) N.

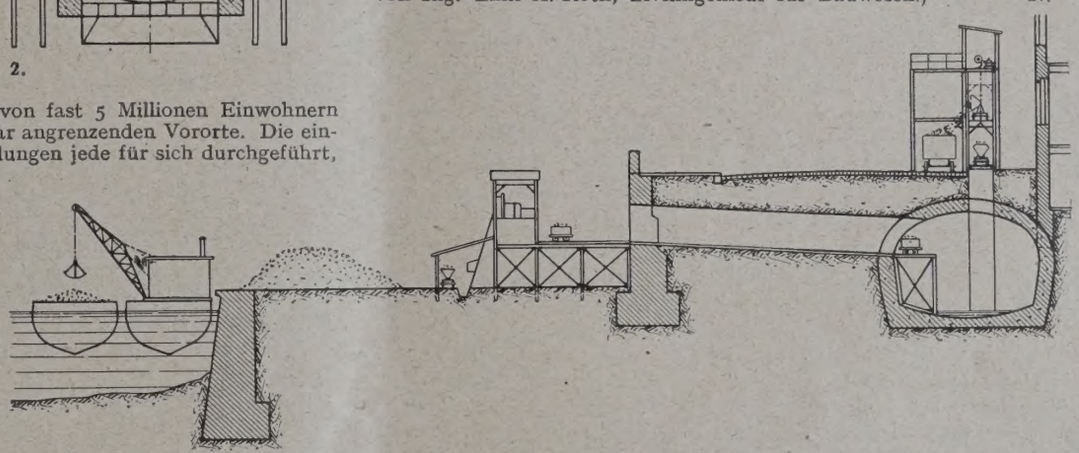


Abb. 4.

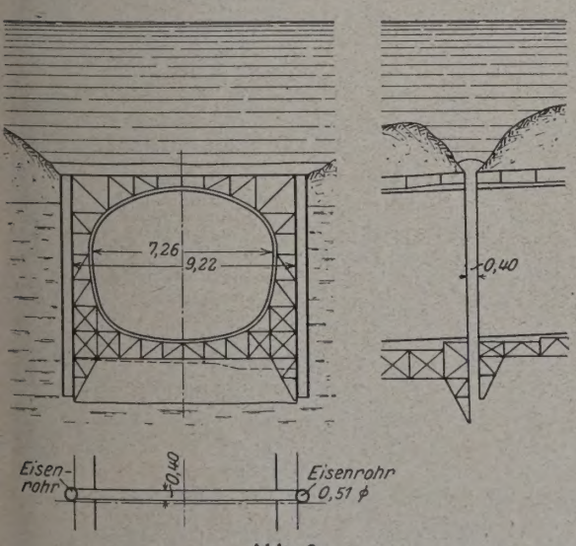


Abb. 3.

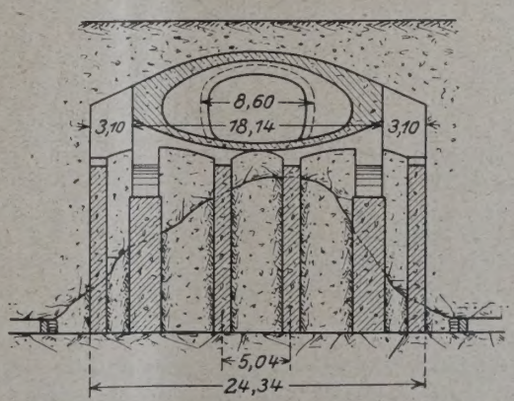


Abb. 5.

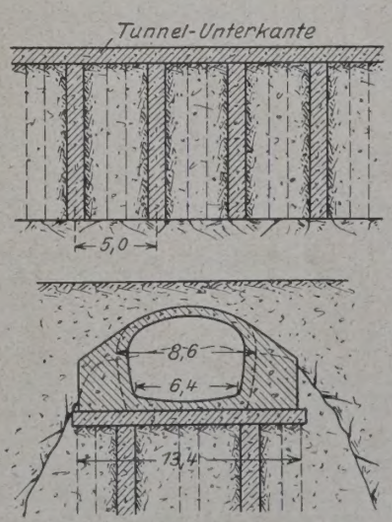
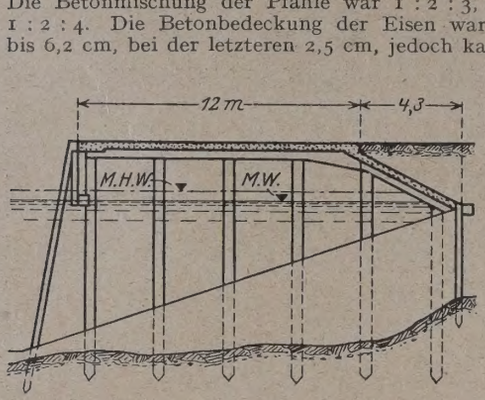


Abb. 6.

Ausbesserungen an einer Kai-Anlage (Key West).

E. N. R. Januar 1926.

Die Einzelheiten des Bauwerks sind aus Abb. 1 zu ersehen. Die Betonmischung der Pfähle war 1 : 2 : 3, der bewehrten Decke 1 : 2 : 4. Die Betonbedeckung der Eisen war bei den ersteren 3,7 bis 6,2 cm, bei der letzteren 2,5 cm, jedoch kamen die Bügel bis auf 8 mm an den Rand zu liegen. Das Bauwerk war seit seiner Entstehung starken Stürmen ausgesetzt gewesen; das Wasser enthielt aber wenig Seewasserbestandteile und keine chemischen Verunreinigungen, außer geringen Ölmengen, die die Pfähle mit einer dünnen Haut bedeckt hatten. Die Temperatur ist im Mittel 25° C; Frost kommt nicht in Frage. Der Zustand war vor der Reparatur derartig, daß schon im ersten Jahre nach der Herstellung Risse, durch das Rosten der Eisen verursacht, auftraten, die sich dann immer mehr erweiterten. Lediglich dadurch war das Abblättern des Betons zu erklären und ein schädlicher Einfluß des Seewassers nicht festzustellen. Die Hälfte der Pfähle wies über den Eiseneinlagen senkrechte Risse auf, teilweise traten die Eisen zutage. Über dem Niederwasserspiegel klafften die Risse am meisten. An der Decke traten Rostflecke auf. In Key West rostet Eisen rapid, das der Luft ausgesetzt ist, und die Ausbildung des Bauwerks begünstigte die Ansammlung und damit aggressive Wirkung der feuchten Luft unter der Decke.



Die Ausbesserung wurde mittels Verwendung von Sandstrahlgebläse und nachfolgendem Aufbringen von Beton bei Anwendung von Preßluft bewerkstelligt, wobei vorher die gesäuberten Stellen mit Drahtmaschen ummantelt wurden. Auf ein Ponton war eine Betonkanone und kleine Mischanlage montiert. Ein hölzernes Baugerüst hing an durch die Decke gezogenen Kabeln. Die Verwendung von Preßlufthämmern war wegen des beschränkten Raumes nicht möglich. Die beschädigten Stellen mußten in anderer Weise entfernt werden. Der Beton wurde in zwei Schichten — mit einem Tag Zwischenraum — in Stärke von 5 cm aufgebracht. An den Pfählen betrug die Schichtstärke bis zu 15 cm. Die Mörtelmischung war 1 Beton : 3 Sand. Der bei dem Arbeitsvorgang abprallende Sand, der für das Sandgebläse noch verwendbar war, führte das Gemisch auf das Verhältnis 1 : 2 zurück. Als Material wurde Tonerde- bzw. Portlandzement verwendet. Während der nach der Ausbesserung verflossenen 14 Monate traten keinerlei Schäden auf. Die Kosten waren $^1/_9$ der ursprünglichen Kosten des Bauwerks.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

Arbeiterschutz auf Bauten.

Das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt gibt unterm 22. Februar 1926 nachstehend angeführten Runderlaß — II 9. 50 — an die Herren Regierungspräsidenten bekannt:

In Breslau stürzte vor einiger Zeit ein vorschriftsmäßig errichtetes Baugerüst dadurch ein, daß ein zur Beförderung von Baustoffen dienendes Seil von einem vorüberfahrenden schweren Kraftwagen, dessen Trittbrett in den Bürgersteig hineinragte, erfaßt und mitgerissen wurde. Um Unfällen ähnlicher Art in Zukunft vorzubeugen, die durch Gefährdung von Gerüstteilen in der Nähe der Bordschwelle von Verkehrsstraßen durch vorbeifahrende Kraftwagen entstehen können, ist es notwendig, für größere Städte mit stärkerem Straßenverkehr in den Gerüstordnungen die Bestimmung zu treffen, daß Gerüste und mit ihnen in Verbindung stehende Gerüstteile von der Bordkante der Bürgersteige mindestens 80 cm entfernt sein müssen. Reicht die Breite des Bürgersteiges hierfür nicht aus, so muß dieser an der gefährdeten Stelle, solange das Gerüst steht, auf Kosten des Fahrdammes entsprechend verbreitert werden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Unzuträglichkeiten in der Durchführung der Erwerbslosenfürsorge.

Zahlreiche Fälle aus der Praxis beweisen, daß die Durchführung der Erwerbslosenfürsorge immer mehr in parteipolitisches Fahrwasser gerät und zu einer ständigen Verringerung der Arbeitswilligkeit der Erwerbslosen führt. Nach der letzten Erhöhung der Erwerbslosenunterstützungssätze ab 1. III. 1926 kommt es häufiger vor, daß die Unterstützungssätze die Lohnsätze überschneiden und daß die Unterstützung auch solchen Arbeitnehmern gewährt wird, welche eine angebotene Arbeitsaufnahme ablehnten. Zwei bezeichnende Fälle dieser Art haben zu Weiterungen geführt, die das Reichsarbeitsministerium zum Eingreifen veranlaßten.

Im November 1925 erhielt eine Firma im Kreise Höxter, die bereits mehrere Wochen stillag, von einer großen Exportfirma das Angebot zur Ausführung eines Auftrages zu einem bestimmten Festpreise. Die vorgenommene Kalkulation ergab — wie auch von amtlicher Seite einwandfrei festgestellt wurde — daß die Firma den Auftrag nur mit einem Stundenlohn von 50 Pfg. ausführen konnte, ohne dabei einen Gewinn erzielen zu können. Lediglich um ihren alten Arbeitern Gelegenheit zur Beschäftigung zu geben, war die Firma bereit, den Auftrag anzunehmen. Als sie daraufhin ihre damals in der Erwerbslosenfürsorge befindlichen Arbeiter befragte, ob sie bereit seien, die Arbeit zu einem Stundenlohn von 50 Pfg. aufzunehmen, lehnten diese das Anerbieten ab, weil von der Firma nicht der tarifliche Stundenlohn von 61 Pfg. gezahlt würde. Der daraufhin mit der Angelegenheit befaßte Verwaltungsausschuß des Arbeitsnachweises in Höxter stellte fest, daß der von der Firma angebotene Lohn angemessen und ortsüblich im Sinne des § 13 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge sei, daß demzufolge die Ablehnung der Arbeitsaufnahme unberechtigt und daher den erwerbslosen Arbeitnehmern die Erwerbslosenunterstützung zu entziehen sei. Diese Entscheidung wurde einstimmig, also mit den Stimmen der Arbeitnehmer, abgegeben. — Der zweite Fall, der sich ebenfalls im Kreise Höxter ereignete, hatte ganz ähnliche Voraussetzungen. Auch hier wurde der Beschluß des Verwaltungsausschusses des Arbeitsnachweises einstimmig abgegeben.

Diese Vorgänge sind vom Allgemeinen Deutschen Gewerkschaftsbund dem Reichsarbeitsministerium mit dem Ersuchen um Stellungnahme mitgeteilt worden. Das Reichsarbeitsministerium hat darauf folgenden Bescheid erteilt:

„Zweifellos haben die öffentlichen Arbeitsnachweise in allen Fällen, in denen ein Tarifvertrag besteht, als „angemessenen ortsüblichen Lohn“ im Sinne des § 13 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. 2. 1924 den Tariflohn anzusehen. Ich habe den Herrn Minister für Volkswohlfahrt gebeten, den Arbeitsnachweis in Höxter entsprechend zu belehren und auf eine Änderung seiner Entscheidungen hinzuwirken.“

Dieser Standpunkt des Reichsarbeitsministeriums muß aus rechtlichen und vor allem sozialpolitischen und wirtschaftlichen Gründen schwerste Bedenken hervorrufen. In rechtlicher Beziehung ist darauf hinzuweisen, daß der vom Reichsarbeitsministerium als „zweifellos“ bezeichnete Standpunkt in dem Kommentar der Regierungsräte beim Reichsarbeitsministerium Wahrburg und Berndt nicht geteilt wird. In diesem Kommentar wird zu § 13 ausgeführt, daß der ortsübliche angemessene Lohn keineswegs gleich dem Tariflohn sei, sondern daß er vielmehr durchaus darunter liegen könne. Vor allem aber ist die Auswirkung des Schreibens des Reichsarbeitsministeriums auf volkswirtschaftlichem und sozialpolitischem Gebiete von einer weit über den einzelnen Fall hinausgehenden Bedeutung. Die Veröffentlichung dieses Schreibens hat dazu beigetragen, daß der vom Reichsarbeitsministerium eingenommene Standpunkt von den Beamten der Arbeitsnachweisbehörden allgemein der Praxis in der Erwerbslosenfürsorge zugrunde gelegt wird. Zu welchen praktischen Ergebnissen das führt, zeigt ein Entscheid des Arbeitsnachweises Bielefeld, daß Arbeitnehmern die Erwerbslosenunterstützung gewährt wird, welche eine angebotene Arbeit zu 42 Pfg. Stundenlohn ablehnten, obwohl der von

der Verwaltungsbehörde für die Stadt Bielefeld festgesetzte Ortslohn nur 30 Pfg. für die Stunde beträgt. Diesen Beschluß faßte der Arbeitsnachweis unter ausdrücklicher Berufung auf das erwähnte Schreiben des Reichsarbeitsministeriums.

Schon heute besteht auf Grund der bisher geltenden Erwerbslosenunterstützungssätze die auch von maßgeblichen Vertretern des Reichsarbeitsministeriums anerkannte dringende Gefahr einer Überschneidung von Erwerbslosenunterstützungs- und Lohnsätzen. Es liegt auf der Hand, daß schon dadurch der Anreiz des einzelnen Erwerbslosen zur Aufnahme von Arbeitsgelegenheit stark herabgemindert werden muß. Wenn diese Gefahr vom Reichsarbeitsministerium noch durch Bescheide der oben genannten Art (neben den auf dem Gebiete der Gesetzgebung vorgesehenen Neuerungen) erhöht wird, so droht die Erwerbslosenfürsorge zu einer Einrichtung zu werden, die zu den nachteiligsten Folgen für Wirtschaft und Staat führen muß. Wenn schon heute feststeht, daß von Wirtschaft und Öffentlichkeit ein Betrag von monatlich rund 150 Millionen Reichsmark für die unterstützende Erwerbslosenfürsorge neben den übrigen Leistungen für die Sozialversicherung aufzubringen ist, so muß vom Standpunkt der Wirtschaft aus eine Stellungnahme des Reichsarbeitsministeriums schwerste Bedenken erreichen, die in ihren praktischen Auswirkungen — wie oben gezeigt — zur Folge hat, daß die Arbeitsunlust vergrößert und damit gleichzeitig die Ausgaben für diesen Zweig der sozialen Fürsorge noch erhöht werden.

Eine notwendige Erläuterung zur Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte" im Eisenbahngütertarif. Seit dem 1. November 1925 dürfen gebrauchte Baugerätschaften beim unmittelbaren Versand von oder an Bauunternehmungen nach Wagenladungsklasse E tarifiert werden, sofern sie im eigenen Betrieb verwendet, gelagert oder instandgesetzt werden sollen. Nach den bislang gesammelten Erfahrungen hat sich die neue Tarifstelle außerordentlich bewährt, sie hat sowohl für die Bauunternehmungen wie auch für die einzelnen Güterabfertigungen der Reichsbahn das Verladegeschäft für Baustelleneinrichtungen ganz außerordentlich erleichtert. In letzter Zeit sind allerdings einige Zweifel über die Behandlung von Baugerätschaften, die durch Einstellung einzelner neuer Teile instandgesetzt und ergänzt wurden, aufgetreten, die es erforderlich erscheinen lassen, der Tarifstelle eine weitere Erläuterung beizufügen.

Den einzelnen Beamten, die falsche Inhaltsangaben in den Frachtbriefen feststellen, werden bekanntlich von der Reichsbahn-Gesellschaft Prämien von 5% der nacherhobenen Fracht gewährt, um sie dadurch zu einer erhöhten Kontrolltätigkeit anzuspornen. Wenn ein derartiges System vom Standpunkt der Reichsbahn-Gesellschaft sicherlich viele Vorteile bietet, so hat es doch stellenweise zu einer sehr formalistischen und engen Auslegung der Tarifvorschriften geführt. Bei dem Transport einer Ladung „gebrauchter Baugerätschaften" von dem Lagerplatz einer Firma zu einer neuen Baustelle wurde z. B. durch einen Kontrollbeamten der Reichsbahn festgestellt, daß sich unter dem gebrauchten Baugerät auch drei neue Leitern befanden. Von der zuständigen Reichsbahndirektion wurde daraufhin die gesamte Fracht nach der Tarifstelle „Holzwaren" der Wagenladungsklasse C berechnet und außerdem der Frachtzuschlag gemäß § 60 des Eisenbahngütertarifs Teil I Abteilung A wegen unrichtiger Inhaltsangabe erhoben, der bekanntlich das Doppelte des Unterschiedes zwischen der infolge der unrichtigen Angabe entstandenen und der richtig berechneten Fracht beträgt. In einem andern Falle wurde festgestellt, daß sich unter dem „gebrauchten Baugerät" einige neue Bohlen befanden, die an den Kopfenden mit Bandeisen beschlagen waren. Daraufhin wurde die gesamte Sendung nach Wagenladungsklasse A berechnet und ebenfalls der Frachtzuschlag gemäß § 60 der Eisenbahnverkehrsordnung erhoben.

Von der zuständigen Reichsbahndirektion wurde hierbei die Anschauung vertreten, daß an den Stammenden mit Bandeisen beschlagene Bohlen weder nach Tarifstelle „Schnittholz" Wagenladungsklasse D noch als „Baugerätschaften, gebrauchte" Wagenladungsklasse E tarifiert werden dürften, und daß daher, weil derartige Bohlen im Eisenbahngütertarif überhaupt nicht genannt sind, die Fracht nach Wagenladungsklasse A berechnet werden müsse. Diese Auslegung des Tarifes kann nur als rein formalistisch bezeichnet werden. Denn wenn Schnittholz, das z. B. genutet, profiliert, gefalzt ist usw., nach Wagenladungsklasse D zu tarifieren ist, dürfte es dem Sinne der Tarifstelle entsprechen, daß auch Bohlen, die lediglich an ihren kurzen Enden mit Bandeisen beschlagen sind, in gleicher Weise behandelt werden. Darüber hinaus läßt der Beschlag erkennen, daß die Bohlen weder als „Handelsgut" noch als „Bauholz" zu betrachten sind, vielmehr als „Baugerät" verwendet werden sollen.

Auf Grund dieser Vorgänge bestehen nun berechtigte Zweifel, ob unter die gebrauchten Baugerätschaften ohne gesonderte Gewichtsangabe einzelne neue Teile zur Ergänzung eingefügt werden dürfen, ohne daß die Gesamtsendung den Charakter als „gebrauchte Baugerätschaften" verliert. Fernerhin entsteht die Frage, von wann ab überhaupt die Geräte, Werkzeuge usw. als „gebraucht" bezeichnet werden dürfen. In der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte" ist ausdrücklich vorgesehen, daß auch Baustelleneinrichtungen, die zu Zwecken der „Instandsetzung" versandt werden, die Tarifvergünstigung genießen sollen. Ferner wird in einer Erläuterung zu der Tarifstelle bestimmt, daß zu den „Bauunternehmungen", die begünstigt werden sollen, nicht nur deren Niederlassungen, sondern auch deren Lagerplätze und Baustellen gehören. Daraus ist zu entnehmen, daß schon bei Schaffung der Tarifstelle damit gerechnet wurde, daß die auf einem Bau verwendeten Geräte, Maschinen, Werkzeuge usw. nach dessen Beendigung in der Regel zunächst auf den Werk- und Lagerplatz der betreffenden Firma zurückgeschafft und dort gereinigt, wiederhergestellt und ergänzt werden, bevor sie auf einer neuen Baustelle Verwendung finden. Eine Instandsetzung namentlich der gebrauchten Schalungen und Rüstungen wird in der Regel aber nur möglich sein, wenn schadhafte Stücke durch neue Teile ersetzt werden.

Dieser Sachlage wird die Deutsche Reichsbahn unbedingt Rechnung tragen müssen, da schon im Interesse der gerade im Baugewerbe besonders wichtigen Unfallverhütung darauf hingewirkt werden muß, daß schadhafte Bretter, Leitern usw. rechtzeitig ausgewechselt werden. Bei der engen von Reichsbahndienststellen der Tarifstelle gegebenen Auslegung muß befürchtet werden, daß von einzelnen Baugewerbetreibenden der Ersatz schadhafter Teile unterlassen wird, nur um vermeidbaren Unkosten und tarifarischen Schwierigkeiten zu entgehen. Es erscheint dringend notwendig, daß die Ständige Tarifkommission dem Antrag des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes nachkommt und der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte" Wagenladungsklasse E eine Erläuterung beifügt, in welcher zum Ausdruck kommt, daß sich unter dem gebrauchten Baugerät als Ergänzungsstücke bis zu 20% neue Teile befinden dürfen.

Dr. R.

Bereitstellung von staatlichen Krediten zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Der Reichstag hat am 25. März 1926 in allen drei Lesungen ein von der Reichsregierung eingebrachtes Gesetz angenommen, durch welches der Reichsarbeitsminister ermächtigt wird, an die Länder Darlehen bis zur Dauer von 12 Monaten nach dem jeweiligen Abruf zu geben, um die Gewährung von Zwischenkrediten auf 1. Hypotheken für Kleinwohnungen zu fördern. Die näheren Vorschriften über die Verwendung der Mittel hat der Reichsarbeitsminister zu erlassen. Besondere Beachtung verdient eine in den Begründungen zu dem Gesetz enthaltene Bestimmung, die auch in die vom Reichsarbeitsministerium zu erlassenen Ausführungsvorschriften übergehen wird, mit folgendem Wortlaut: „Bei der Beleihung sollen solche Bauvorhaben besonders berücksichtigt werden, bei denen bewährte einheitliche Typenentwürfe, die nach den Grundsätzen einer sparsamen Bauweise aufgestellt sind, mit normierten Bauteilen ausgeführt werden."

Dieses Gesetz wird es dem Reich zum ersten Male ermöglichen, ein fest umrissenes Bauprogramm aufzustellen und weitgehenden Einfluß auf dessen Durchführung hinsichtlich der Gestaltung der Ausschreibungsbedingungen und der Baupläne zu gewinnen. Das Reichsarbeitsministerium glaubt, auf Grund zahlreicher in der Öffentlichkeit und im Reichstag aufgetretener Strömungen die Baukosten mit Hilfe weitgehender Normalisierung und Typisierung und der dadurch bedingten Vergebung in großen Losen (z. B. 100 Wohnungen gleichzeitig) so senken zu können, daß der Mieter seine Wohnung selbst verzinsen, amortisieren und erhalten kann. Gleichzeitig wird damit gerechnet, daß die Zinssätze in Deutschland in absehbarer Zeit stark heruntergehen werden (der Diskontsatz der Reichsbank ist am 26. März 1926 auf 7% (bisher 8%) gesenkt worden). Inwieweit diese Annahme allerdings begründet ist, muß heute noch zweifelhaft erscheinen.

In einer zweiten Sitzung des Ausschusses für Wohnungspolitik im Reichsverband der Deutschen Industrie am 26. März (über die erste Sitzung s. Bauingenieur 1926 Nr. 13 S. 267) haben die Vertreter des Reichsarbeitsministeriums und die der Zentrumspartei angehörenden Reichstagsabgeordneten Professor Dessauer und Engberding mitgeteilt, daß die erste Teilrate für die Bereitstellung der an die Länder zu gebenden Darlehen in Höhe von 200 Millionen Mark in kürzester Zeit im Wege des Kredites flüssig gemacht werden solle. Als Durchschnittsbetrag für die Baukosten einer Wohnung (Wohnküche, zwei Zimmer, höchstens 70 qm) soll nur mit etwa M 7000 gerechnet werden (während in den vergangenen Jahren Arbeiterwohnungen in der Regel für 13—18 000 M gebaut worden sind). Die für die einzelne Wohnung mit Hilfe des Reichskredits gegebene 1. Hypothek soll den durchschnittlichen Betrag von M 5000 nicht überschreiten. Man rechnet damit, daß mit Hilfe der zur Verfügung stehenden Bauarbeiter und Baustoffe im Jahre 1926 rund 200 000 Wohnungen erstellt werden können, wenn die Bauarbeiten gleichmäßig auf vier Bauabschnitte verteilt werden und wenn die unbedingt nötige Verbilligung mit allen Mitteln durchgesetzt wird. Für die Durchführung

dieses Jahresprogramms wird ein Betrag von 1,4 Milliarden M für erforderlich gehalten. Die Finanzierung ist wie folgt gedacht:

a)	Auf die Sparkassen und Versicherungsgesellschaften soll eingewirkt werden, in größerem Umfange wie bisher Mittel für den Hausbau zur Verfügung zu stellen. Insgesamt wird gerechnet mit	M	400 Millionen
b)	Aus Mitteln der Hauszinssteuer werden voraussichtlich zur Verfügung stehen	„	700 „
c)	Mit dem Zufluß privaten Kapitals wird gerechnet in Höhe von	„	100 „
d)	Zwischenkredit des Reichs für 1. Hypotheken, auf die später Pfandbriefe ausgegeben werden sollen	„	200 „
	insgesamt	M	1,4 Milliarden

Auf die Normisierung und Typisierung der zu erstellenden Bauten und Bauteile, wobei auch an das Betongußverfahren und an den Betonplattenbau gedacht ist, soll der größte Wert gelegt werden. Um einen großzügigen Einsatz von Maschinen und eine kolonnenartige, fabrikmäßige Bauweise zu ermöglichen, soll eine örtliche Zusammenballung der nach einheitlichem Typ (wahrscheinlich zwei- bis dreigeschossiger Reihenbau) zu erstellenden Häuser angestrebt werden. Die Ausführungsbestimmungen des Reichsarbeitsministeriums werden in dieser Hinsicht nach englischem Vorbilde voraussichtlich bestimmte zwingende Vorschriften enthalten. Für die Durchführung dieses Programms kommen natürlich nur technisch und organisatorisch besonders leistungsfähige Unternehmungen in Frage. Auch die Zerstückelung der Aufträge in Fachlose, wie sie heute die Regel bildet, und weitgehende örtliche Zersplitterung dürfte mit diesen Zeilen unvereinbar sein.

Die Regelung der Preußischen Gewerbesteuer für die Rechnungsjahre 1925 und 1926. Wie bereits in Heft 9 des „Bauingenieur" 1926 auf S. 178 erwähnt, ist es bis jetzt zu einer Fertigstellung des Gewerbesteuerreformwerkes nicht gekommen, vielmehr regelt sich die Besteuerung in den Jahren 1925 und 1926 noch nach der Preußischen Gewerbesteuernotverordnung vom 23. November 1923 und ihren Ergänzungsgesetzen aus den Jahren 1924 und 1925. Das Gesetz über die Verlängerung der Notverordnung ist am 24. März in Kraft getreten (vgl. unter Gesetze, Verordnungen, Erlasse) und dehnt die Gültigkeit der Notverordnung bis zum 31. März 1927 aus. Es enthält daneben besondere Vorschriften für die Veranlagung für das Jahr 1925 und für die Regelung der Steuer des Jahres 1926.

Der Veranlagung der Ertragssteuer im Rechnungsjahr 1925 wird der Ertrag im Kalenderjahr 1925 (oder in dem im Kalenderjahr 1925 endenden Wirtschaftsjahr) zugrunde gelegt. Wenn noch kein Jahresabschluß vorliegt, kann das Ergebnis geschätzt und ein vorläufiger, später nach dem Abschluß zu berichtigender Veranlagungsbescheid erteilt werden. Wenn die auf Grund dieser Veranlagung nach dem Ertrage sich ergebende Steuerschuld 200 v. H. der bisherigen Vorauszahlungen übersteigt, wird der überschüssige Betrag auf Antrag niedergeschlagen.

Gewerbekapital ist das Betriebsvermögen 1925 im Sinne des Reichsbewertungsgesetzes. Es sind ihm jedoch die auf Grund des RBewG. abgesetzten Schulden (außer den laufenden Verbindlichkeiten) wieder hinzuzurechnen. Ebenso sind hinzuzurechnen die dem Unternehmen gewidmeten gemieteten oder gepachteten Gegenstände und der beim RBewG. außer Ansatz gebliebene Wert der Beteiligung einer Muttergesellschaft an der Tochtergesellschaft (§27 RBewG.).

Die Veranlagung der Lohnsummensteuer richtet sich nach der im Rechnungsjahr 1925 erwachsenen Lohnsumme.

Für das Rechnungsjahr 1926 gelten folgende besonderen Bestimmungen: Der Veranlagung der Ertragssteuer 1926 wird der im Kalenderjahr 1925 erzielte Ertrag zugrunde gelegt, die sonstige Regelung entspricht der eben für das Rechnungsjahr 1925 geschilderten. Der für die persönlichen Dienste der Gesellschafter oder Geschäftsführer bei der G. m. b. H., K. a. A., Offenen Handelsgesellschaft abzugsfähige Betrag (§ 5 Abs. 3 der Gew. Notverordnung) wird auf zusammen 1500 M festgesetzt. Ebenso entspricht die nach dem Betriebsvermögen 1926 vorgenommene Veranlagung nach dem Gewerbekapital derjenigen für 1925. Nur ist zur Ermittlung des Gewerbekapitals der Wert der Beteiligung der Mutter- an der Tochtergesellschaft nicht dem Betriebsvermögen wieder hinzuzusetzen. Der Steuersatz (ohne Zuschläge) wird für die ersten 1200 M des Kapitals auf $^1/_3$ v. T., für das übrige Kapital auf $^1/_2$ v. T. ermäßigt.

Eine Veranlagung nach der Lohnsumme findet für 1926 nur auf Antrag und, wenn berechtigtes Interesse vorliegt, statt.

Die Gemeinden müssen sich bis zum 30. April 1926 darüber entschließen, ob sie statt der Gewerbekapital- die Lohnsummensteuer oder umgekehrt neu wählen wollen. Die Ertrags- und Kapitalsteuer sind vierteljährlich bis zum 15. des zweiten Quartalsmonats, die Lohnsummensteuer monatlich bis zum 15. des folgenden Monats zu entrichten. (Dabei sind Lohnsumme und Arbeiterzahl anzugeben. Die Gemeinde kann eine längere Zahlungsperiode festsetzen.) Bis zum Empfang des Veranlagungsbescheides sind Vorauszahlungen nach der bisherigen Steuerschuld zu entrichten.

Über die Zerlegung des Aufkommens 1926 unter die Betriebsgemeinden finden sich verschiedene Vorschriften. Maßgebend sind für diese Zerlegung die Roheinnahmen bzw. Ausgaben an Lohn und Gehalt im Kalenderjahr 1925. Ist in einer Gemeinde eine Betriebsstätte erst innerhalb des Jahres 1925 gegründet, so ist der Jahresbetrag der auf die Gemeinde entfallenden Roheinnahmen usw. zu schätzen.

Großhandelsindex.

17. Febr.	24. Febr.	3. März	10. März	17. März	24. März
118,2	117,6	117,3	117,6	117,8	119,0

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 30. März.)

Gesetz über die Regelung der Gewerbesteuer für die Rechnungsjahre 1925 und 1926. Vom 23. März 1926 (Pr. Ges.-Samml., S. 100). Vgl. die vorstehende kleine Mitteilung.

Gesetz über die patentamtlichen Gebühren. Vom 26. März 1926. (RGBl. II, S. 181). Enthält den neuen Gebührentarif für Patente, Gebrauchsmuster, Warenzeichen, Zuschlags- und sonstige Gebühren.

Deichbauten aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge. (Erl. d. pr. M. f. Volkswohlfahrt v. 20. II. 26.) Infolge der großen Überschwemmungen der letzten Jahre werden zweifellos zahlreiche Neuerrichtungen oder Verstärkungen von Deichen vorgenommen werden. Gerade bei Deichbauten wird häufig die Beschäftigung einer verhältnismäßig großen Zahl von Erwerbslosen möglich sein. Derartige Arbeiten sollen daher, soweit die für öffentliche Notstandsarbeiten geltenden Voraussetzungen erfüllt sind, im Rahmen der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. IV. 1925 gefördert werden. Eine Gesamtfinanzierung dieser Bauten kommt naturgemäß nicht in Frage. Vielmehr wird es sich nur darum handeln, für die bei den Arbeiten abzuleistenden Erwerbslosentagewerke eine entsprechende Förderung zu gewähren.

Zur Besteuerung der öffentlichen Betriebe.

Von Regierungsrat Dr. Spangenberg, Dresden.

Je mehr die öffentlichen Betriebe von Reich, Ländern und Gemeinden bei uns an Zahl, Umfang und Bedeutung zunahmen, desto häufiger wurde auch in letzter Zeit die Frage ihrer steuerlichen Belastung erörtert. Die Privatwirtschaft forderte die Unterwerfung der Staatsbetriebe unter die gleichen steuerlichen Vorschriften wie die vergleichbaren Privatbetriebe, um auch in dieser Beziehung völlig gleiche Konkurrenzbedingungen zu schaffen. Nachdem erstmalig das Gesetz zur Aufbringung der Industriebelastung vom 30. 8. 1924 die Staatsbetriebe für diesen Sonderfall mit herangezogen hatte, enthielten die Steuergesetzentwürfe der Reichsregierung vom Frühjahr 1925 Bestimmungen, die diesen privatwirtschaftlichen Gedankengängen sehr weitgehend Rechnung trugen. Bei der Beratung im Reichstag ist dann aber auch auf die besonderen wirtschaftlichen Verhältnisse der Staatsbetriebe und darauf Rücksicht genommen worden, daß viele von ihnen in erster Linie allgemeinwirtschaftliche Aufgaben zu erfüllen haben. Die endgültige Fassung der neuen Steuergesetze kann deshalb als ein brauchbarer Mittelweg in dieser viel umstrittenen Frage angesprochen werden.

Da die öffentlichen Betriebe vorwiegend technische Betriebe sind, dürfte es auch für die Leser dieser Zeitschrift von Interesse sein, die neuen gesetzlichen Vorschriften wenigstens in großen Zügen kennen zu lernen, zumal sie in drei verschiedenen Gesetzen verstreut und deshalb nicht ohne weiteres zu überblicken sind. In Frage kommen dabei das Körperschaftssteuergesetz, das Gesetz über Vermögens- und Erbschaftssteuer und das Gesetz über die gegenseitigen Besteuerungsrechte des Reichs, der Länder und der Gemeinden, sämtlich vom 10. August 1925.

1. In erster Linie wird das Einkommen gewisser öffentlicher Betriebe erfaßt, und zwar durch die Körperschaftssteuer. Ihr unterliegen künftig auch Betriebe und Verwaltungen von Körperschaften des öffentlichen Rechts, ferner öffentliche Betriebe und Verwaltungen mit eigener Rechtspersönlichkeit und schließlich Unternehmungen, deren Erträge ausschließlich öffentlichen Körperschaften zufließen. Hiermit sind diejenigen öffentlichen Betriebe gemeint, die zwar in der Form einer privaten Gesellschaft geführt werden, deren Gesellschaftskapital sich aber völlig in öffentlichem Besitze befindet. Diese grundsätzliche Vorschrift wird aber durch sehr erhebliche Ausnahmen durchbrochen. Zunächst scheiden alle Betriebe und Verwaltungen aus, die der Ausübung der öffentlichen Gewalt oder gemeinnützigen, mildtätigen und kirchlichen Zwecken dienen. Vor allem aber — und das ist die wichtigste Änderung gegenüber dem ursprünglichen Entwurf — sind die sogenannten Versorgungsbetriebe von der Steuer freigelassen, d. s. Betriebe, die lebenswichtigen Bedürfnissen der Bevölkerung dienen, zu deren Befriedigung die Bevölkerung auf sie angewiesen ist. Hierzu gehören vor allem Wasser-, Gas- und Elektrizitätswerke und öffentliche Verkehrsbetriebe. Damit ist die Gefahr vermieden, daß durch Besteuerung derartiger Betriebe eine neue Mehrbelastung der großen und leistungsschwachen Bevölkerungskreise mit ihren nachteiligen Folgen für die Lohn- und Preispolitik eingetreten wäre.

Außerdem sind von der Körperschaftssteuer befreit die Deutsche Reichspost, die Reichsmonopolverwaltungen, die Staatslotterie und die Reichsbahn-Gesellschaft; ferner Reichsbank, Rentenbank, Golddiskontbank und Bank für Industrie-Obligationen. Das gleiche gilt von den Staatsbanken, wenn sie in der Hauptsache staatswirtschaftlichen oder allgemeinwirtschaftlichen Geschäften dienen, also z. B. der Ausführung der eigenen Geldgeschäfte des Staates und der Weiterleitung von Staatskrediten an die Wirtschaft, sowie von öffentlichen Sparkassen, die sich auf die Pflege des eigentlichen Sparkassenverkehrs beschränken. Schließlich will das Gesetz die öffentlichen Betriebe nur insoweit erfassen, als sie gewerblichen und industriellen Zwecken dienen; deshalb bleiben bei Ermittlung ihres Einkommens außer Ansatz die Einkünfte aus Land- und Forstwirtschaft und aus der Vermietung und Verpachtung von unbeweglichem Vermögen.

Anderseits sind die öffentlichen Betriebe auch noch beschränkt körperschaftssteuerpflichtig mit inländischen Kapitalerträgen im Sinne von § 3, Abs. 2, Nr. 7—9 des neuen Einkommensteuer-Gesetzes, d. s. Zinsen, Dividenden und andere Gewinnanteile. Dies gilt jedoch zur Vermeidung einer doppelten Belastung dann nicht, wenn die betreffende öffentliche Körperschaft an dem Unternehmen, aus dem die Kapitalerträge stammen, mit mehr als einem Viertel beteiligt ist. Auf Einzelheiten dieser Regelung kann im Rahmen dieser kurzen Übersicht nicht eingegangen werden. Die Steuerpflicht gilt erstmalig für das erste Wirtschaftsjahr, das nach dem Inkrafttreten des Gesetzes beginnt.

2. Die Unterwerfung der öffentlichen Betriebe unter die Vermögenssteuer war ursprünglich im gleichen Umfange vorgesehen wie bei der Körperschaftssteuer. Das neue Vermögenssteuer-Gesetz beschränkt jedoch die Steuerpflicht auf die Kreditanstalten des öffentlichen Rechts. Auch hier sind aber die gleichen Ausnahmen gemacht (Reichsbank, Rentenbank, Golddiskontbank, Bank für Industrie-Obligationen, Staatsbanken mit allgemeinwirtschaftlichen Aufgaben, eigentliche Sparkassen). Ferner sind alle Unternehmungen, soweit es sich nicht um Kreditanstalten handelt, dann befreit, wenn ihre Erträge ausschließlich dem Reiche, den Ländern oder den Gemeinden zufließen.

3. Schließlich regelt ein besonderes neues Gesetz über die gegenseitigen Besteuerungsrechte von Reich, Ländern und Gemeinden die sonstigen steuerlichen Beziehungen zwischen den einzelnen Steuerträgern. Insbesondere haben sie sich gegenseitig die allgemein festgesetzten Gebühren zu entrichten, außer bei behördlichen Hoheitsakten in Ausübung einer öffentlichen Gewalt. Gerichtsgebühren werden nie erhoben, Postgebühren dagegen stets. Unter die Gebührenpflicht fallen auch die Unterhaltungsbeiträge, die von Grundeigentümern und Gewerbetreibenden erhoben werden (z. B. Straßenbaubeiträge). Ferner können die Länder und Gemeinden in gewissem Umfange das Reich zu ihren Grund- und Gewerbesteuern heranziehen, ebenso wie — gleichfalls mit erheblichen Einschränkungen — gegenseitige Besteuerungsmöglichkeiten bei den Verkehrs- und Verbrauchssteuern gegeben sind. Die Einzelheiten dürften dabei weniger von allgemeinem Interesse sein.

Darüber, zu wessen Gunsten sich diese gegenseitige Besteuerung im Endeffekt auswirken wird, läßt sich schwer ein allgemeines Urteil fällen. Immerhin ist zu vermuten, daß das Reich am besten dabei abschneiden wird, da gerade für die großen Reichsbetriebe weitgehende Befreiungsvorschriften bestehen. Anderseits sind aber die Reichsbetriebe, die der Ausübung der öffentlichen Gewalt dienen, einschließlich Reichspost, Reichsmonopolverwaltungen und Reichsbahn-Gesellschaft verpflichtet, Zuschüsse zum Verwaltungsaufwand der Wohngemeinden ihrer Arbeitnehmer zu leisten, wozu auch die Ausgaben für Schulwesen und Wohlfahrtspflege, Wohnungs- und Straßenbau gehören. Hierbei sind unter Wohngemeinden solche Orte zu verstehen, in denen die Arbeitnehmer des betreffenden Reichsbetriebes mit ihren Angehörigen mehr als 5 vH der Zivilbevölkerung ausmachen. Dadurch soll die Härte gemildert werden, daß eine Gemeinde die mit einem großen Industriebetrieb und den Bedürfnissen seiner Arbeiterschaft verbundenen Lasten tragen muß, ohne steuerliche Vorteile von ihm zu haben.

Sonach sind diejenigen Betriebe, für die nicht wegen ihrer vorwiegend allgemeinwirtschaftlichen Bedeutung Ausnahmen vorgesehen sind, in Zukunft doch einem umfangreichen und komplizierten Steuernetz unterworfen, mit dem sich die öffentlichen Verwaltungen sogleich werden eingehend vertraut machen müssen. Vom Standpunkte der allgemeinen Volkswirtschaft bleibt nur zu wünschen, daß die Vorteile, die sich die Privatwirtschaft von der steuerlichen Heranziehung der öffentlichen Betriebe versprochen hat, wenn sie überhaupt eintreten, nicht durch die unproduktive Mehrarbeit wieder aufgewogen werden, die infolge der neuen Gesetze vermutlich nötig werden wird.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 11. März 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. J 25 809. Johann John, Helenenhof, Post Gimmel, Kr. Wohlau, Schles. Nachgiebiger Streckenausbau. 26. II. 25.

Kl. 5 c, Gr. 10. C 32 818. Josef Christgen, Dortmund, Heiliger-Weg 70. Nachgiebiger Grubenstempel aus Winkel- oder U-förmigem Walzeisen. 11. XI. 22.

Kl. 19 c, Gr. 11. D 44 465. Dr. Ulrich Diem-Bernet, Speicher, Kt. Appenzell; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren zur Festigung der Straßenoberfläche. 7. XI. 23. Schweiz 31. X. 23.

Kl. 19 d, Gr. 3. C 34 822. Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, O.-L. Eiserner Brückenbalken mit Holzfüllstücken für die Schienenlagerung. 8. V. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 92 167. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Drehscheibe mit Wagenkipper. 23. XI. 25.

Kl. 20 g, Gr. 3. R 65 831. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff A.-G., Rheine i. W. Pendelarmanordnung für Laufräder an Schienenfahrzeugen, insbes. an Schiebebühnen. 5. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. B 116 769. Oskar Brandenberger, Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Eisenbahnwagenschieber. 27. XI. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. P 48 910. Heinrich Pösentrup, Münster i. W., Bahnhofstr. 8. Beschleunigungsantrieb für Eisenbahnwagen mittels Treibachsen. 6. X. 24.

Kl. 20 i, Gr. 8. G 65 878. H. Grengel Weichenbau G. m. b. H., Berlin-Wittenau. Lager für Weichenzungen. 30. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 24. B 112 573. Karl Bölte, Frankfurt a. M., Dahlmannstraße 4. Signaleinrichtung für Straßenbahnzüge. 5. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 24. M 92 142. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Streckenanzeigevorrichtung für Straßenbahnwagen u. dgl. 20. XI. 25.

Kl. 37 a, Gr. 7. R 64 799. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren zur Verbindung von bitumenhaltigen Schichten mit Schichten aus Zementbeton oder ähnlichen Stoffen; Zus. z. Pat. 333 495. 8. VII. 25.

Kl. 80 a, Gr. 34. M 83 417. Jöns Mühlow, Malmö, Schwed.; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Gießvorrichtung zur Herstellung röhrenförmiger Betongegenstände, insbes. Hohlmasten, unter Verwendung eines in der Längsrichtung geteilten Kernes. 29. XII. 23. Schweden 30. XII. 22.

Kl. 80 a, Gr. 48. B 107 245. Theodor Mehl, Stuttgart, Seestr. 28. Form zur Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 368 989. 21. XI. 22.

Kl. 84 a, Gr. 4. H 100 949. Sigurd Höyer, Vinderen, Vestre Aker u. Karl Bealsrud, Nore Kraftanlage, pr. Numedal; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Dammanlage für Talsperren o. dgl. 11. III. 25. Norwegen 12. III. 24.

Kl. 84 a, Gr. 4. S 68 009. Fa. Siemens Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Gießturm für die Herstellung von Betonbauwerken. 8. XII. 24.

Kl. 84 c, Gr. 1. B 114 660. Bau- und Betongesellschaft m. b. H., München. Zwischenbock für Betonkanal- und ähnliche Schächte. 27. VI. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 10 vom 11. März 1926.

Kl. 5 c, Gr. 8. 427 148. Fa. Rohleder & Ehninger, Akt.-Ges., Feuerbach-Stuttgart. Schmiedeeiserne Auskleidung für betonierte Schächte, Druckstollen und ähnliche unterirdische Bauwerke. 18. III. 24. R 60 775.

Kl. 5 c, Gr. 9. 427 149. Fritz Düler, Mühlheim, Ruhr, Bülowstraße 18. Verbindungswinkel zwischen den Stoßstellen einer Vieleckzimmerung für Stollen. 30. X. 23. B 111 578.

Kl. 5 c, Gr. 10. 427 150. Fa. Armaturenwerk für Gruben-, Hütten- und Bahnbedarf G. m. b. H., Friedrichsthal, Saar. Grubenstempelkopf. 26. IV. 24. A 42 088.

Kl. 19 a, Gr. 8. 426 940. Wilhelm Hammer, G. m. b. H., Essen. Mehrteilige Unterlegplatte für Schienen verschiedener Fußbreite. 3. I. 24. W 65 176.

Kl. 19 d, Gr. 1. 426 941. Gerhardt Schmücking, Essen, Ruhr, Kurfürstenstr. 28. Bergschadensichere Brücke. 15. VIII. 24. Sch 71 266.

Kl. 19 e, Gr. 1. 427 093. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlottenstr. 11. Wurfschüttmaschine. 22. VIII. 24. K 90 685.

Kl. 35 b, Gr. 1. 426 953. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen, u. Julius Rosenthal, Cannstadt. Kran für Eisenbahnfahrzeuge; Zus. z. Pat. 402 110. 25. X. 24. M 86 920.

Kl. 37 b, Gr. 3. 427 081. Albert Massenberg, Berlin-Friedenau, Rubensstr. 45. Anschluß v. Trägern zur Erzielung einer teilweisen Einspannung an der Anschlußstelle. 15. V. 24. M84974.

Kl. 37 b, Gr. 3. 427 137. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Mast für Hochspannungsleitungen. 14. I. 23. S 61 874.

Kl. 37 b, Gr. 3. 427 180. Fritz Nitzsche, Karlsruhe i. B., Eisenlohrstraße 16. Betonfuß für Holzmaste; Zus. z. Pat. 405 801. 21. IV. 24. N 23 092.

Kl. 65 b^3, Gr. 4. 427 199. Dipl.-Ing. Woldemar Kiwull, Riga, Lettland, und Dr.-Ing. Walter Koeniger, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 44; Vertr.: Dr.-Ing. Walter Koeniger, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 44. Verfahren zum Bergen von Schiffen nach dem Gefrierverfahren. 9. IX. 24. K 90 885.

Kl. 80 d, Gr. 1. 427 220. Fa. Deutsche Werke, Akt.-Ges., Berlin-Wilmersdorf. Herstellung und Scharrierwerkzeug zur Herstellung v. Mustern auf Gesteinsflächen. 19. XII. 24. D 46856.

Kl. 85 c, Gr. 6. 427 001. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7, u. Friedrich Klewinghaus, Ladenspelder Str. 85, Essen. Verfahren und Vorrichtung zur Trennung des aus dem Abwasser in Sandfängen gewonnenen Sandes vom Schlamm. 8. II. 25. B 118072.

Kl. 85 d, Gr. 2. 426 984. Ewald Stahlschmidt, Berlin-Friedenau, Albestr. 1, u. Wilhelm Geue, Berlin-Pankow, Wollankstr. 6. Durch Druckluftgestänge betriebene, selbsttätige Hauswasserversorgungsanlage in Gebirgsgegenden. 25. XI. 22. G 57 936.

Kl. 85 e, Gr. 8. 427 071. „Phönix" Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abt. Hoerder Verein, Hörde i. W. Verfahren zum Verlegen von Rohrsträngen. 19. VIII. 24. P 48 613.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Das Kleinförderwesen bei Verwendung von Elektrokarren. Herausgegeben von der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft. (34 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis 2,40 RM.

Das vorliegende Heft behandelt die Anwendung der Elektrokarren im Transportwesen der reinen Verkehrsbetriebe, wie Reichsbahn, Reichspost und Hafenbetriebe, als auch als Fördermittel beim Fertigungsprozeß in Industriebetrieben. An der Hand der verschiedensten zweckentsprechenden Ausführungsformen und Größen wird gezeigt, wie sich die Elektrokarren infolge der außerordentlich guten Beweglichkeit als Fördermittel im Kleinförderwesen allen Anforderungen anpassen lassen, mit dem Ziele, dem höchsten Grad der Wirtschaftlichkeit näher zu kommen und zu einer Beschleunigung des Dienstbetriebes beizutragen. Selbst als Straßenfahrzeug kommt ihre Verwendung in Frage, für die die Schrift die Schaulinien für eine Fernfahrt im Hügellande zur Darstellung bringt. Wie bei der Verwendung der Karren Wirtschaftlichkeit und Transportleistung gesteigert werden können, zeigen die eingehenden Ausführungen über das Kleinförderwesen in Hafenbetrieben. Hier wurde eine Leistungssteigerung von 123% erreicht. Die durch die Einführung der Vierradlenkung erzielte besonders große Wendigkeit der Fahrzeuge gestattet die Verwendung in der Enge der dicht belegten Schuppen und auf Rampen und Bahnsteigen. In gleicher Weise haben sich in den Betrieben der Eisenbahn, als auch bei der Reichspostverwaltung die Elektroschlepper bewährt, die im Stande sind, einen ganzen Wagenzug von Gepäckkarren zu fördern. Auch hierbei wird die Wirtschaftlichkeit an der Hand von Kostenvergleichen gegenüber dem Handkarrenbetrieb nachgewiesen.

Die gleiche Erkenntnis, daß von der Lösung der Transportfrage während des Fertigungsprozesses die Kraftentfaltung eines industriellen Betriebes wesentlich beeinflußt wird, zeigen die Ausführungen, in denen die Erfahrungen bei der Umstellung der Werkförderung auf Elektrokarren in einem Unternehmen der Metallindustrie (Loewe & Co., Berlin) von demselben in selbstloser Weise bekanntgegeben werden. Hierbei zeigt es sich jedoch, daß es nicht nur genügt, die Elektrokarren in Dienst zu stellen, sondern zur Erreichung der größtmöglichsten Wirtschaftlichkeit ist auch die Organisation des Kleinförderwesens und die richtige Verwendung der für den Betrieb am besten geeigneten Bauart der Fahrzeuge von ausschlaggebendem Erfolg. In sehr beachtenswerten Ausführungen wird hierbei erörtert, wie an der Hand von Betriebsplänen die Umorganisation des Förderwesens unter dem Gesichtspunkt der zeit- und arbeitsparenden Betriebsführung vorgenommen worden ist. Dr. Söllner.

Fehlands-Ingenieur-Kalender 1926. Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure herausgegeben von Prof. P. Gerlach, unter Mitwirkung von Betriebsdirektor Dipl.-Ing. Erbreich in Tangerhütte, Prof. Dipl.-Ing. Coenen, Prof. Dr.-Ing. Unold, Prof. Dipl.-Ing. Zietemann in Chemnitz, Prof. Dr.-Ing. Schimpke. Achtundvierzigster Jahrgang. In zwei Teilen. Erster Teil (310 S.) mit Schreibkalender. Zweiter Teil (357 S.) 1925. Verlag von Julius Springer, Berlin 1925. Preis 5 RM.

Der in der Hauptsache dem Maschineningenieur zugedachte Taschenkalender wird auch dem Bauingenieur willkommen sein, soweit die Grenzgebiete des Bauingenieurwesens, die Bau- und Fördermaschinen, Erwähnung gefunden haben; er bildet insofern ein wertvolles Nachschlagebuch, als die Grundlagen für den rechnerischen Wirtschaftslichkeitsnachweis bei der Behandlung der einzelnen Maschinen in klarer Form kurz zum Ausdruck gebracht worden sind. Rein äußerlich erscheint der neue Jahrgang im alten bestbekannten Gewande. G. E.

Berichtigung betr. Hochwertiger Baustahl St. 48.

In Abänderung der Berichtigung in Heft 6, S. 232, muß es in dem Erlaß der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 26. Januar 1926, Heft 6, S. 117 heißen:

Unter 6 Ölfarben**strich** statt Ölfarben**anstrich**.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Eine größere Zahl von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schuldet noch immer den zu Jahresanfang fälligen Beitrag, der auf der ordentlichen Mitglieder-Versammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 Reichsmark jährlich, für Mitglieder des V.d.I. 6 Reichsmark und für Junioren auf 3 Reichsmark festgesetzt worden ist. Es wird gebeten, den Beitrag baldgefälligst auf das Postscheckkonto Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW. 7 (Ingenieurhaus), einzuzahlen.

Führer für die Berufswahl.

Der bevorstehende Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Deutsche Bauingenieure im Ausland.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist bestrebt, denjenigen deutschen Bauingenieuren, die sich im Auslande eine Tätigkeit suchen mußten, als Sammelpunkt für die Aufrechterhaltung der wissenschaftlichen und fachlichen Beziehungen zur Heimat zu dienen. Bei der Gründung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist dies als wichtige Aufgabe für sie bezeichnet worden. Wir müssen leider beobachten, daß viele Herren, die im Auslande eine Stelle gefunden und früher der Gesellschaft angehört haben, keinerlei Nachricht geben. Wir bitten daher alle Mitglieder, die ins Ausland gehen, versichert zu sein, daß wir, so weit möglich, gern ihren besonderen Wünschen Rechnung tragen, um die Verbindung mit der Gesellschaft nicht zu lösen. Ebenso richten wir an unsere Mitglieder, deren Bekannte ins Ausland gehen, die Bitte, uns deren Namen mitzuteilen, damit wir sie für die Gesellschaft erhalten können, und somit dazu beitragen, die Zusammengehörigkeit zwischen dem deutschen Vaterlande und den ausgewanderten Deutschen zu pflegen.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften **geschenkweise zu überlassen.**

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 16. April 1926 Heft 16

DEUTSCHE INGENIEURARBEIT IM STRASSBURGER MÜNSTER[1]).

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

I. Einleitung.

Die gesamte Kulturwelt wird aufatmen. Die Gefahr für eins der bedeutendsten Meisterwerke deutscher Baukunst, für das Straßburger Münster (s. Abb. 1), ist gebannt. Die seit langem beobachteten Schäden, deren Ursachen in unzulänglicher Beschaffenheit eines Turmfundamentes gefunden wurden, sind durch außerordentlich schwierige unterirdische Bauten gründlich beseitigt. Alle erforderlichen Bauarbeiten sind nach deutschen Plänen und im wesentlichen unter deutscher Leitung vollendet. Die großen Hilfskonstruktionen aus Eisenbeton und stämmigen Rüstungen aus Holz von seltener Stärke, welche einen großen Teil des Münsters seit fast zwei Jahrzehnten vom Gebrauch absperrten, sind entfernt, und in wenigen Wochen wird ein weihevoller Akt das erhabene Baudenkmal in vollem Umfang wieder seinen kirchlichen Zwecken übergeben. Damit ist für die Baugeschichte des Straßburger Münsters ein Abschnitt abgeschlossen, der 1903 begonnen hat und im wesentlichen vom deutschen Bauingenieur beherrscht worden ist, der mit seinem ganzen Rüstzeug an Wissen und Erfahrung das deutsche, uns politisch leider entwundene Bauwerk vor dem Schicksal des 1902 eingestürzten Sankt-Markus-Glockenturms in Venedig in weit schlimmerem, kaum auszudenkendem Maße bewahrt hat.

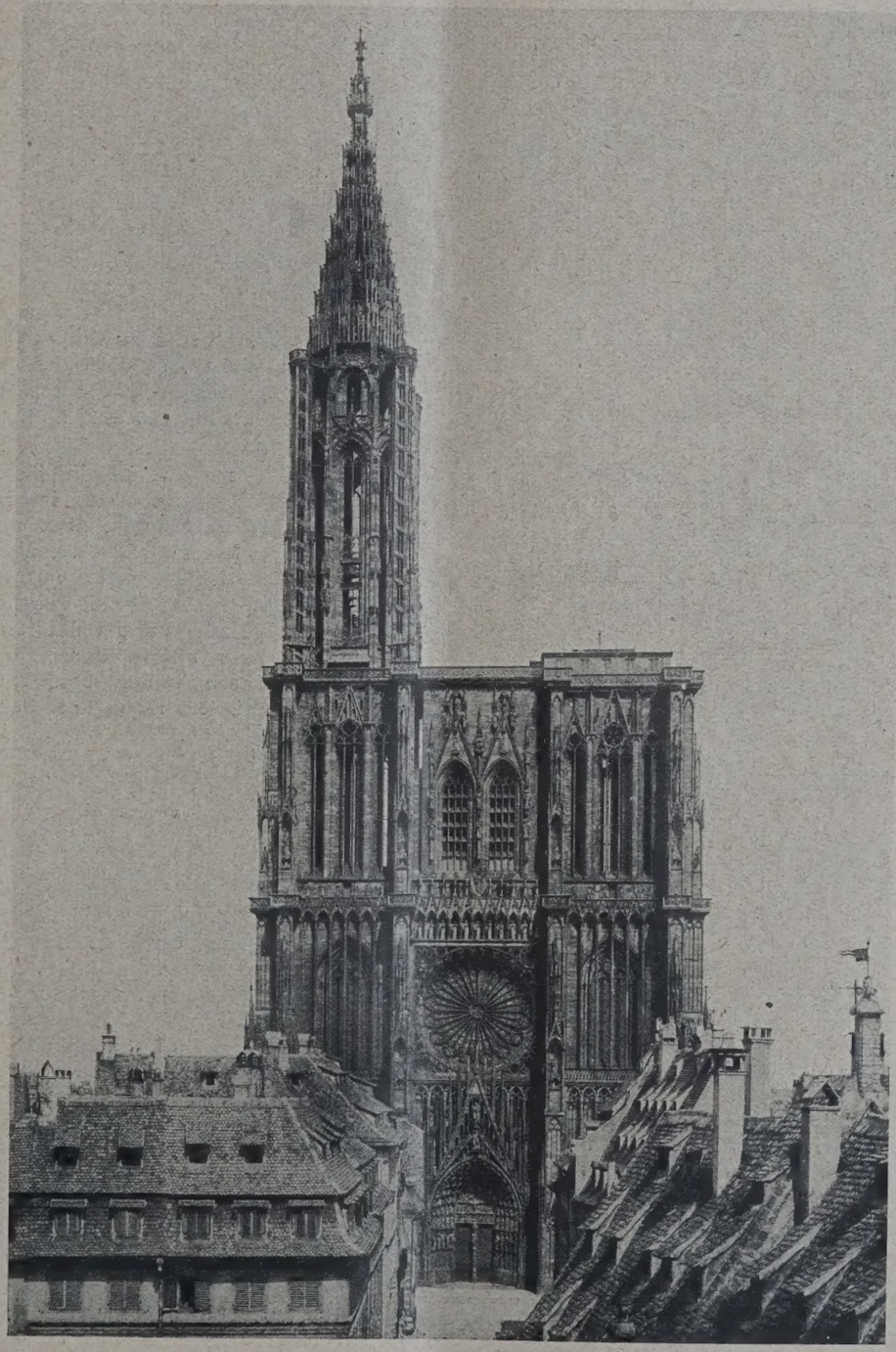


Abb. 1. Westfront des Straßburger Münsters.

Über den Stand der Arbeiten zu Ende des Jahres 1918, als Straßburg französisch wurde, hat Verfasser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1920, S. 226 berichtet, da er im Jahre 1915 vom Münsterbauamt zur Begutachtung der für die Ausführung bestimmten Entwürfe herangezogen war und dabei eingehende örtliche Studien angestellt und weiter mit der Bauverwaltung in Verbindung gestanden hatte. Im Oktober 1925 hat es ihn bei der ersten Nachricht über die Vollendung der Arbeiten wieder nach Straßburg gezogen, und er folgt nun gern der Anregung der Schriftleitung, die höchst lehrreichen Vorgänge und Zusammenhänge hier im ganzen darzustellen. Dabei ist es nicht zu umgehen, der Vollständigkeit halber bereits an anderer Stelle Veröffentlichtes zu wiederholen. Auch muß Verfasser sich auf die Mitteilungen des jetzigen Münsterbaumeisters Herrn C. Dauchy in Génie civil vom Nov. 1925 beziehen, der seit drei Jahren als Nachfolger des deutschen Baumeisters Knauth, der Seele des Rettungsunternehmens, die Vollendungsarbeiten geleitet hat und ihn bei seinem letzten Besuch geführt und mit reichlicher Auskunft und Abbildungen in freundlichster und dankenswerter Weise unterstützt hat. Wer aber durch das einzigartige Baudenkmal mit seinen

[1]) Dieser Aufsatz erscheint als erweiterter Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin.

reichen Kunstschätzen sich genußreiche Stunden verschaffen und die gefährdeten Werke ganz würdigen will, dem möchte ich an dieser Stelle das Werk von Georg Dehio: „Das Straßburger Münster" (Verlag von R. Piper, München 1922) mit 77 sehr schönen Abbildungen — ein Festgeschenk — ganz besonders empfehlen.

II. Baugeschichte.

Unter Benutzung der unter I genannten Quellen soll nun eine kurze geschichtliche Darstellung des Baues vom ingenieurtechnischen Standpunkt vorgenommen werden. Innerhalb eines römischen Kastells ist der Urbau des Münsters im elften Jahrhundert als romanische Basilika entstanden, von der nur geringe Bauteile noch in der östlich gelegenen Krypta vorhanden sind. Abb. 2 zeigt den Grundriß, wie er

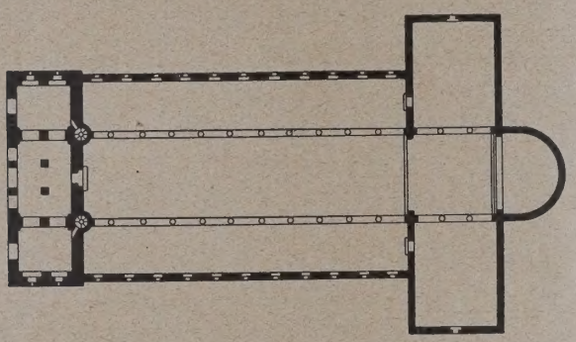


Abb. 2. Grundriß der romanischen Basilika nach Knauth.

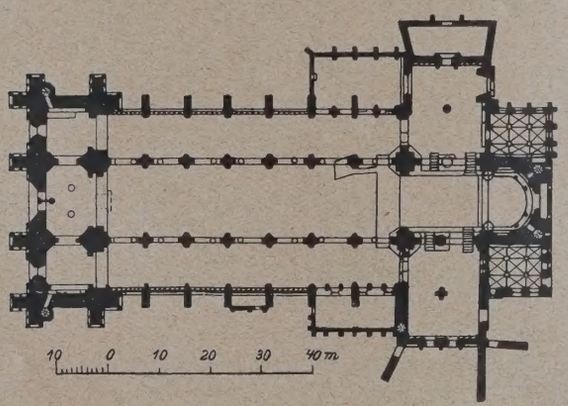


Abb. 3. Heutiger Grundriß.

vom Münsterbaumeister Knauth rekonstruiert ist, während Abb. 3 den heutigen Grundriß darstellt. Danach sind die Grundformen in ihren Hauptmaßen durch den alten Bau festgelegt. Im zwölften Jahrhundert haben mehrere Brände die Erneuerung des Chors und Querschiffes auf der östlichen Seite veranlaßt, und im Anschluß daran sind verschiedene Kapellen, Domherrnwohnungen und Umbauten später entstanden, welche den romanischen Charakter noch heute aufweisen, obwohl viele gothische Elemente darin enthalten sind. Um 1250 begann man eiligst — mit nur 25jähriger Bauzeit — das Langhaus zu erneuern. Dieses ist als konstruktiv und architektonisch einheitlicher gothischer Bau von Rudolf von Straßburg erbaut. Da die romanischen Fundamente benutzt wurden, gestaltete sich das Mittelschiff zu dem weitgespanntesten aller bekannten Kirchen, das mit 16 m auch von keiner französischen Kathedrale übertroffen wird. Dementsprechend ist auch eine größere Jochbreite, also Pfeilerabstand, mit rd. 8,5 m entstanden und eine einzigartige harmonische Raumwirkung erreicht, die Dehio mit den Worten kennzeichnet: „Kein ekstatischer Drang reißt uns im Sturm von der Erde weg, wie im Kölner Dom und seinem Vorbilde, der Kathedrale von Amiens — ein großer und ruhiger Atem waltet durch den Raum, weitet die Brust, erhebt das Herz." Die völlige Auflösung der Außenwände in Pfeilern ist eine weitere konstruktive Tat, wodurch an Stelle der festen Wand die riesigen Fenster mit farbiger Verglasung treten, die einzigartig in ganzer Vollständigkeit und Harmonie, „ein durchsichtiger Teppichabschluß", noch heute erhalten sind. Das Ingenieurtechnische — Verhältnis von Weite zur Höhe — wird zum „Raumerlebnis" gegenüber anderen Kirchen des Mittelalters, wo die Höhe allein als das technisch Erreichbare überwiegt. Auch zwischen der Unterkante der Hochschiffenster und dem Scheitel der Arkaden ist die Mauer aufgelöst, durch eine kleine Galerie, das Triforium, welches in Straßburg sogar eine Rückwand aus Glas erhalten hat, nachdem die sonst übliche Pultdachkonstruktion der Seitenschiffe wahrscheinlich aber erst im Laufe der Zeit durch Satteldächer ersetzt worden ist. Um den großen Schub der Mittelgewölbe abzufangen, sind die Gothiker bekanntlich auf die äußeren Strebebögen gekommen, die meist mehrfach übereinander angeordnet sind und bei geringerer Jochbreite das Außenbild verwirren. In Straßburg ist aber in echtem Ingenieurgeist nur ein einziger Strebebogen für jeden Fensterpfeiler ausgeführt, wodurch die statisch klare und unerreichte Wirkung der Seitenfront des Mittelschiffes entstanden ist. So ist das schnell errichtete Langhaus ein ingenieurtechnisch bewunderungswürdiges Konstruktionsgebilde, ein Beispiel seltener statischer Intuition.

Die Turmfront auf der Westseite des Münsters (Abb. 1) ist leider erst später nach und nach entstanden und auch nicht in einheitlicher Gestalt. Hier ist der gute Ingenieurgeist der reifen Gothik des Langhauses zurückgetreten. Nicht das Streben nach großen Weiten, sondern das Drängen der bürgerlichen Eitelkeit, den höchsten Turm zu schaffen und den Reichtum des baulichen Schmuckes aufs äußerste zu erhöhen, hat den Architekten beseelt.

Wie Abb. 2 zeigt, ist die Turmanlage in romanischer Zeit von dem Langhaus durch eine feste Mauer abgeschlossen gewesen. Beim Neubau ist diese durch offenen Bogen zum freien Durchblick auf die Rosette über dem Haupteingang der Turmfront ersetzt. Der noch vorhandene erste Entwurf der Turmanlage wird auf Erwin von Steinbach zurückgeführt. Die Türme sind aber nur im unteren Geschoß zu Anfang des 14. Jahrhunderts streng danach ausgeführt. Sie sollten nur 120 m hoch sein, in den obersten Geschossen 40 m schlanke Spitzen und zwischen ihnen über den Rosetten einen leichten Wandabschluß haben. Dagegen sind sie nach Erwins Zeit in verändertem Entwurf in den oberen Stockwerken bis zur Plattform ausgeführt, so daß die beiden Türme stumpf endeten. Der Schwabe Ullrich von Enzingen hat dann um das Jahr 1400 den Nordturm von der Plattform aus als kunstvolle Steinpyramide in achteckiger Grundform ausgeführt und eine Turmhöhe von 142 m erreicht, welche sein Nachfolger Hültz von Köln 1439 vollendete. Bis zum neunzehnten Jahrhundert war er der höchste Turm und dann erst durch Köln mit 156 m und Ulm mit 161 m übertroffen. Jedenfalls erhielt dadurch mit dem ausgehenden Mittelalter das Straßburger Münster den Ruhm des achten Weltwunders. Heute liegt Wert und Bedeutung des Münsters in anderen Dingen, die man in dem genannten Buche von Dehio nachlesen möge. Sein Ruhm als höchster Turm aber wäre ihm beinahe zum Verhängnis geworden, wenn ihn nicht jetzt die Aufmerksamkeit des deutschen Münsterbaumeisters Knauth in Verbindung mit deutschem Bauingenieurwesen gerettet hätte.

III. Zerstörung und deren Ursachen.

Der Mittelschiffpfeiler B nächst dem inneren Turmpfeiler A (Abb. 4 u. 5), der wie alles übrige Mauerwerk aus Quadersandstein bestand, zeigte eine Zerstörung durch Risse und Absprengungen, welche seit langem bekannt und wiederholt ausgebessert worden waren. Seit 1903 konnte durch genaue Beobachtungen ein sehr langsames Wachsen der Risse festgestellt werden, was 1907 den Anlaß gab, den Mittelschiffpfeiler

mit nachspannbaren eisernen Bändern auf zwischengelegten Holzklötzen zu umschnüren.

In Kapitellhöhe des Seitenschiffes war dieser 25 mm nach dem Mittelschiff zu und in Kapitellhöhe des Mittelschiffes um 140 mm nach außen aus dem Lot gewichen, und die Kapitellhöhen waren gegenüber den übrigen Schiffspfeilern um 72 mm gesunken. Die Grundmauern des jetzigen Münsters stammen, wie oben dargelegt, aus dem Anfang des XI. Jahrhunderts von der romanischen Basilika her. Die Schiffspfeiler stehen auf einer Grundmauer von 5,5 m Tiefe, deren Sohle auf sandiger Lette ruht, während darunter eingerammte Pfähle mit der Spitze 2,5 m tief in einer Kiesschicht stecken. Da diese hier etwa 2,5 m unter der Lette beginnt, ist anzunehmen, daß man damals die Kiesschicht des Wasserandranges wegen nicht freilegen konnte, daß also das Grundwasser in der Nähe der Sohle der Grundmauern stand. Die Pfähle sind heute sämtlich verfault. Nach einer Untersuchung aus dem Jahre 1666 waren die Pfähle schon damals verfault und stand das Grundwasser auf 8 m; heute steht das mittlere Grundwasser auf 8,5 m unter Kirchenfußboden. Falsch ist, daß die Pfähle „in jüngster Zeit", wie man in Pariser Zeitungen schrieb, vermodert seien, ebenso, daß die Illeregulierung an der Senkung des Grundwassers schuld sei. Trotz der erwähnten Mängel war infolge der ausreichenden Tragfähigkeit der Letteschicht die durchgehende Grundmauer der Schiffspfeiler ziemlich unversehrt, da die Lastverteilung eine sehr große war.

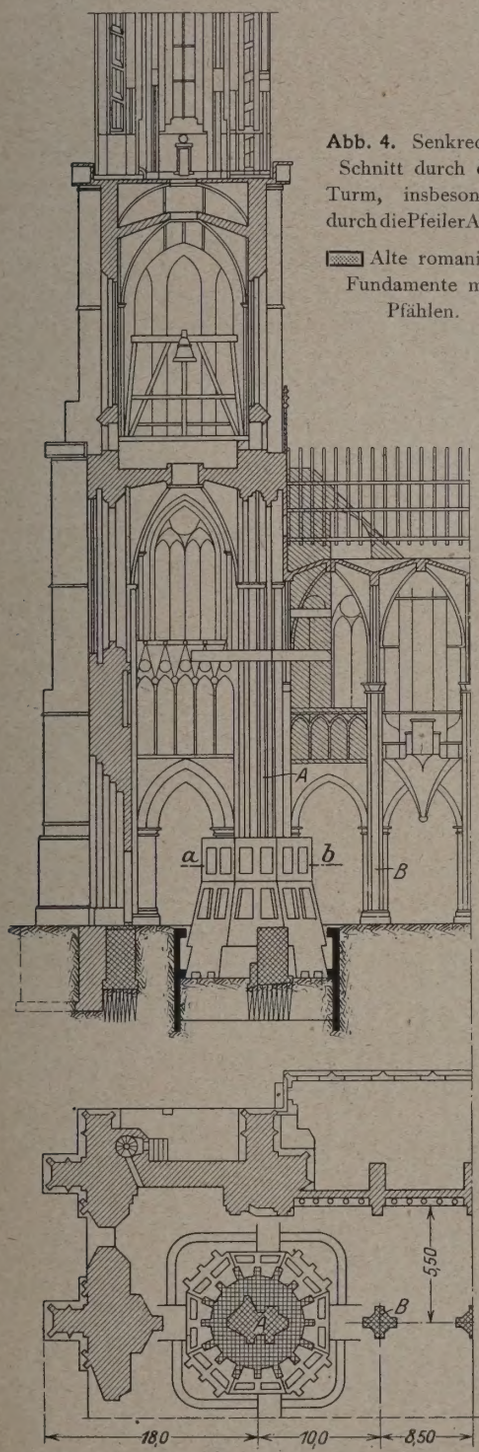


Abb. 4. Senkrechter Schnitt durch den Turm, insbesondere durch die Pfeiler A u. B.

Alte romanische Fundamente mit Pfählen.

Abb. 5. Schnitt a—b zu Abb. 3.

Der erste Schiffspfeiler ist vielmehr im wesentlichen deshalb gesunken und gerissen, weil er durch den Turm eine erhebliche Mehrbelastung erhielt als die übrigen Pfeiler, und zwar durch einen Strebepfeiler, welcher sich zur Hälfte exzentrisch auf den Gurtbogen zwischen Turm- und Schiffspfeiler setzte (Abb. 6). Dieser Strebepfeiler übertrug infolge ungleicher Sackung der vier Turmpfeiler erhebliche Lasten auf den Schiffspfeiler, für die er in keiner Weise widerstandsfähig genug war. Durch Professor Glöckner in Straßburg sind diese Zustände genauen statischen Berechnungen unterworfen, die 1909 vom Geheimrat Professor Dr.-Ing. Th. Landsberg und Wirkl. Geheimen Oberbaurat Dr. H. Zimmermann nachgeprüft wurden und ergaben, daß die Resultierende aller Kräfte ganz bedeutend aus dem Kern des Schiffspfeilers herausgeht. Abb. 5 zeigt den Verlauf der Drucklinie beim Versagen des einen Turmfundamentes. Trotzdem der Sandstein eine Bruchfestigkeit von über 600 kg/cm² hat, sind die Kantenpressungen durch die exzentrische Lage der Kräfte so gewaltige, daß die Zerstörungserscheinungen sich erklären lassen. Bei dem jetzt erfolgten Abbruch hat sich ergeben, daß eine entsprechende innere Zerstörung des Mauerwerks vor sich gegangen ist. Das ist

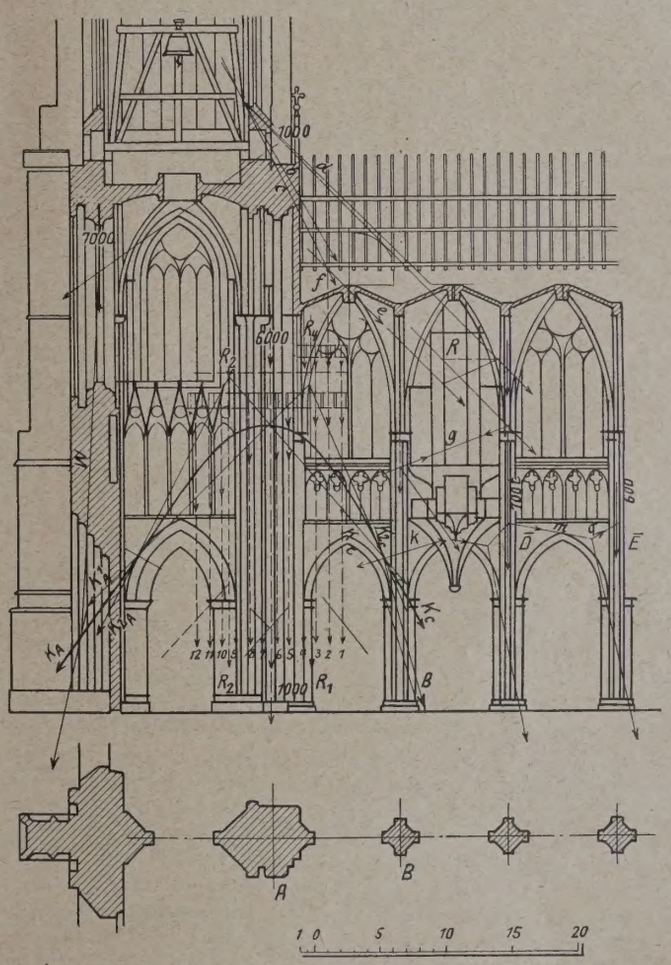


Abb. 6. Statischer Nachweis der Übertragung der Last des abgesunkenen Pfeilers A auf den Schiffspfeiler B durch Überbrückung.

ein weit sichtbares Zeichen für den Wert der genauen statischen Untersuchung für die Standsicherheitsfragen alter Bauwerke. Bei der weiteren Forschung nach der Ursache dieser Erscheinungen mußte es aber auffallen, daß der gegenüberliegende erste Pfeiler auf der Südseite ebenfalls Mehrbelastungen durch Turmstrebepfeiler und andere Bauteile erhielt, ohne daß die Werksteine zerstört wurden, wenn sie auch sehr eng gepreßte Fugen aufwiesen. Die Grundursache der Schäden konnte also in der Belastung an sich nicht liegen. Sie mußte in der ungenügenden Gründung des südöstlichen Pfeilers des Nordturms gesucht werden und ist auch durch Knauths sorgfältige örtliche Untersuchungen hier gefunden. Er berichtet darüber folgendes:

„Den Kern der Fundamente bildet auch hier ein anscheinend älteres Mauerquadrat in derselben Technik wie die bereits beschriebene Fundamentmauer der Schiffspfeiler, mit welcher derselbe in Verband steht. Eine ähnliche Mauer zieht sich auch unter dem Bogen hin, der das Gewölbe zwischen den beiden Türmen vom Mittelschiffsgewölbe trennt. Da diese älteren Fundamente des Turmes anscheinend ursprünglich einen Bau von geringeren Abmessungen als der jetzt vorhandene zu tragen hatten, sind da, wo es erforderlich schien, Verstärkungen in geschichtetem Bruchsteinmauerwerk angefügt worden, so an den Außenseiten des Turmquadrats, unter den äußeren Strebepfeilern und auch unter dem inneren Turmpfeiler an dessen Nordwestecke. Während das ältere Mauerwerk eine Tiefe von rd. 5,80 m erreicht und auf der bereits erwähnten auch hier ursprünglich durch Pfähle verdichteten Letteschicht aufsitzt, sind die jüngeren Verstärkungen bis auf eine Tiefe von rd. 6,50 m hinabgeführt[1]). Aber auch diese Fundamententeile lagern nicht auf der noch rd. 1,50 m tiefer anstehenden Kiesschicht auf, vielmehr scheint der Boden durch vorheriges Stampfen unter Hinzugabe von Ziegelbrocken und Kohlen für die Aufnahme der Last vorbereitet worden zu sein. Demgemäß ruht also der innere Turmpfeiler der Hauptsache nach auf einer Kreuzung der älteren Fundamentmauern (Abb. 7). Eine das ältere und jüngere Mauerwerk überlagernde Quaderschicht kragt an der Südseite, wo die Fundamentverstärkung fehlt, in einer Ausladung von rd. 2 m zur Aufnahme des breiteren aufgehenden Turmpfeilers vor. Unterhalb dieser konsolartigen Übermauerung beobachtet man eine schwarze Bodenschicht von rd. 20 cm Höhe, die stellenweise 1,50 bis 2,50 m tief in das Mauerwerk hineinreicht, während an einzelnen Stellen inselartige Erhöhung des älteren Mauerwerks die sonst unterbrochene Druckübertragung vermittelt[2]). Da die Bodenschicht selbst nicht wesentlich zusammengepreßt ist und als tragend nicht angesehen werden kann, verringert sich die Druckfläche um mehr als ein Drittel. Die Kreuzung der älteren Fundamentmauern ist daher nicht nur in der Ausdehnung des darauf lagernden Pfeilers an den vier Armen von den anschließenden Mauerzügen abgetrennt, vielmehr ist auch innerhalb dieser der Verband an mehreren Stellen durch breite, in der ganzen Höhe des Fundamentmauerwerks durchlaufende Risse gelöst. Die belastete Bodenfläche ist somit äußerst gering geworden, und die Baugrundpressung beträgt 13 kg/cm², eine Beanspruchung, welche das Zulässige, wie eine Probebelastung ergeben hat, um mindestens das Neunfache übersteigt."

Geschichtlich ist dieser Befund dahin zusammenzufassen, daß die aus dem Anfang des 11. Jahrhunderts stammenden Fundamente beim Bau der beiden Türme im 13. Jahrhundert in unzulässiger Weise ergänzt und benutzt worden sind, was gerade für die inneren Turmpfeiler bald zutage getreten sein und Anlaß zur Anordnung der ungünstigen Strebepfeiler am Turm über den Bogen zum Schiffspfeiler gegeben haben mag, durch welche auch das erste hohe Schiffsfenster zur Hälfte geschlossen wurde (s. Abb. 4 u. 6). Statisch ungünstig wirkte auch die spätere Entfernung der Verbindungsmauer zwischen den beiden inneren Turmpfeilern zur Verlängerung des Mittelschiffes und andere weniger wichtige Lastzugaben. Ende des 14. Jahrhunderts ist dann der Erwinsche Entwurf mit zwei kleineren Türmen aufgegeben und unbedenklich auf dem längst überlasteten Fundament, zum Unglück auch gerade noch über dem Nordturm mit den dargestellten Fundamentmängeln, der eine 142 m hohe Turmerrichtet. Da also für die Last des inneren Turmpfeilers von etwa 10 000 t eine genügende Stützfläche nicht vorhanden war, hat sie sich zum großen Teil auf die benachbarten Pfeiler verteilt. Drei von diesen sind Turmpfeiler und konnten die Mehrbelastung aufnehmen. Der vierte ist der erste Schiffspfeiler der Nordwand, und dieser ist der Mehrbelastung nicht gewachsen, was durch das verschiedene Verhalten der beiden gegenüberstehenden Mittelschiffspfeiler in der Nord- und Südwand als bewiesen angenommen werden kann. Begonnen haben wird die Zerstörung wohl bald nach der Vollendung des Turmes, aber der Baugrund wird erst nachgegeben haben infolge Faulens der Holzpfähle bei Senkung des Grundwassers und bei allmählicher Zerdrückung des Erdreichs an den Wänden der hohlen Pfahllöcher, die sich tatsächlich mit Lehm gefüllt haben.

Der überlastete innere Turmpfeiler auf der Kreuzung der alten romanischen Fundamente ist soweit gesackt, bis sich das obere Mauerwerk mit der Verstrebung zu den Arkaden gewölbeartig spannte und einen Teil der Turmlast auf den ersten Schiffspfeiler stark exzentrisch übertrug.

Das ist der Gefahrzustand, in dem sich das Straßburger Münster seit Vollendung des Nordturmes bis in unsere Tage befunden hat. Knauth hat ihn geklärt und 1908 dafür zunächst Sorge getragen, daß auch noch eine solide Einrüstung der Bögen, welche auf dem Schiffspfeiler B aufruhten, durchgeführt wurde. Wäre das nicht erfolgt, so hätte ein wirklich eingetretener Erdstoß schon vielleicht eine Katastrophe hervorgerufen. Jedenfalls hatten sich die Risse dabei um 2 cm verlängert.

Der Südturm ist unvollendet geblieben und die richtige Antwort auf die Frage warum, dürfte nach vorstehender Darstellung nicht schwer fallen. Zu keinen Zeiten hat man sich eben bei den dauernden Sorgen um den Nordturm getraut, mit der fehlenden Turmspitze noch den Südturm zu belasten. Die Kunsthistoriker nehmen, ohne sich auf Dokumente stützen zu können, freilich an, daß die Ausführung des Nordturmes dem Wunsch des in die Höhe strebenden Bürgertums genügte, und daß finanzielle Schwierigkeiten die Ausführung des zweiten Turmes verhindert haben.

IV. Planbildung für die Neugründung.

Von den verschiedenen Möglichkeiten zur Verstärkung des Turmpfeilerfundamentes, welche Knauth zur Erwägung gebracht hat, haben die obenerwähnten Gutachter Landsberg und Zimmermann die weitgreifendste empfohlen, nämlich die Herstellung eines gesunden bis zum tragfähigen Kies hinabreichenden Fundamentkörpers von solcher Anordnung, daß er die ihm zukommende Last selbst zu tragen imstande sei. Die Senkung des Turmpfeilers, entstanden durch Nachgeben des Bodens unter ihm, müsse beseitigt und es muß dafür Sorge getragen werden, daß der Turmpfeiler in Zukunft wirklich trägt. Dann erst sei der erste Schiffspfeiler in der Nordwand zu erneuern. Um diese äußerst schwierige Aufgabe durchzuführen, hat die Stadt Straßburg 1910 die vier bekannten Baufirmen Th. u. E. Wagner A.-G.[1]), Ed. Züblin u. Co.[2]), Dyckerhoff u. Widmann A.-G. und Wayß u. Freytag A.-G. zur Be-

[1]) Vermutlich dank dem inzwischen gesunkenen Grundwasser. D. Verf.

[2]) Die hierin liegenden verhängnisvollen Maßnahmen können als eine aus falschen Überlegungen und ungenügenden Erfahrungen entstandene Stümperei angesehen werden. Böser Wille (Mogelei) erscheint ausgeschlossen. Jedenfalls ist diese Maßnahme bei der Turmgründung von baugeschichtlich hoher Bedeutung. D. Verf.

[1]) Verfasser dieses Vorentwurfes war Geh. Rat Prof. Dr. S. Müller, Berlin, von dem der Vorschlag der Druckpressen stammt.

[2]) In dem Züblinschen Vorentwurf war die Abstützung durch Eisenbetonummantelung bereits vorgeschlagen. Hierbei und bei der weiteren Entwurfsbearbeitung ist Dr.-Ing. Wuerst von der Firma Züblin tätig gewesen.

arbeitung von Vorentwürfen aufgefordert und nach deren Prüfung beschlossen, unter Mitwirkung der beiden Straßburger Ingenieure Th. Wagner und Ed. Züblin durch den Münsterbaumeister Knauth die für die Ausführung maßgebenden Entwürfe bearbeiten zu lassen und den Bau in Selbstverwaltung auszuführen. Im Frühling 1915 waren einige wichtige Vorarbeiten und die Entwürfe fertiggestellt und mir war es vergönnt, darin zur örtlichen, praktischen und theoretischen Prüfung des gesamten Bauvorhabens herangezogen zu werden.

Die baulichen Vorarbeiten der Jahre 1910 bis 1914 bestanden in folgenden einwandfrei durchgeführten, z. T. bereits erwähnten Maßnahmen: Um den Schaft des beschädigten ersten Mittelschiffpfeilers waren bereits früher Eisenringe gespannt, wodurch dem weiteren Auseinanderspalten entgegengewirkt werden sollte. Tatsächlich hat sich hierdurch die Rissebildung erheblich verlangsamt. Kräftige Holzunterbauten von ganz ungewöhnlichen Abmessungen waren ferner unter alle Bogen, welche vom gesunkenen Turmpfeiler und beschädigten Schiffspfeiler ausgehen, gestellt. Die Stützen standen auf Schraubenböcken und Keilen, um beim Schwinden des Holzes durch Nachstellen eine feste Anpressung gegen die Bogen zu sichern. Dadurch ist eine vorläufige Entlastung der gefährdeten Pfeiler herbeigeführt. Sodann wurden die beschädigten Grundmauern bis zur Sohle freigelegt und die berüchtigte schwarze Bodenschicht zwischen altem und jüngerem Fundamentmauerwerk durch Stampfbeton ersetzt und die Risse und Hohlräume sowie die eingetriebenen Bohrlöcher im Fundament mit dünnem Zementmörtel unter 6 bis 8 at Druck ausgefüllt. Dadurch waren die inneren Schäden des alten Mauerwerks und die hieraus drohenden Gefahren beseitigt. Weiter wurde zur Sicherung gegen Ausweichen des Bodens unter den Nachbarfundamenten bei späterer Tieferführung der neuen Grundmauern eine die ganze Baugrube umschließende, mit dem alten Fundamentkreuz in Verbindung gebrachte Wand aus 42 cm starken Eisenbetonpfählen hergestellt, welche 3 m unter die neue Fundamentsohle reichen und durch Ringträger am Kopf und auf einer Zwischenhöhe unter sich und mit den Mauern verbunden sind (Abb. 3, 4, 10 u. 11). Die freiliegende Kiesschicht wurde mit Hilfe von Preßlufthämmern bearbeitet, und ihre Löcher und Hohlräume wurden mit Zementmilch unter 6 bis 8 at Druck ausgepreßt, um eine Versteinerung des Kiesbodens und untere Versteifung der Baugrubenwand zu erreichen. Der Versuch, den Untergrund des alten Fundamentes mit den Pfahllöchern in gleicher Weise zu versteinern, ist jedoch wegen seiner lehmigen, holzmodrigen, zerfallenen Beschaffenheit nicht gelungen. Endlich waren zwecks genauester Beobachtung der Höhenbewegungen bis auf $^1/_{100}$ mm während der Ausführungsarbeit in drei verschiedenen Höhen Einrichtungen nach Art der Seismographen angebracht, die oberste in Höhe des Pfeilerschwerpunktes, die mittlere etwa in Höhe der Kapitäle der Mittelwand, die untere unmittelbar über der Abfangvorrichtung.

Zur dauernden Beseitigung der Schäden sollte man das neue Fundament bis auf den Kies in derartigen Abmessungen heranführen, daß weitere Setzungen nie wieder eintreten können. (Fortsetzung folgt.)

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 302.)

3. Einige schlechte Erfahrungen.

Neben den im vorangehenden Abschnitt erwähnten Beobachtungen möge über einige schlechte Erfahrungen bei ausgeführten Eisenbetontalsperren berichtet werden, die nicht etwa gegen die Bauweise sprechen, sondern weil man wertvolle Folgerungen daraus ziehen kann.

Das Beispiel in Abb. 10d und e (Grundriß, Ansicht und verschiedene Schnitte einer Eisenbetontalsperre) zeigt Rissebildungen in den Pfeilern, die sofort auf Hauptzugspannungen hinweisen (Abb. 11e).

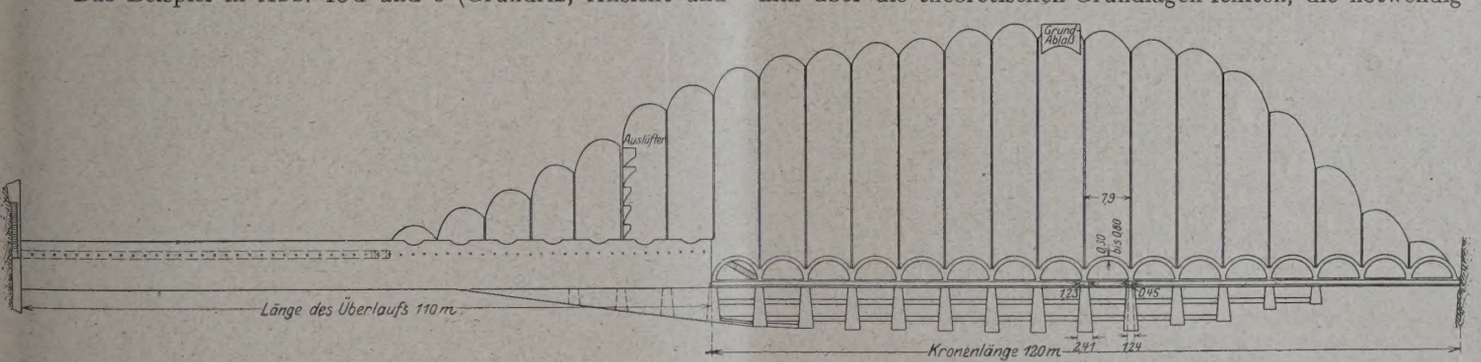


Abb. 10 d. Grundriß einer Eisenbetontalsperre.

Die Sperre ist 39 m hoch; der Abstand der Pfeilerachsen beträgt 7,3 m. Die Gewölbestärke wechselt von 75,5 cm an der Basis bis zu 30 cm an der Krone. Die Gesamtlänge der Gewölbereihensperre ist ohne den anschließenden Teil des Überlaufs 175 m. Die wenigen Versteifungsbalken sind meist nach der Luftseite verlegt, und starke Endversteifungsstreben sind vorgesehen.

Die Wirkung der Hauptzugspannungen in den Pfeilern, auf die besonders Kammüller hingewiesen hat, macht sich in Schrägrissen bemerkbar. Da keine Eisenbewehrungen vorgesehen waren, sind die Risse stark sichtbar. Das Fehlen jeglicher Eisen ist, wie mir berichtet wurde, darauf zurückzuführen, daß der entwerfende Ingenieur, der sich um die Einführung der aufgelösten Eisenbetontalsperren große Verdienste erworben hatte, wohl gutes konstruktives Gefühl hatte, daß ihm aber die theoretischen Grundlagen fehlten, die notwendig sind, um die Notwendigkeit der schrägen Bewehrung in den Pfeilern zu erkennen.

Handelt es sich bei diesem Beispiel um einen Konstruktionsfehler, so ist in dem folgenden Falle mangelhafte Ausführung die Ursache von unerfreulichen Erfahrungen.

Die in der Zusammenstellung auf S. 282 erwähnte Gem Lake-Sperre wurde vor 9 Jahren in 2700 m ü. M. erbaut. Der Gründungsverhältnisse und Kosten wegen wurde diese als aufgelöste Eisenbetontalsperre ausgeführt. Sie besteht aus 16 Bogenöffnungen von 12 m Spannweite. Die Kronenlänge beträgt 200 m, die Maximalhöhe 25 m, bis zur Gründungssohle 34 m. Die Stärke der unter 50° geneigten Gewölbe ist 120—130 cm. Die

zulässigen Spannungen hielten sich beträchtlich unter denen ähnlicher Sperren.

Die Gewölbe waren mit einem Spritzbewurf 1:2 in einer Stärke von 6—9 mm verkleidet. Die ersten 2 Jahre nach der Füllung zeigten sich geringe Sickerwassermengen an der Luftseite der Gewölbe, die von Jahr zu Jahr zunahmen. Im dritten

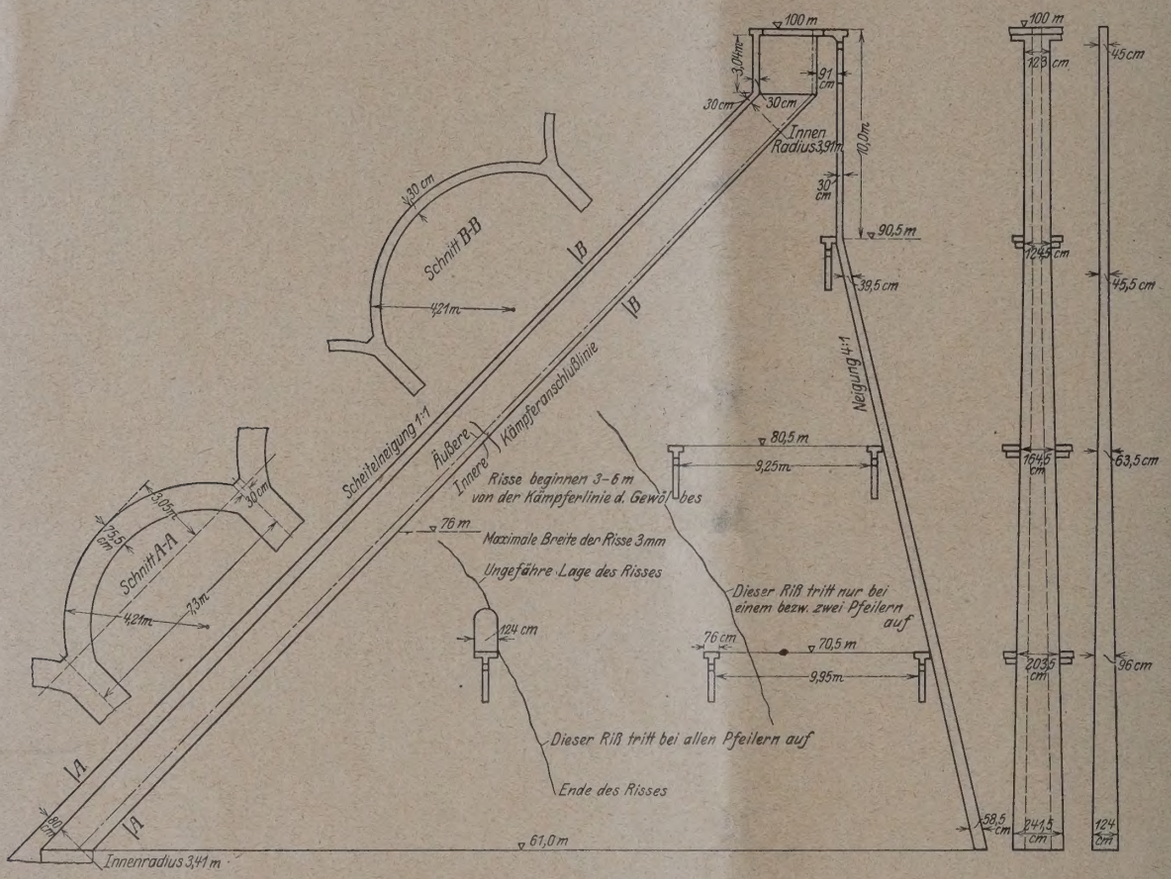


Abb. 10 e. Rißbildungen in den Pfeilern einer Eisenbetontalsperre.

und vierten Winter wurden Zerstörungserscheinungen durch Frost festgestellt. Bei der Prüfung im nächsten Winter wurde infolge verstärkter Beschädigung eine Prüfung des Bauwerks vorgenommen. Es wurden nicht nur in Höhe des Wasserspiegels Frostschäden bemerkt, sondern bei den Löchern, die in die Eisdecke, die damals 75—100 cm stark war, eingeschlagen wurden, zeigte sich, daß die wasserseitige Fläche der Sperre mit einer dünnen Eisschicht bis auf 3 m unter Wasserspiegel bedeckt war. Der Hauptgrund des Angriffes des Eises wird der Tatsache zugeschrieben, daß die Temperaturen in der dünnen Betonschale niedrig genug waren, um Eisbildungen an der Wasserseite zu verursachen, so daß in jeder Winterperiode dadurch eine neue Schicht zerstört wurde.

Auf Grund dieser Feststellung wurde der erste Versuch einer Ausbesserung an der Wasserseite gemacht. Die ganze Oberfläche wurde sorgfältig untersucht, und wo immer Risse sich zeigten, wurde mittels Preßluftmeißel der beschädigte Beton entfernt. Dies war ziemlich kostspielig, da der Beton in einer Tiefe von 20 cm über beträchtliche Flächen entfernt werden mußte. Die entfernten Stellen wurden durch frischen Beton ersetzt, für dessen Verbindung mit dem alten Beton entsprechende Vorkehrungen getroffen wurden. Darauf war die Sperre für kurze Zeit wasserdicht. Aber neue Fröste verursachten neue Zerstörungen.

Bei dem tiefen Wasserstand des Winters 1924 zeigte eine Prüfung des Bauwerks, daß für ungefähr 10 m unterhalb der Krone der Beton sich noch in ausgezeichnetem Zustand befand; ebenso in einem Abschnitt am Fuße des Gewölbes. Die Zone zwischen diesen beiden Abschnitten war nicht allein an der Oberfläche zerstört, sondern es hat auch die Festigkeit des Materials im Gewölbe selbst gelitten.

Der Grund, warum die Zerstörung auf die mittlere Zone beschränkt ist, wird der Tatsache zugeschrieben, daß zur Zeit der niedrigsten Temperaturen der Wasserspiegel auf 10 m oder mehr unter der Krone gefallen war und gleichzeitig Schneemassen die Wasserseite des Gewölbes bedeckten. Die obere beschädigte Zone entspricht dem Winterwasserspiegel.

Untersuchungen an 2 Proben in den oberen 10 m des Bauwerks ergaben eine Druckfestigkeit von 130—150 kg/cm². Der Beton im Mischungsverhältnis 1:2:4 bestand aus Schotter in 3 Korngrößen abgestuft. Seesand wurde mit Gesteinssand gemischt im Verhältnis 1:3.

Die wiederholten Ausbesserungen, die in der Weise erfolgt waren, daß die Risse und einzelnen Fugen mit Spritzbeton ausgegossen wurden und die ganze Oberfläche nachher verputzt wurde, hatten keinen dauernden Erfolg. Deshalb entschloß man sich im letzten Jahr zu dem drastischen Mittel, die aufgelöste Sperre durch eine Schwergewichtsmauer zu ersetzen. Diese wurde hinter den Gewölben bis 10 m unterhalb der Krone des Bauwerks gegossen. Der neue Querschnitt war stärker als der Querschnitt, den man von vornherein entworfen hätte, und genügte auch für den zusätzlichen Wasserdruck der darüber liegenden 10 m hohen Wassersäule. Für diesen Teil hatten die Pfeiler die Aufgabe, die durch den Wasserdruck entstehenden Kräfte aufzunehmen.

Neben dieser Verstärkung wurden Entwässerungsvorrichtungen an der Wasserseite der Schwergewichtsmauer angebracht in Gestalt von gegossenen porösen Blöcken mit 30 cm² Querschnittsfläche. Ähnliche Vorkehrungen wurden längs der Kämpferlinie der Gewölbe angelegt. Diese führten zu Entwässerungsröhren, die unter dem Schwergewichtsdamm lagen.

Wie nicht anders zu erwarten war, gab diese nicht erfreuliche Erfahrung Gelegenheit zu lebhaften Aussprachen in den Zeitschriften. Selbstverständlich wurde vielfach die Bauweise als Ursache der Zerstörungen angesehen. Man bedachte dabei nicht, daß das gleiche auch bei einer schlecht ausgeführten Schwergewichts- oder Bogenmauer hätte vorkommen können. Die eigentliche Ursache scheint nach verschiedenen Feststellungen einerseits in dem mangelhaft ausgeführten Gußbeton zu liegen, andererseits auch in der Verwendung von sehr viel staubfeinem Sand. Dadurch wurde eine sehr große Porosität des Betons herbeigeführt. Die weitere Folge war eine große Wasserdurchlässigkeit, die wegen der verhältnismäßig schwachen Konstruktionsteile sich in verstärktem Maße bemerkbar machen mußte. Hierzu kam noch die Frostwirkung, die vollends zu den geschilderten Zerstörungen führen mußte.

Ende Juni 1925 hatte der Verfasser Gelegenheit, ein Beispiel der Zerstörung einer Eisenbetontalsperre in der Nähe

von Salt Lake City kennenzulernen. In Abb. 11a sind in den Bögen weit sichtbare Rillen zu bemerken. Diese sind auf Auswaschungen des sehr mangelhaft ausgeführten Gußbetons zurückzuführen. Der Beton war so schlecht, daß man mit der Hand einzelne Stücke am Bogen herausbrechen konnte. An andern Stellen war die Betondeckschicht abgeblättert, und die 5 mm starken Drähte des Drahtgeflechtes waren vollkommen durchgerostet. Ähnlich wie bei einem andern Falle bildeten sich Risse in den Pfeilern und setzten sich unten im Bogen fort. Diese Risse wurden von amerikanischen Fachleuten z. T. auf Temperatur, z. T. auf Schwindeinwirkungen zurückgeführt. Als ein anderer Mangel wurde festgestellt, daß die Pfeiler nicht für sich vollständig hergestellt waren, bevor die Gewölbe in Angriff genommen wurden, sondern daß beide gleichzeitig schichtenweise hochgeführt wurden. Im allgemeinen wird bevorzugt, daß man die Pfeiler zuerst herstellt und ihnen Gelegenheit zu Setzungen gibt, bevor die Gewölbe in Angriff genommen werden. Festzustellen ist, daß die Zerstörung im Frühjahr 1925 so weit vorgeschritten war, daß an Maßnahmen gedacht werden mußte.

Abb. 11a. Zerstörungen an einer Eisenbetontalsperre.

Gleichzeitig mit den Wiederherstellungsarbeiten wurde die der Wasserversorgung dienende Eisenbetontalsperre verstärkt und vergrößert, um den wachsenden Bedürfnissen gerecht zu werden. Die Verstärkungsarbeiten wurden nach den Vorschlägen des früher genannten Ingenieurs Noetzli in folgender Weise ausgeführt, wie dies in den Abb. 11c bis e ersichtlich ist.

Die Länge der verstärkten Sperre beträgt 170 m mit 10,7 m breiten Öffnungen. Die Erhöhung um 12 m steigert die Gesamthöhe der Sperre auf 36 m.

Bevor an die neuen Arbeiten geschritten wurde, hat man den schlechten Beton aus den Gewölben entfernt und ihn durch Spritzbeton ersetzt. Ferner wurden in den Gewölben bei den Verstärkungen Eiseneinlagen vorgesehen, ebenso wie in den Pfeilern. (Siehe Abb. 11d.)

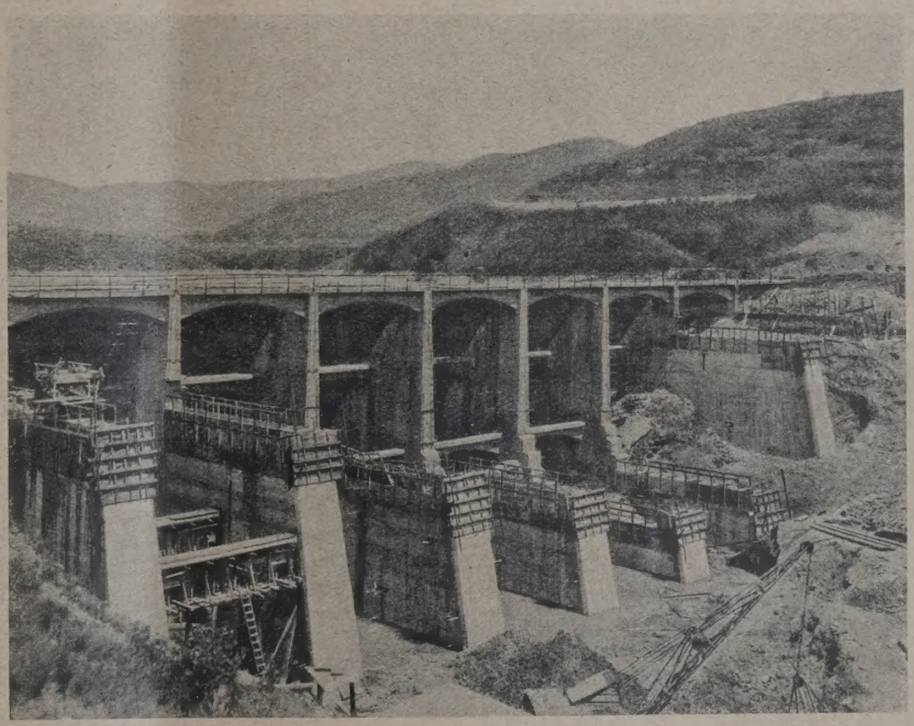


Abb. 11b. Verstärkung und Vergrößerung.

Mit der Erhöhung sollte infolge der konstruktiven Durchbildung des ganzen Bauwerks, die bei dem ersten recht mangelhaft war, die Sicherheit des z. T. aus minderwertigem Material bestehenden Bauwerks erhöht werden. Die Pfeiler wurden durch eine Anzahl von bewehrten Versteifungsbalken, die als Eisenbetonrippenbalken ausgebildet sind, sowie durch bewehrte Versteifungsstreben am luftseitigen Pfeilerrand gesichert. Hierzu kam noch die aus der Abbildung ersichtliche kräftige Bewehrung der Pfeiler. Dadurch wurde bei einem Hauptbestandteil des Bauwerks den wirklichen Verhältnissen besser Rechnung getragen. Ein etwaiger Einbruch in einem Ge-

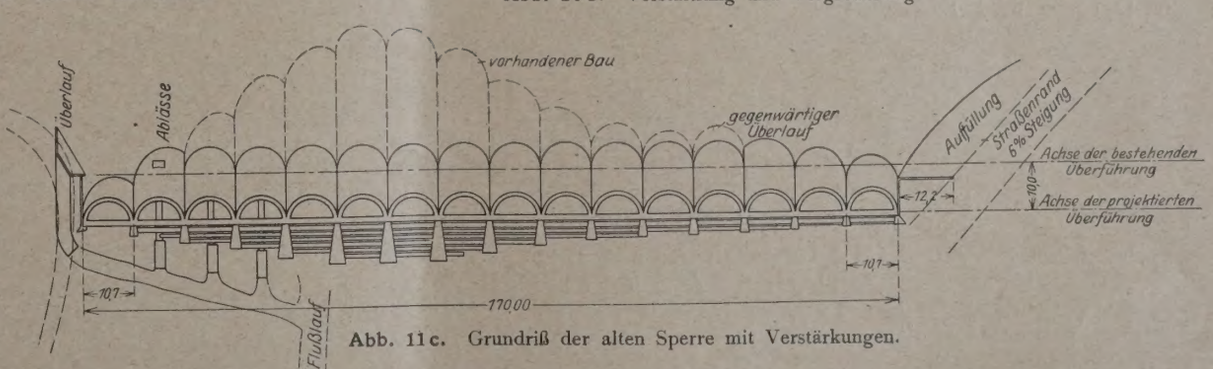


Abb. 11c. Grundriß der alten Sperre mit Verstärkungen.

wölbe hätte somit auch nicht den Bestand des ganzen Bauwerks in Frage gestellt. Der kräftig ausgebildete Ansatz der neuen Gewölbe, wie er in der Zeichnung dargestellt ist, wirkt gleichfalls versteifend. Ferner wurde dafür gesorgt, daß die Eisenbewehrung an den Ansatzstellen entsprechend gesichert wurde. Bei den Gewölben geschah dies durch besondere Verankerungseisen in der Richtung der Gewölbeachse sowie durch besondere Eisen an dem Übergang des alten zu den neuen Gewölben.

An den inneren Kämpferrändern wurde an den Pfeilern auf eine große Länge das minderwertige Material entfernt

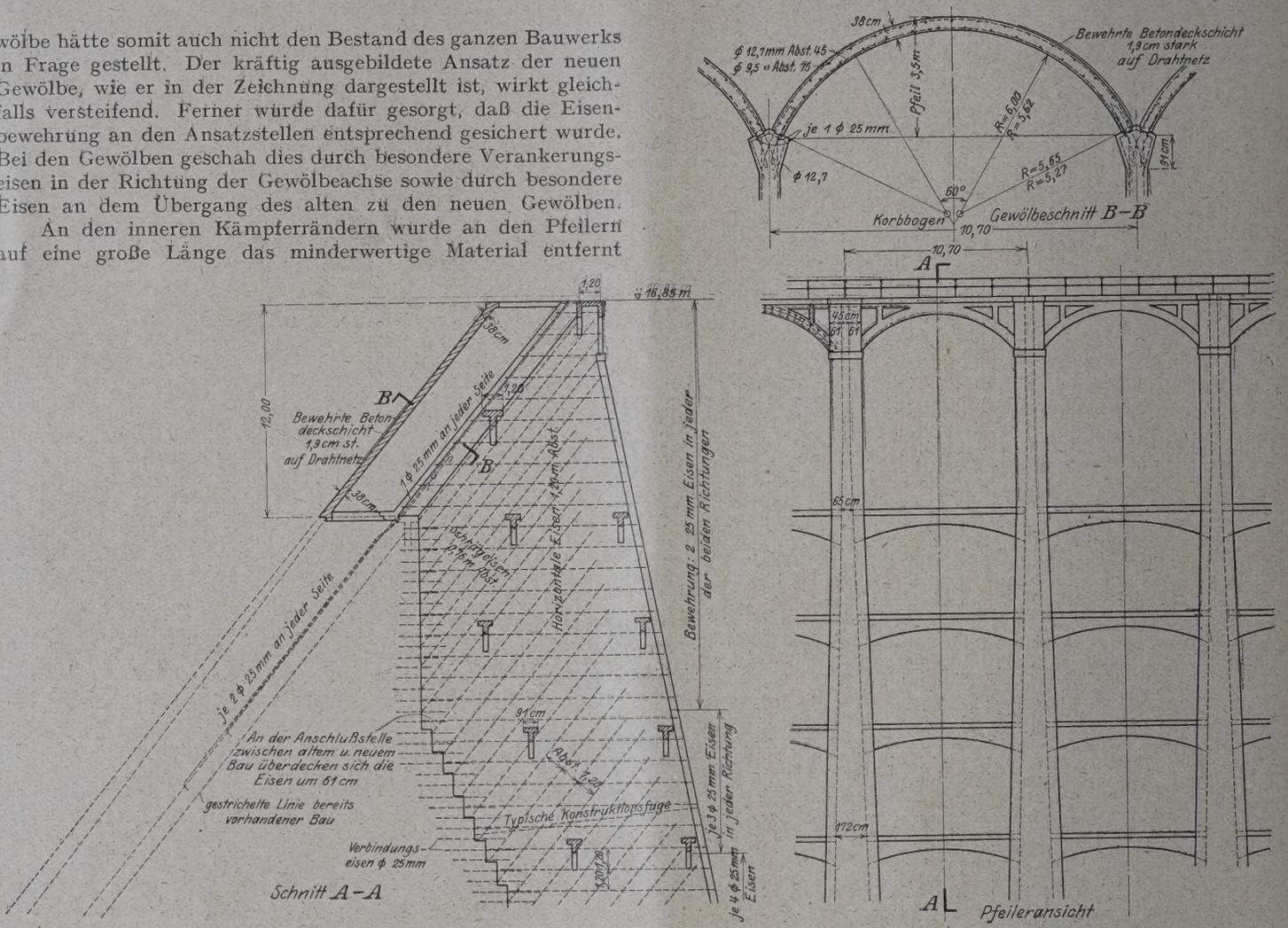


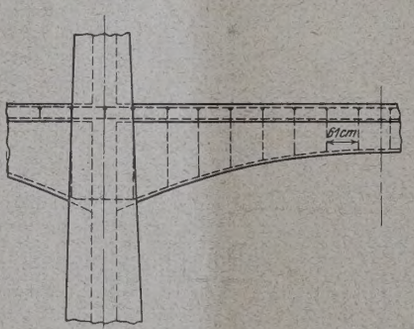
Abb. 11 d. Verstärkungen einer Eisenbetontalsperre.

und durch neues ersetzt. Es wurde durch besondere Eiseneinlagen mechanisch an das ältere Bauwerk verankert. (Weitere Einzelheiten der Verstärkung sind aus Abb. 11e zu ersehen.)

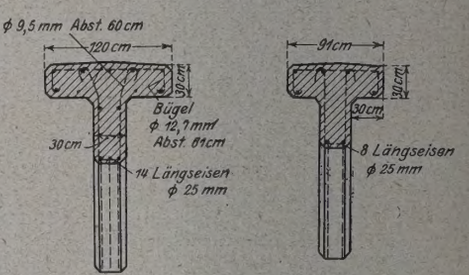
Hier sind einwandfrei als Ursachen der Zerstörungen sowohl das sehr schlechte Material als auch verschiedene konstruktive Mängel festgestellt worden. Immerhin ist es beachtenswert, daß das Bauwerk in diesem Zustand 8 Jahre Bestand hatte und den Zwecken dienen konnte, für die es gebaut war. Ein Beweis dafür, daß man selbst bei schlechten Konstruktionen mit einwandfreiem Material, wenn auch nicht für die Dauer, Sicherheiten schaffen kann.

4. Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser.

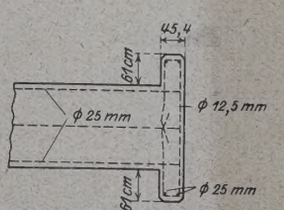
An verschiedenen Bauwerken, die im Seewasser aus Beton oder Eisenbeton erstellt wurden, sind wiederholt Angriffe oder Zerstörungen festgestellt worden, die Anlaß gaben zu Untersuchungen an größeren Proben und an ausgeführten Bauwerken. Im allgemeinen hat man wie bei uns schlechte Erfahrungen dort gemacht, wo die Oberfläche des Betons porös und nicht glatt war. Der Widerstand ist dann gegen den Angriff der mechanischen (Wellen-) Kräfte ebenso gering wie gegen chemische Angriffe. Schlimmer werden die Zerstörungen, wenn es sich um Eisenbetonbauteile mit porösem Beton und nicht genügender Überdeckung der Eiseneinlagen handelt. Bekanntlich wendet man bei uns Traßzusätze an, um dichten Beton mit glatten Oberflächen zu erhalten. Die Erfahrung scheint bisher eine



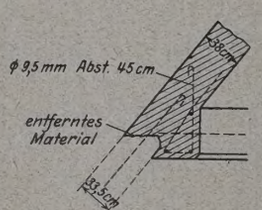
Versteifungsträger.



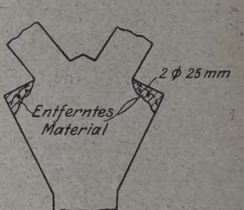
Versteifungsträger an der Kämpferlinie der Bögen.



Verstärkung des Pfeilers an der Luftrute.



Anschlußstelle im Bogen.



Anschluß der neuen Bögen.

Abb. 11e. Einzelheiten von den Verstärkungsmaßnahmen.

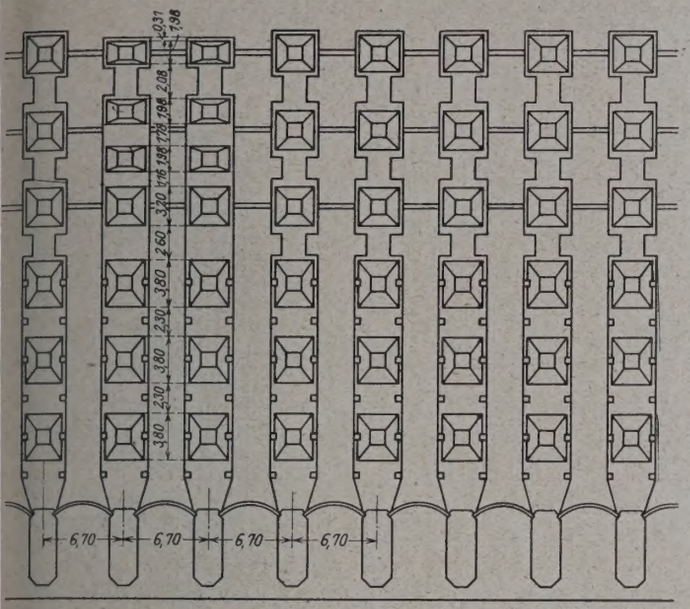


Abb. 12a. Fundamentplan.

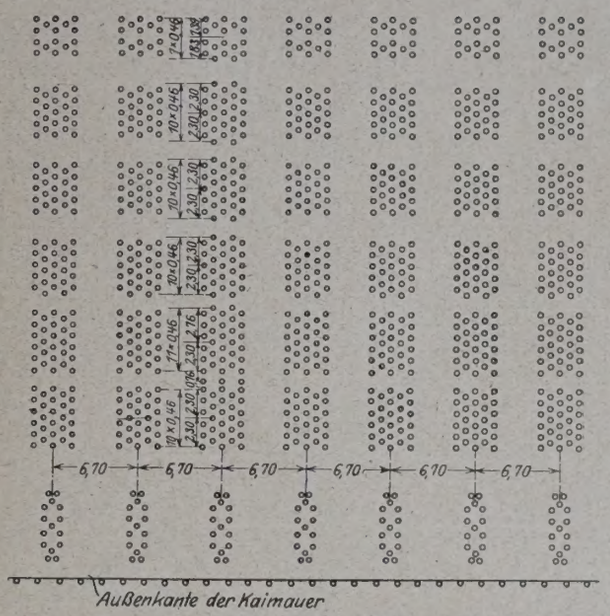


Abb. 12b. Pfahlausteilung.

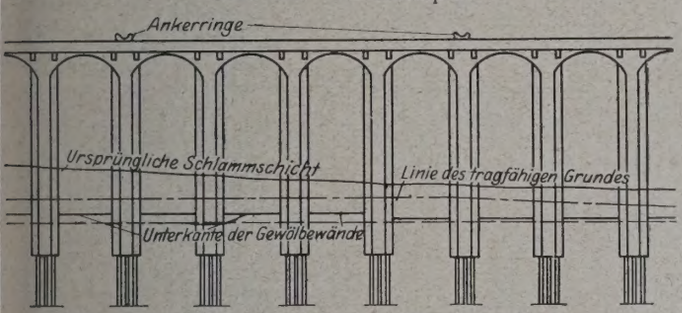


Abb. 12c. Ansicht.

Bestätigung dieser Annahme gebracht zu haben. Von ähnlichen hydraulischen Zusätzen habe ich bei amerikanischen Seebauten nichts gehört. Man hat sich vielmehr auf verschiedene Weise bemüht, den bekannt gewordenen Angriffen durch Seewasser entgegenzuwirken.

In San Francisco hatte ich Gelegenheit, mit dem Hafenbaudirektor White einige Bauwerke zu besuchen und von ihm auf Grund seiner 20jährigen Erfahrungen und Beobachtungen zu hören, welche Vorkehrungen er gegen die Angriffe im Seewasser trifft.

White hat Zerstörungen infolge des Bohrwurmes bei unbehandeltem Holz schon nach einem Jahre festgestellt. Die Lebensdauer von gut getränktem Holz schätzt er auf 12 Jahre. In der Tat kann man im Hafen von San Francisco sehr rasch zerstörte Holzpfähle sehen. Gut hergestellte Eisenbetonpfähle im Alter von 8 Jahren haben an der gleichen Stelle keinerlei Angriffe gezeigt.

Bei zwei Bauwerken, von denen das eine im Betrieb, das andere in Herstellung begriffen, wurden Konstruktionsmethoden angewandt, über die ich kurz berichten möchte.

Bei dem Bau eines Speichergebäudes mit Grundrissen und Schnitten nach Abb. 12a—e wurde eine Gründung gewählt, die die Verhütung von Angriffen durch Seewasser nach den bisherigen Erfahrungen in folgender Weise erstrebt.

Das Gebäude bedeckt eine Fläche von etwa 250 m Länge und 30 m Breite. Es ist 6 Stockwerke hoch, und die Decken sind als trägerlose Pilzdecken ausgeführt.

(Fortsetzung folgt.)

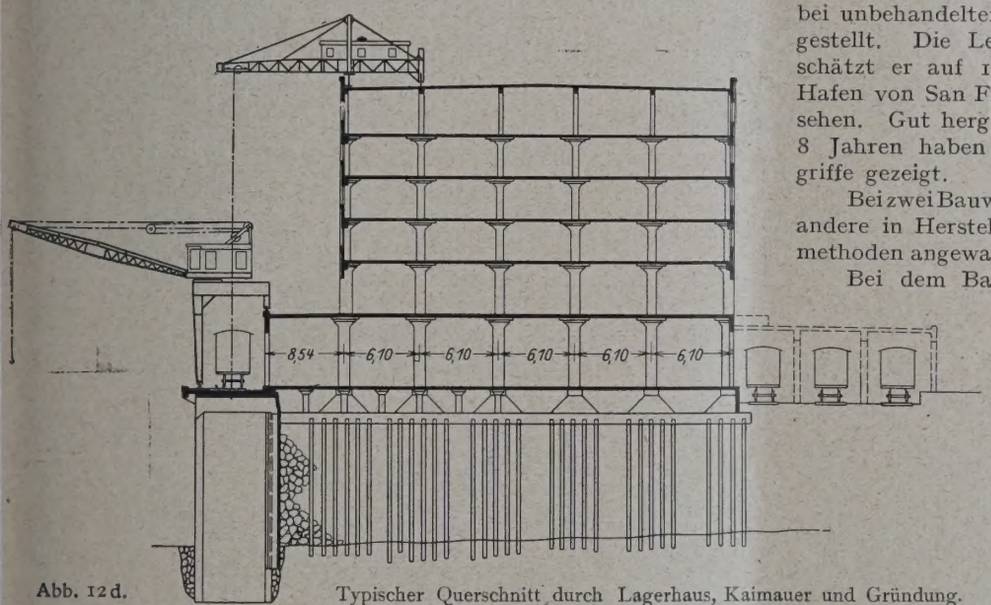


Abb. 12d. Typischer Querschnitt durch Lagerhaus, Kaimauer und Gründung.

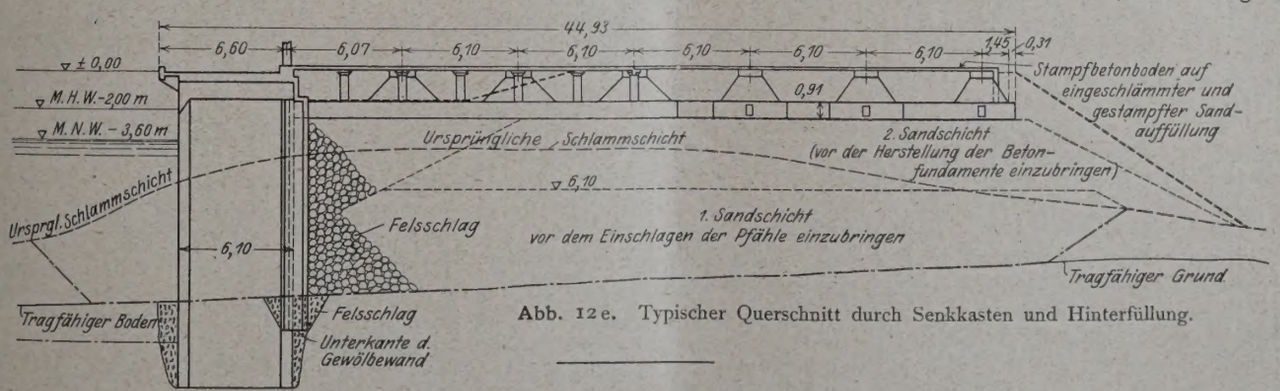


Abb. 12e. Typischer Querschnitt durch Senkkasten und Hinterfüllung.

DIE ENTWICKLUNG DES BOGENBRÜCKENBAUES FÜR GRÖSSERE SPANNWEITEN UND DIE TRAUNFALLBRÜCKE BEI GMUNDEN.

Dr. Fritz Emperger, Dr. techn. e. h., Wien.

Schluß von Seite 297.

Der Krieg hat die Entwicklung der Bogenbrücken zurückgehalten, welche nunmehr mit aller Macht einsetzt, wenn sie auch innerhalb unserer niedergebrochenen Wirtschaft in Zentraleuropa noch nicht zur Geltung kommt. Gekennzeichnet ist diese Entwicklung durch eine Reihe von großen Bogenbauten in Nordamerika, mit der größten Spannweite von 123 m in Minneapolis über den Mississippi, und die Fortentwicklung der bereits gekennzeichneten Bestrebungen in Frankreich, welches bisher als größtes Bauwerk einen Bogen von 132 m in St. Pierre du Vauvray (Abb. 13) zu verzeichnen hat. In welchem Maße durch diese Spannweite die größte Leistungsfähigkeit des vollen Betonquerschnittes erreicht ist, soll uns ein älteres Projekt des Prof. Linton für die Arstabrücke bei Stockholm vor Augen führen (Abb. 8), welches am Scheitel die in Abb. 9a dargestellten Abmessungen von 5 m Höhe und 2 m Breite zeigt. Die Betonierung derartiger Querschnitte auf einem unverschiebbaren Gerüst kann mit Recht bereits als kaum durchführbar bezeichnet werden. Wir sehen dort in Abb. 9b den Ersatz dieses massiven Querschnittes durch einen solchen aus umschnürtem Gußeisen dargestellt, welcher 1,50 m breit und 2,5 m hoch ist, also nur einen dritten Teil des Eigengewichtes hat. Dieser Unterschied kommt, nachdem er sich in der Brückenmitte zur Geltung bringt, sehr maßgebend in Betracht. Wir sehen an dem Beispiel, wie durch Zusammenfassung der Tragkraft in einem umschnürten Kern das wesentliche Hindernis der Entwicklung des Bogenbrückenbaues, das zu große Eigengewicht, beseitigt werden kann.

Abb. 8.

Abb. 9a. Älteres Projekt von Professor Linton in Eisenbeton.

Abb. 9b. Projekt in umschnürtem Gußeisen.

Wir wollen hier noch eines weiteren Mittels Erwähnung tun, um das Eigengewicht des Bogens zu vermindern. Eine dieser Lösungen rührt von Herrn Ing. Henry Lossier her; Abb. 10 stellt das größte Bauwerk dieser Art in Aubigny-au-Bac dar, einen Bogen von 42 m theoretischer Spannweite. Wie ersichtlich, ist in diesem Falle der Bogen in ein Gitterwerk aufgelöst und macht einen ungemein leichten Eindruck, welcher die Anwendung von gewöhnlichem Eisenbeton ermöglicht.

Eine zweite von mir in Gemeinschaft mit Henry Lossier entworfene Lösung beruht ebenfalls in dem Ersatz des vollen Querschnittes durch eine Reihe zu einer gemeinsamen Wirkung vereinigter Teilquerschnitte, nur sind in diesem Fall die Teilquerschnitte nicht aus Eisenbeton, sondern aus umschnürtem Gußeisen oder Stahl gedacht unter gleichzeitigem Gebrauch von Schmelzzement [1]). Die Abb. 11 stellt den Druckgurt der Firth of Forth-Brücke dar, wobei sich die Ausführung in Stahl neben einer gleichwertigen in umschnürtem Gußeisen dargestellt vorfindet, um zu zeigen, daß selbst die größten bisher in Eisen ausgeführten Druckglieder und die damit geschaffenen Spannweiten mit Hilfe dieser Bauweise erreicht werden können.

Dieselbe Idee der durchbrochenen Ausbildung des Bogenquerschnittes hat Herr Ing. Freyssinet bei dem Entwurf der Bogenbrücke bei St. Pierre von 131 m Spannweite (Abb. 12) benützt und neuerdings bei der Brücke über den Elorn bei Brest (Abb. 13), welche sich derzeit im Bau befindet. Dieselbe zeigt drei nahezu gleiche Spannweiten, von denen die eine 180 m im Lichten hat und somit die größte Ausführung dieser

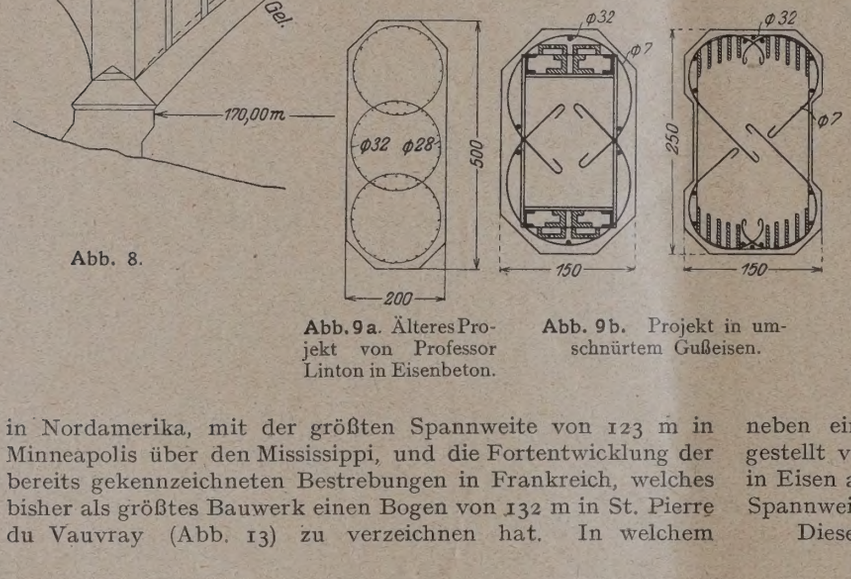


Abb. 10. Bogen in Aubigny au Bac von Lossier.

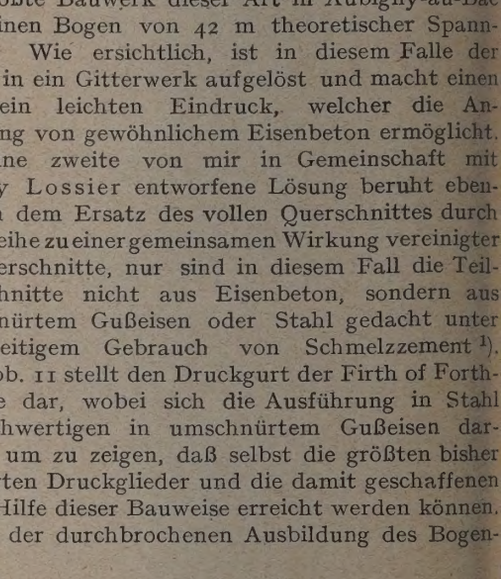
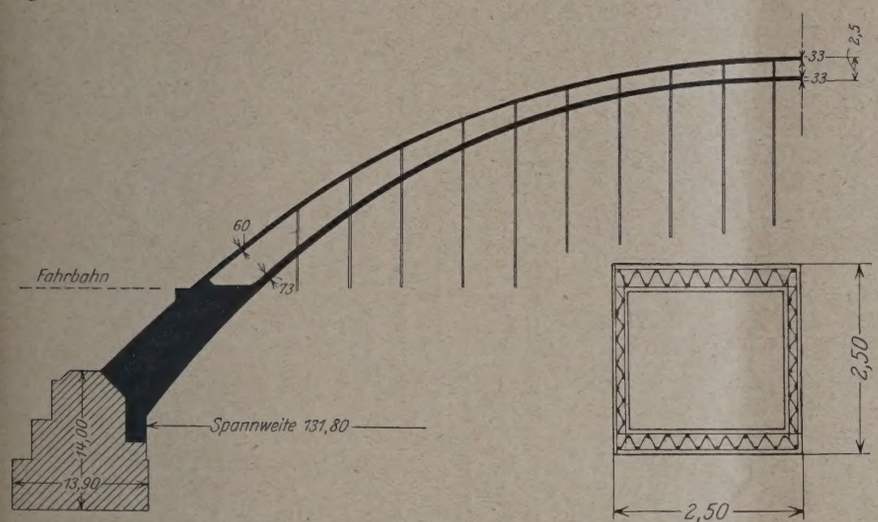


Abb. 11. Firth of Forth-Brücke, ausgeführt in stahlumschnürtem Gußeisen.

[1]) Genie Civil 1922, Nr. 4, S. 79.

Art des Massivbaues darstellt[2]). Der Scheitelquerschnitt zeigt bei 9,50 Breite und 5 m Höhe riesige Durchbrechungen für die beiden Fahrbahnen und die Eisenbahn, so zwar, daß das Gewicht des Tragwerkes wesentlich herabgesetzt wird. Auch bei diesem Wettbewerb erwies sich der Eisenbeton dem Eisenbau in den ersten Kosten überlegen.

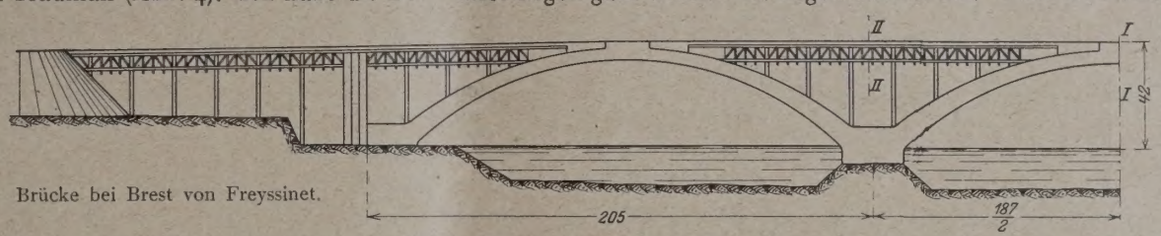
Bei meinen Projekten von größeren Spannweiten habe ich wegen der Wirtschaftlichkeit stets den Umstand berücksichtigt,



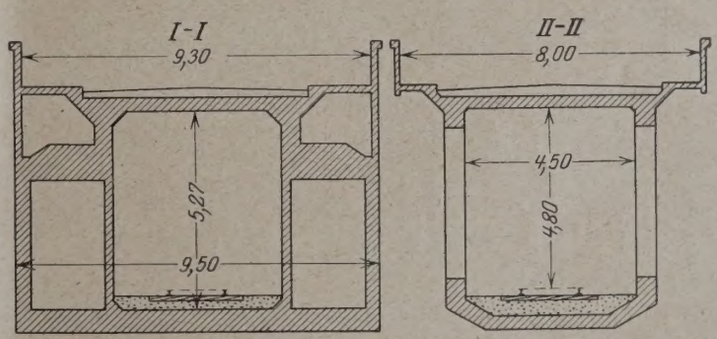
Bogen in St. Pierre von Freyssinet. Scheitelquerschnitt.

Abb. 12.

daß die Ausführung so riesiger Gerüste zu kostspielig und selbst unmöglich werden muß, wenn das Gerüst in der leichten Weise ausgeführt wird wie beim Traunfall (Abb. 4). Ich habe die Bewehrungen daher entweder ganz oder teilweise aus Stahl entworfen, wie sich dies bereits in der Abb. 9 angedeutet vorfindet, und die Stahlbewehrung so ausgebildet, daß sie selbsttragend das Gerüst ersetzen kann, wobei die Schalung aufgehängt und die sich ergebende Vorspannung ausgenützt wird. Um für diese Lösung ein Beispiel anzuführen, sei (Abb. 14a—c) der Entwurf einer Bogenbrücke über die Donau bei Grein angeführt. Bei derselben besteht das tragende Gerüst aus je zwei Zwillingsträgern aus Stahl, welches durch Armierung mit Gußeisen entsprechend verstärkt gedacht ist. Der Querschnitt wird (Abb. 14b) durch eine Umschnürung nach meinem System eingeschlossen und die Möglichkeit geschaffen, die Betonierung lagenweise herzustellen, so zwar, daß es nicht nötig ist, den ganzen Bogen auf einmal einzubetonieren, sondern aus einer Reihe aufeinander gelegter Gewölbslagen zusammenzusetzen. Die Herstellung ohne ein eigentliches Gerüst geschieht wie in Abb. 14c. Einzelheiten dieses Vorschlages werde ich erst dann beschreiben, bis sich mir zu einer Ausführung die Gelegenheit ergibt.



Brücke bei Brest von Freyssinet.



Scheitelquerschnitt. Querschnitt des Trägers über dem Kämpfer.

Abb. 13.

Der Beton-Eisenbau, welcher sich hier dargelegt findet, wurzelt in den Vorschlägen des Prof. Melan, Prag, aus den Anfängen des Eisenbetons. Meine ersten Ausführungen mit diesem System habe ich 1893/94 bei der Edenparkbrücke in Cincinnati (O.) mit 21 m oder in Stockbridge (Mass.) mit 30 m lichter Weite gemacht. Dasselbe ist durch die Verwendung von bogenförmig geformten I-Trägern gekennzeichnet, welche ausbetoniert einen vollen Bogenquerschnitt geben. Die hier gemachten Vorschläge haben bereits damals ihren Anfang genommen, wo ich in Nordamerika eine Reihe von Bogenbrücken nach eigenem System hergestellt habe, bei welchen die untere und obere Laibung des Bogens mit Winkeleisen armiert war, welche dementsprechend verschieden gebogen waren und nur eine leichte Querverbindung aufgewiesen haben. (Newell Avenue-Brücke im Botanischen Garten in New York.) Der weitere Schritt geschah nun anstatt in Bogen mit voller Breite in der Ausbildung dieser Bewehrungen mit selbsttragenden Formen innerhalb von Bogenrippen, eingeschlossen in einer die Ausnützung der Druckfestigkeit gewährleistenden Umschnürung. Die gleichlaufende Entwicklung im Säulenbau ist mit Rücksicht auf dieselbe Aufgabe etwas Selbstverständliches. Während aber die umschnürte Gußeisensäule in Österreich und in seinen heutigen Nachfolgestaaten eine große Verbreitung gefunden hat, so ist die Traunfallbrücke die erste größere Anwendung dieser Art in Österreich, weil der Brückenbau, von der amtlichen Entscheidung abhängig, dem technischen Fortschritt hierzulande verschlossen blieb. In Deutschland liegen die Verhältnisse umgekehrt; dort ist die Baupolizei auf dem Gebiete des Hochbaues eine ungemein scharfe, und dort ergab sich dieselbe Folgeerscheinung, daß so gut wie gar keine Anwendung der umschnürten Säule im Hochbau vorhanden ist, während eine für den technischen Fortschritt besser geeignete Organisation des Brückenbaues daselbst eine große Zahl von Anwendungen des Prinzips im Brückenbau seit 1913 ermöglicht hat. Es ist dies recht kennzeichnend. Wie aus den unten gegebenen Darlegungen bei der Säule hervorgeht, tritt die Wirtschaftlichkeit der umschnürten Gußeisensäule erst bei Überschreitung von etwa 150 t zulässiger Last ein und ist ihre Anwendung bei leichteren Lasten aus anderen Gründen erfolgt. Die Verhältnisse liegen ganz ähnlich im Bogenbrückenbau. Dort wird eine Bewehrung mittels eines umschnürten Kernes erst bei größeren Spannweiten, und bei den dabei zu bewältigenden großen Kräften in Frage kommen und demnach die wichtigste Voraussetzung der technischen Entwicklung, der Beginn im Kleinen und das Fortschreiten zu immer größeren Spannweiten unmöglich gemacht. Für kleinere Spannweiten langt der Gebrauch des gewöhnlichen Eisenbetons vollständig aus und ist auch für mittlere Spannweiten kein zwingender Grund vorhanden, eine Verminderung des Eigengewichtes vorzunehmen, wenn man nicht die Architektur berücksichtigen will. Erst bei den erwähnten größeren Spannweiten entsteht ein Zwang dazu, und zwar je früher, je verläßlicher man die Sicherheit des Bauwerkes berücksichtigt.

[2]) Genie Civil 1924, Nr. 10, S. 221.

Für die Entwicklung des Bogenbrückenbaues ist es das größte Hindernis, daß uns weder Rechnung noch Versuch einen einwandfreien Maßstab für die Güte des Tragwerkes geben. Bei der Traunfallbrücke habe ich es unternommen, diesen Gütemaßstab im Versuchswege festzustellen.

Dies gibt dem Wagemut der Konstrukteure einen für die Sache nicht immer förderlichen Spielraum. Wohin das führt, können wir aus einem Beispiel ermessen, bei dem das Versuchswesen bereits klärend eingegriffen hat, aus dem Säulenbau. Nach der bereits erwähnten Vorschrift ist ein Pfeiler aus Beton bei 5 m Höhe mit d = 500/10 = 50 cm kleinster Abmessung und 100/12 = 8 kg/cm² Belastung, also mit einer Gesamtlast von 20 t gleichwertig einem Eisenbetonpfeiler von d = 25 cm belastet mit 35 kg/cm². Wie stände es mit dem technischen Fortschritt auf dem Gebiete des Säulenbaues, wenn es dem Unternehmer frei stände, den Eisenbetonpfeiler von 25 cm durch einen Betonpfeiler von denselben Abmessungen und zulässigen Belastungen zu ersetzen; wenn für die Beurteilung allein der billigere Preis maßgebend wäre, ohne die Frage der Sicherheit weiter zu erwägen!? Zu alledem kommt noch in Betracht, daß heutzutage die Angebotpreise einen unserer Arbeitslosigkeit entsprechenden Tiefstand zeigen, welche bei Beurteilung der Güte eines Bauwerkes den alten Satz, daß das Bessere des Guten Feind ist, ganz in Frage gestellt haben. Das technisch Bessere kommt bei diesen Preisschwankungen im Angebot überhaupt nicht zur Geltung. Auf diese Weise können alle denkbaren Verbesserungen des Bogenbrückenbaues immer wieder durch eine Firma beseitigt werden, deren einziges Verdienst darin besteht, daß sie einen reinen Betonbogen mit ungerechtfertigt schlanken Abmessungen und einem entsprechend niedrigen Preis für den m³ Beton auszuführen bereit ist, ohne daß derselbe gerade einstürzen muß. Wir wollen trotzdem unbeirrt von diesen Erscheinungen die Frage eines fachlich einwandfreien Fortschrittes des Bogenbrückenbaues auf Grund der Verminderung des Eigengewichtes weiter verfolgen, da wir überzeugt sind, daß sich das technisch Bessere schließlich doch durchsetzen muß.

Diese Verbesserung besteht hauptsächlich in einer Vermehrung des Gehalts an Bewehrungseisen. Wir finden in den Vorschriften diesbezüglich eine Grenze von 3% angegeben vor. Dieselbe erscheint beim Gebrauch der gewöhnlichen Rundeisen vollauf gerechtfertigt. Leider ist dies in den Vorschriften nicht entsprechend deutlich gesagt. Sobald aber die Bewehrung aus selbsttragenden Formen von Eisenquerschnitten besteht, die nach den Regeln des Eisenbaues zu einheitlich wirkenden Querschnitten verbunden sind, so besteht für diese Einschränkung nicht die geringste Berechtigung und kommen dieselben Gesichtspunkte in Betracht, welche im Eisenbau maßgebend sind, also insbesondere daß die Knickfestigkeit der einzelnen Teilquerschnitte nicht geringer sein darf als die Knickfestigkeit der ganzen einbetonierten Eisensäule. Meine zahlreichen Versuche mit Bewehrungen von 10% und mehr haben dies ausführlich dargelegt. Mein erster Schritt auf diesem Gebiete bestand 1909 in einem Versuch, eine vergitterte Eisensäule auszubetonieren[6]) und die so erzielte Verstärkung der Eisensäule durch den in Gitterwerk eingeschlossenen Betonquerschnitt nachzuweisen. Ich habe dann die Querverbindung[7]) der Teilquerschnitte einer so ausbetonierten untersucht und schließlich die Vorkehrungen nachgewiesen, welche nötig sind, um die Stauchungsfähigkeit des Betons soweit zu erhöhen, um das

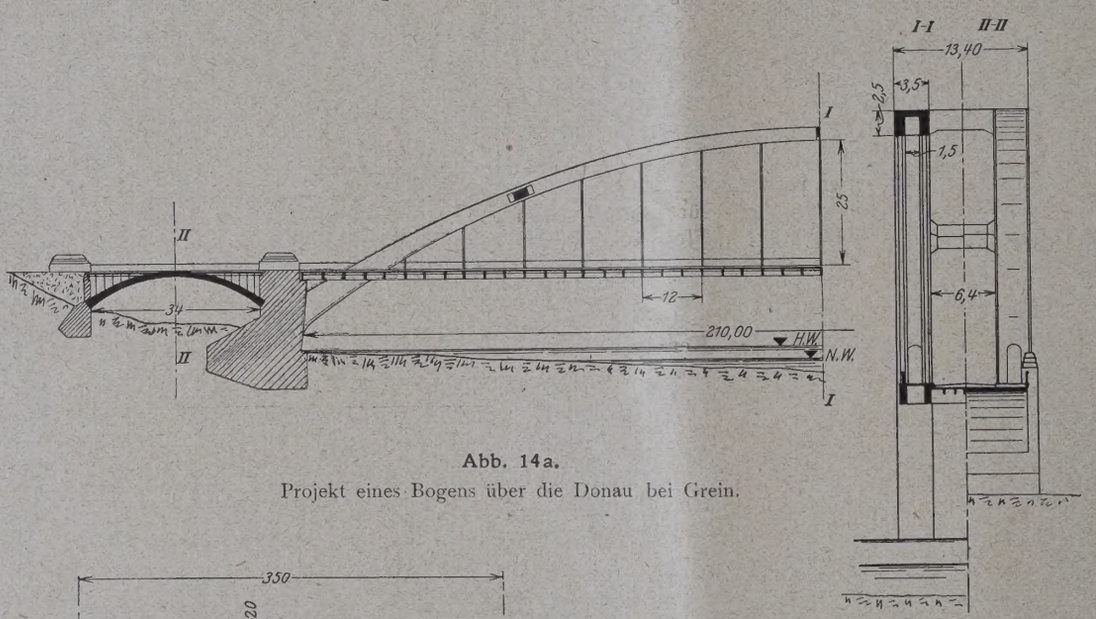


Abb. 14a.
Projekt eines Bogens über die Donau bei Grein.

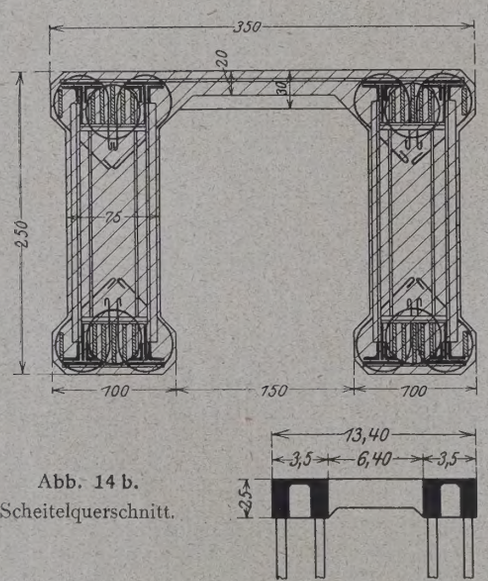


Abb. 14b.
Scheitelquerschnitt.

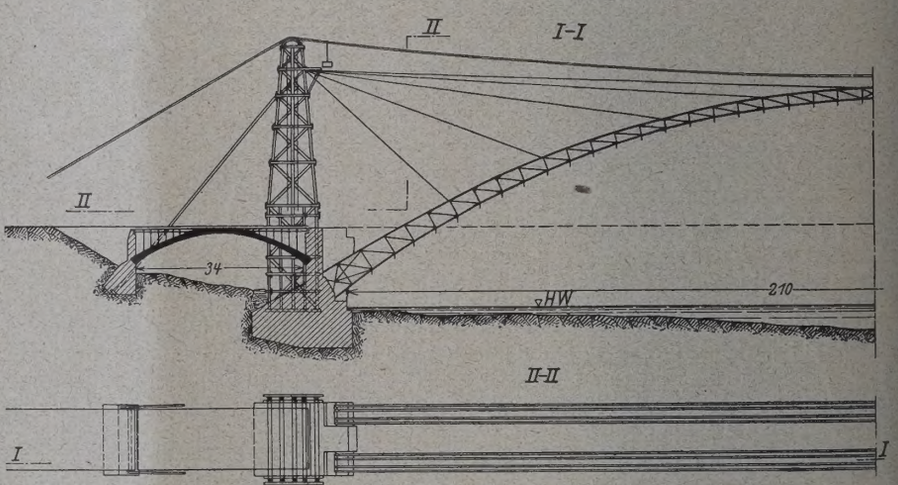


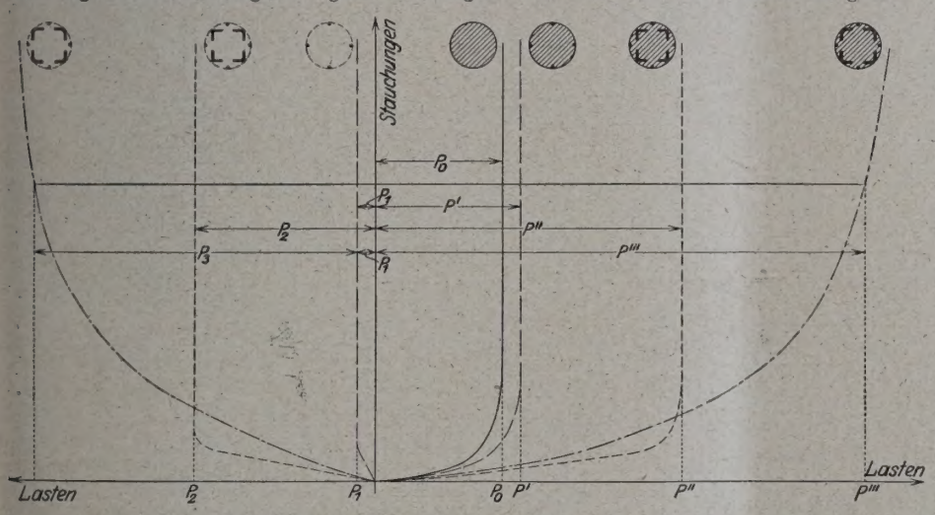
Abb. 14c. Bauausführung ohne Gerüst.

[6]) Beton u. Eisen 1907, S. 102, in Heft VIII d. Forscherarb., Berlin 1908, Verlag Ernst & Sohn.

[7]) Beton u. Eisen 1908, S. 96.

Flußeisen bis zu seiner Fließgrenze und das Gußeisen bis zu seiner Stauchgrenze auszunützen. Mein Bestreben bestand darin, eine wirtschaftliche Lösung zu finden, und ich habe deshalb in der Mehrzahl der Fälle dem Gußeisen mit seinen hohen Druckfestigkeiten den Vorzug gegeben. Ich habe herausgefunden, daß durch die Umschnürung die Stauchungsfähigkeit des Betons soweit erhöht werden kann, daß man selbst die hohen Druckfestigkeiten des Gußeisens und des Stahls voll ausnützen kann, und daß ferner durch dieselbe das Gußeisen ähnlich wie der Beton seine Sprödigkeit verliert und biegungsfähig wird. Diese ganze Gedankenfolge findet in dem von mir aufgestellten Gesetz der Addition der Druckfestigkeiten innerhalb eines umschnürten Querschnittes ihren Ausdruck.

Ehe wir die Sachlage bei den ausmittig belasteten Querschnitten des Bogenbaues darlegen, sei der Vollständigkeit wegen auf die Versuche von zentrisch belasteten Säulen kurz hingewiesen, bei denen die Anordnung der Bewehrung eine ganz ähnliche gewesen ist. Auf Grund einer langen Versuchsserie in Wien 1911 beginnend, mit Wiederholungen in Dresden und Berlin, sei aus den letzten Versuchen der Technischen Hochschule in Dreden 1917, welche erst kürzlich durch Versuche des Österreichischen Eisenbetonausschusses eine Erweiterung erfahren haben, deren Veröffentlichung bevorsteht, hier nur hervorgehoben, daß das von mir aufgestellte Gesetz der Addition der Druckspannungen wohl am augenfälligsten bei der Bruchlast selbst eines druckfesten Kernes aus Gußeisen, Stahl oder Keramit[8]) mit umschnürtem Beton zum Ausdruck kommt, daß aber dasselbe in diesem Stadium, abgesehen von den naturgemäßen Ungenauigkeiten, sogar scheinbar unrichtige Ergebnisse liefern kann, wenn der den Kern umschließende Beton nicht jene Stauchungsfestigkeit besitzt, welche der Kern bis zur Erreichung seiner Bruchgrenze nötig hat. Es wird z. B. beim Gußeisen oft nur aus wirtschaftlichen Gründen die volle Ausnutzung bis zur Bruchgrenze gar nicht angestrebt, weil dieselbe



Das Gesetz der Addition der Festigkeiten
bei einheitlichen Baustoffen bei umschnürten Verbundquerschnitten.

Abb. 15.

besonders kostspielige Anordnungen erfordern würde, sondern eine Ausnützung von 6000 bis 7000 kg/cm² wirtschaftlicher ist. Hier soll jedoch hervorgehoben werden, daß dieses Gesetz von Anfang an für die Spannungen in einem Druckgliede gilt und seine volle Genauigkeit im Bruchstadium nur insofern einbüßt, als eine Bruchfestigkeit nie ganz genau angegeben werden kann. Auf Grund der gemachten Versuche finden wir in Abb. 15 die Stauchungskurven für 4 verschiedene Arten von Druckquerschnitten dargestellt. Die Untersuchung ist so geführt, daß sich das Ergebnis der Zusammendrückung aller Druckglieder mit der Last steigend als eine Stauchungskurve dargestellt vorfindet, welche uns den Aufwand an Belastung angibt, welche die Säule unter einer bestimmten Stauchung aufzunehmen in der Lage ist. Auf der rechten Seite der Abb. 15 finden sich die folgenden Stauchungskurven dargestellt vor:

1. Umschnürter Beton, 2. umschnürter Eisenbeton mit 1% Längseisen, 3. derselbe Querschnitt mit einer Säule von 9% Flußeisen und 4. derselbe Querschnitt mit 9% Gußeisen.

Auf der linken Seite der Abb. 15 sind die Stauchungen dargestellt, welche den Materialien der Bewehrung entsprechen, so daß wir den Überblick haben, wie groß der Aufwand an Kraft sein muß, wenn für eine bestimmte Größe der Stauchung einerseits die umschnürte Betonsäule allein und andererseits die Bewehrungssäule allein zusammengedrückt wird. Wir können aus der Abbildung also diese Größen einzeln und auch für den Fall entnehmen, daß die Eisensäule sich innerhalb des umschnürten Querschnittes befindet.

Bezeichnen wir für eine ganz beliebige Größe der Stauchung den Aufwand an Druck für Beton allein mit P_0, für 1% Flußeisen P_1, für 10% Flußeisen P_2 und für 1% Flußeisen und 9% Gußeisen P_3, so sehen wir, daß dieselbe Stauchung des Verbundquerschnittes eintritt: Für Eisenbeton $P' = P_0 + P_1$, für den gleichzeitigen Gebrauch von Eisenbeton und einer Flußeisensäule $P'' = P_0 + P_2$, und schließlich für umschnürtes Gußeisen $P''' = P_0 + P_1 + P_3$. Wir sehen also, daß das Gesetz der Addition sich auf den ganzen Verlauf der Stauchung erstreckt und daß unsere Aufgabe bei Gebrauch druckfester Kerne nur darin besteht, durch eine entsprechende Umschnürung die Stauchungsfähigkeit des Kernes auszunutzen. Die Abb. 15 ist auf Grund tatsächlich ausgeführter Parallelversuche hergestellt.

Wir wollen nun zunächst darlegen, welche Steigerung an Tragfähigkeit sich bei gegebenen Abmessungen durch diese Hilfsmittel erzielen läßt, wobei wir den Fall ins Auge fassen, daß der Architekt die Forderung gestellt hätte, die Säulenabmessungen sollen 45 cm, also die übliche Mauerstärke nicht überschreiten. Es ergibt sich dann für die übliche Stockwerkshöhe ein Schlankheitsverhältnis von 7,5, und bei Gebrauch des gewöhnlichen Handelszementes eine zulässige Inanspruchnahme von 10 kg/cm², und bei einem Pfeiler 45/45 cm zulässig 20 t. Wenn wir den Pfeiler in gewöhnlichem Eisenbeton ausführen und die zulässigen 35 kg/cm² ausnützen, so ergibt das eine Höchstlast von 77 t, welche durch die Längsbewehrung von 3% bis 102 t gesteigert werden kann. Wenn wir derselben Pfeiler durch eine Säule aus umschnürtem Beton ersetzen, so ergeben bei 42 cm Kerndurchmesser die Mindestabmessungen eine zulässige Traglast von 55 t und bei der Höchstbewehrung mit 5,5 % Flußeisen für Längseisen und Umschnürung 92 t, so zwar, daß eine Steigerung über die vorerwähnten Ziffern in beiden Fällen nur durch Verwendung von hochwertigem Beton möglich wäre, eine Rechnung, die sich jedermann selbst ergänzen kann. Überschreiten wir die Grenze von 100 t, so können wir mit der schlanken Säule von 45 cm mit gewöhnlichem Beton nicht mehr auskommen. Wir müssen ihr einen tragenden Kern geben, welcher den Überschuß an Tragfähigkeit aufnimmt, und dies geschieht bei 100 t durch den Gebrauch von 1% Flußeisen für Umschnürung und Längseisen und 1,4% Gußeisen, welche Armatur sich mit der Zunahme der Last entsprechend steigert und keine weitere obere Grenze hat. Diese Ziffern geben auch einen Einblick in die wirtschaftliche Seite der Frage. Auf Grund dieser Darlegungen ergibt sich im Säulenbau der folgende Vorgang, wie ihn z. B. Ing. I. E. Mensch bei einem zwölfstöckigen Wolkenkratzer in Chicago eingehalten hat. Der ganze Säulenstrang erhält durch alle Stockwerke dieselben Abmessungen, was

[8]) Beton u. Eisen 1920, S. 10.

insbesondere mit Bezug auf die Schalung von großer wirtschaftlicher Bedeutung ist. Für denselben wird die Lastabstufung vom Dach bis zum Keller zusammengestellt und nun die Tragfähigkeit des Eisenbetonquerschnittes allein ermittelt und diese Größe von der ganzen Lastenfolge in Abzug gebracht. Der sich so stockwerkweise ergebende Rest ist vom Gußeisen aufzunehmen, und die Division durch die zulässige Inanspruchnahme des Gußeisens ergibt den Querschnitt der Gußeisensäule, welche stockwerkweise innerhalb des umschnürten Querschnittes Platz findet. Dieses anscheinend hier nicht hereingehörige Beispiel gibt Gelegenheit, den analogen Gedankengang bei Bogenbrücken darzulegen, bei welchen auch die äußeren Abmessungen durch die Anwendung eines tragfähigen inneren Kernes unabhängig von den aufzunehmenden Kräften gewählt werden können.

In Verfolg dieser Idee ergab sich die Frage, inwieweit dieses Gesetz der Addition auch auf Querschnitte übertragen werden kann, welche ausmittig belastet sind. Dasselbe läßt sich naturgemäß dort nicht so einfach fassen und verlangt immer eine genauere Nachrechnung. Trotzdem haben aber die Versuche ergeben, daß die für die erste Projektierung nötigen Faustregeln sich wie folgt zusammenfassen, und sei hier als Beispiel die Ausführung der Traunfallbrücke dargelegt, weil man dort für die gemachten Behauptungen den Beweis der Richtigkeit versuchstechnisch erbracht hat. Nach dieser Methode wird man die Bogenbrücke in ihren äußeren Abmessungen nach achitektonischen Gesichtspunkten entwerfen und für eine spätere Erwägung nur die Breite der tragenden Rippen offen lassen. Hat man die äußeren Abmessungen einmal angenommen und Fahrbahn wie Überbau projektiert, so ist das Eigengewicht der zukünftigen Brücke hinreichend genau festgelegt. Wir sind in Kenntnis aller äußeren Kräfte und sind somit in der Lage, die Form der Brücke dem Verlauf derselben anzupassen und für alle maßgebenden Querschnitte die inneren Kräfte zu bestimmen. Für jeden einzelnen derselben ist eine jeweilige maximale Kraft P im maximalen Abstand e maßgebend, und ergeben sich uns die Spannungen nach der Gleichung für den Druck am Rande

$$\sigma = \frac{P}{F_i} + \frac{P\,e}{J_i : x}.$$

Die von uns angenommenen Abmessungen des Eisenbetonquerschnittes besitzen eine Tragfähigkeit von

$$P_0 = \sigma_b F_1 \frac{J_b}{J_b + F_b \frac{e\,h}{2}}$$

und ergibt sich demnach ein Überschuß von $P - P_0 = P_g$, welcher durch einen Gußeisenquerschnitt aufzunehmen ist, dessen Abmessungen der Gleichung entsprechen müssen:

$$P_g = \sigma_g F_g \frac{J_g}{J_g + F_g\, e \left(\frac{h}{2} - a\right)}.$$

Für die genaue Bestimmung der Zugspannungen im Beton gilt die Gleichung

$$\sigma_{bz} = \frac{P}{F_i} - \frac{P\,e}{J_i : x},$$

wobei wir von einer Kernbewehrung mit Stahl zunächst absehen wollen. Wir haben zu berücksichtigen, daß die Gußeisenarmaturen gestoßen sind und sich daher zur Aufnahme von Zugspannungen nicht eignen. Dieser anscheinend abträgliche Umstand ist in unserem Falle ein Vorteil. Die Schwerpunktsachse wird in der Richtung der Ausmittigkeit verschoben und gleichzeitig durch das Gußeisen auf der Druckseite der statische Kern des Querschnittes soweit vergrößert, daß es gar nicht schwer fällt, mit der Resultierenden innerhalb des Kernes zu bleiben, also die Zugspannungen verschwinden zu machen oder sie doch auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Diese Erwägungen, welche rein theoretisch genommen zu allerlei Bedenken Anlaß geben können, wurden durch Versuche einwandfrei nachgewiesen. Bei den ausmittigen Belastungen sind Risse erst in der Nähe der Bruchlast aufgetreten und konnten auch dann von einem ganz geringen Eisenquerschnitt von nur 0,31% des Gesamtquerschnittes aufgenommen werden, so zwar, daß die Umschnürung zur Deckung der Stöße des Gußeisens nur dieser schwachen Längseisen bedarf. Der Vorgang bei der Traunfallbrücke war dementsprechend folgender: Auf Grund der ersten Berechnung wurde der am ungünstigsten belastete Querschnitt (Abb. 16) herausgesucht und in der dargelegten Weise seine Armierung mit Gußeisen bestimmt. Derselbe hatte als maximale Beanspruchung eine exzentrische Last von 296 t in 40 cm Entfernung. Auf Grund dieser Feststellung wurden nun 4 Versuche durchgeführt, über deren Einzelheiten „Beton und Eisen" 1926, Heft 3 und 4, berichten, denen auch die Abb. 16, 18, 20, 21 und 22 entnommen worden sind. Es wurde bei denselben eine fünffache, also eine mehr als ausgiebige Sicherheit ausgewiesen, da selbst die älteren Versuche des deutschen und österreichischen Eisenbeton-Ausschusses nur eine 4fache Sicherheit bei Säulen nachgewiesen haben. Die Abmessungen wurden jedoch beibehalten, es einer späteren Entwicklung überlassen, die hier zur notwendigen dreifachen Sicherheit entsprechenden Abmessungen zu wählen. In neuerer Zeit ist man immer tiefer herabgegangen, so z. B. findet sich in den neuesten deutschen Vorschriften nur mehr eine 1,6fache Sicherheit gefordert vor.

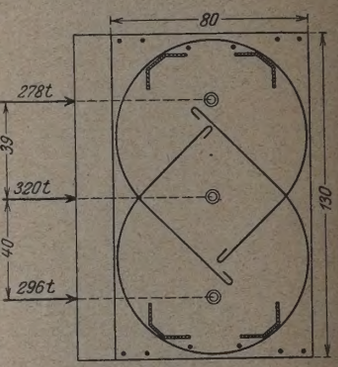


Abb. 16. Traunfallbrücke. Der gefährliche Querschnitt des Projektes.

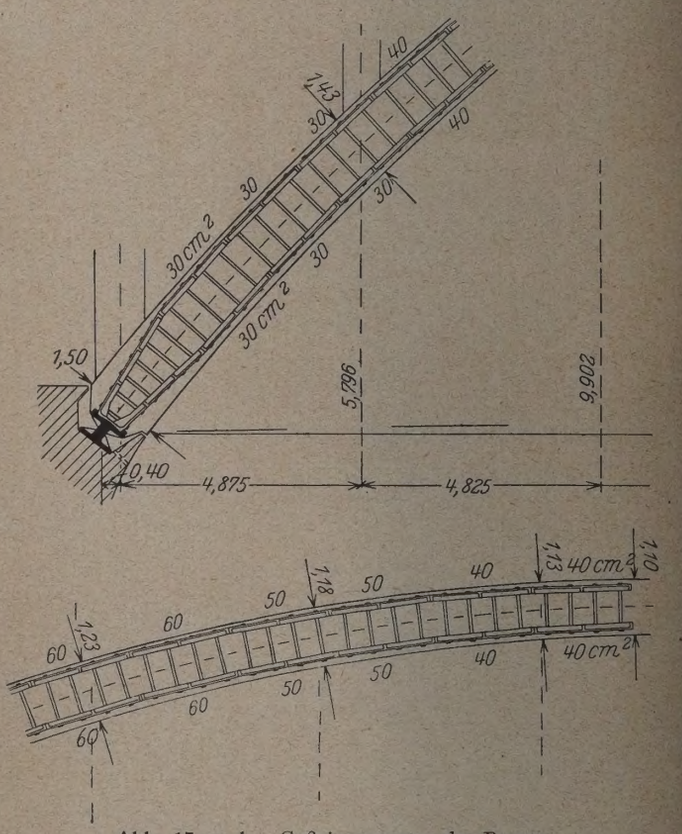


Abb. 17a u. b. Gußeisenarmatur des Bogens.

Die äußeren Abmessungen sind, wie bereits erwähnt, ganz unabhängig vom Architekten gewählt worden, und die Armatur wurde denselben angepaßt. Abb. 17 und 18 zeigen

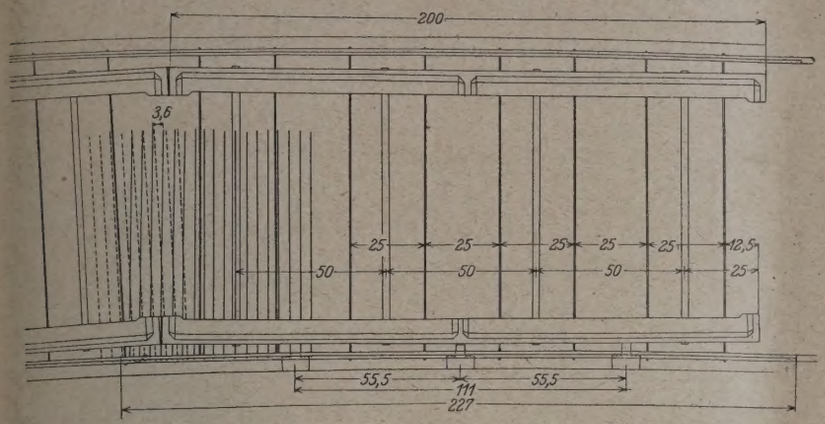


Abb. 18. Die Einzelheiten der Armierung und Umschnürung.

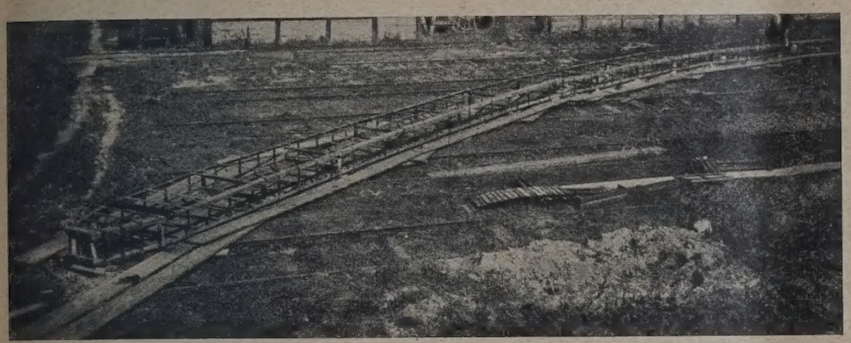


Abb. 19. Probemontage der Gußeisenarmatur im Hofe der Gießerei in Linz.

uns die Art der Armatur im Bogen. Die Abb. 19 zeigt uns die Zusammenstellung der Armatur im Hofe der Gießerei, die Abb. 20 die Armatur in der Schalung vor der Betonierung, und die Abb. 21 zeigt uns die ganze Brücke zur Zeit der Betonierung, welche in 28 Arbeitsstunden durchgeführt worden ist. Abb. 22 zeigt den Arbeits vorgang, wobei neuerdings auf die Möglichkeit hinzuweisen wäre, den Bogen in mehreren Schalen zu betonieren.

Die Bezeichnung „Eisenbeton" ist für diese Bauweise, welche ein Bindeglied zwischen dem Eisenbetonbau und dem Eisenbau darstellt, nicht nur sprachlich, sondern auch fachlich unrichtig, und ich habe dafür den Ausdruck „Beton-Eisen" immer benützt. Für den Eisenbeton ist der Beton das Kennzeichnende. Er wird durch das Eisen durch den 15fachen Querschnitt des Eisens unterstützt. In den vorliegenden Lösungen ist der druckfeste Kern aus Gußeisen oder Stahl die Hauptsache; derselbe wird nach meinen Vorschlägen mit $^1/_{40}$ des Betonquerschnittes verstärkt. Dies sei schon deshalb hervorgehoben, weil es immer Fachleute gegeben hat, welche an der von mir gewählten Zahl von m = 40 etwas auszustellen hatten und welche die Größe n = 15 für so eine Art von Dogma ansehen, obwohl ich, der als Ketzer bezeichnete, an der Aufstellung dieser Zahl maßgebend mitgewirkt habe. In diesem Falle jedoch halte ich sie für vollständig unrichtig und eine viel höhere Ziffer am Platz, wenn wir diese Bauweise richtig kennzeichnen wollen.

Um den Unterschied beider Bauweisen zu kennzeichnen, ist es nötig, den Lastanteil zu vergleichen, welcher bei der Tragfähigkeit des Druckgliedes einerseits vom Beton und anderseits vom Eisen für die beiden Fälle maßgebend ist:

1. Eisenbeton.

1—3 % Armatur im Durchschnitt:

Beton		Eisen
98 %	+	2 %
98	:	$2 \times 15 = 30$
3,27	:	1
76,5 %	+	23,5 %

2. Betoneisen (umschnürtes Gußeisen).

5—15 % Armatur im Durchschnitt:

Beton		Eisen
90 %	+	10 %
$\frac{90}{40} = 2{,}25$	:	10
0,22	:	1
18,5 %	+	81,5 %

Wir sehen also im ersten Fall die Festigkeit des Betons als maßgebend, im zweiten Fall nur $^1/_4$ seiner Kraft mitwirkend und eine fast 4fache Kraft vom Eisen ausgehend. Der Unterschied ist mit einer 16fachen Verschiebung des Kräftespieles gekennzeichnet.

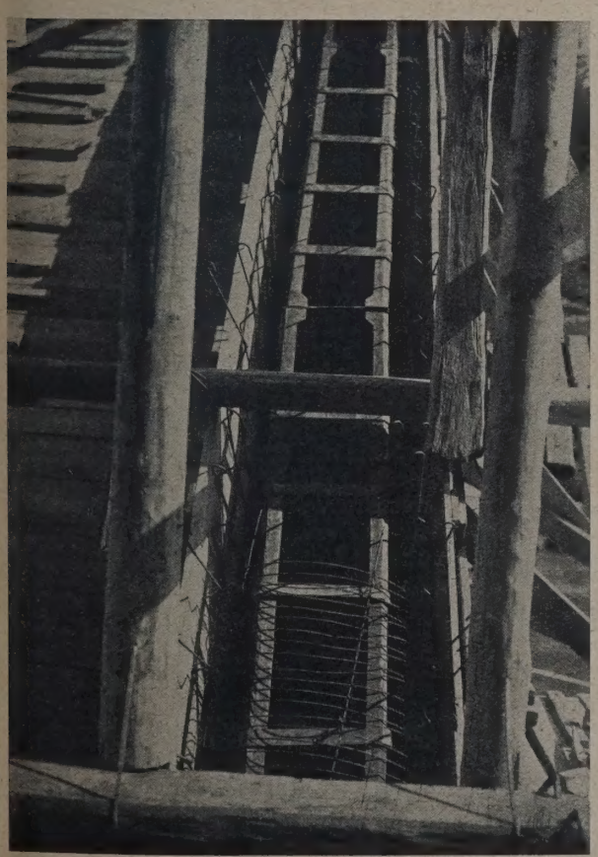


Abb. 20. Gußarmatur vor der Betonierung.

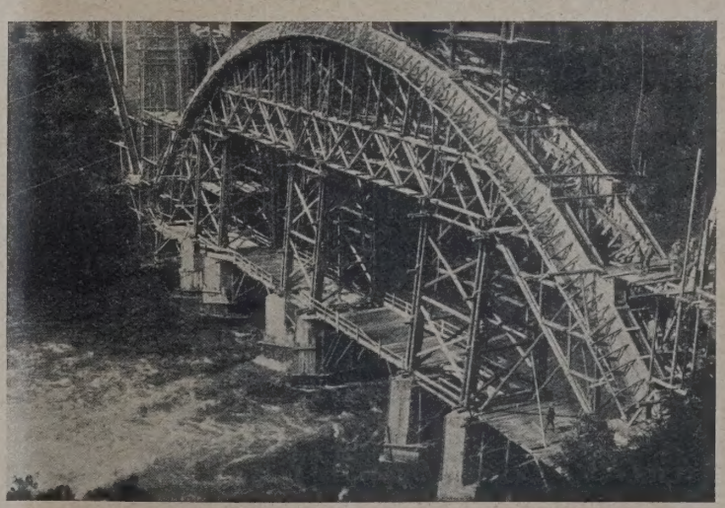


Abb. 21. Bogen während der Betonierung.

Es sei bei dieser Gelegenheit noch der zweite Typus von Bogenbrücken erwähnt, von welchen uns die Abb. 7 bereits ein Beispiel gegeben hat, mit welchen leichten dem Eisenbau ähnlichen Abmessungen der Eisenbeton in dieser Form sein Auskommen finden kann.

Bei den erwähnten Bogenbrücken mit aufgehängter Fahrbahn geht die reine architektonische Schönheit des Bogens verloren, und man darf sie mit diesen nicht vergleichen, sondern mit jenen ähnlichen Formen des Eisenbaues, bei welchen ebenfalls wegen mangelhafter Konstruktionshöhe das Tragwerk der Fahrbahn angeordnet ist, und es kann nur unsere Aufgabe sein, das Tragwerk so auszugestalten, daß es nicht plump und häßlich wird. In diesen Fehler sind nun die meisten Eisenbetonbrücken mit aufgehängter Fahrbahn verfallen. Sie sind gezwungen dazu, weil die geringe Kernweite des Querschnittes und die geringe Zugfestigkeit des Betons dies fordern, während günstige Verhältnis, die Exzentrizität herrührend von der einseitigen Nutzlast mäßigt. Beim Eisenbau, wo eine geringe Eigenlast größere Schwankungen der Exzentrizität zur Folge hat, führen dieselben ebenfalls zu plumpen Abmessungen, von denen die Abb. 23, die Aspernbrücke in Wien, ein Beispiel ist. Sie zeigt, in welchem Maße das umschnürte Gußeisen auch in dieser Hinsicht einen richtigen Mittelweg darstellt. Als ein Beispiel, daß man mit demselben durchaus annehmbare äußere Abmessungen des sichtbaren Tragwerkes erzielen kann, diene die Abb. 24, die Hindenburgbrücke in Breslau, welche nicht nur in Spannweite und Breite, auch in den übrigen Grundlagen nahezu gleich ist wie die in Abb. 23 dargestellte Eisenbrücke und so zeigt, daß man für diese Lösungen auf Eisen allein nicht angewiesen ist.

Wenn ich die gemachten Darlegungen schließlich kurz zusammenfassen will, so möchte ich dies in vier Forderungen tun,

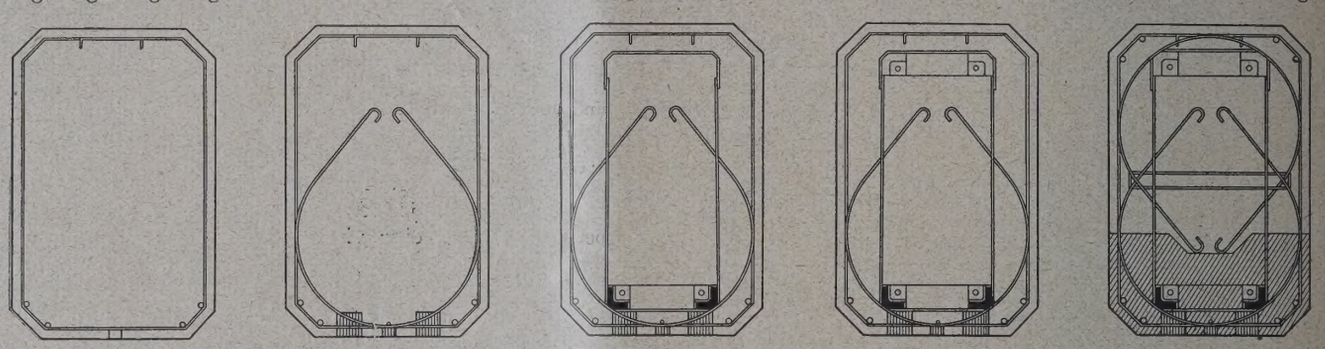


Abb. 22. Die Reihenfolge der Arbeiten.

Abb. 23. Aspernbrücke in Wien.

Abb. 24. Hindenburg-Brücke in Breslau in umschnürtem Gußeisen.

die oben erwähnte Anordnung des Gußeisens die Kernweite erhöht und die Verhältnisse der Zugspannungen so günstig ändert, daß man mit leichteren Abmessungen, also mit einem Bogen von weniger plumper Form, sein Auskommen finden kann. Die diesbezügliche Entscheidung der Schiedsrichter beim letzten Wettbewerb in Mannheim, welche aus diesem Grunde die Vorschläge mit Bogenbrücken aus Eisenbeton über der Fahrbahn ausgeschieden haben, erscheint berechtigt. Dabei kommt aber in Betracht, daß der Eisenbeton ein verhältnismäßig großes Eigengewicht besitzt und daher dieses welche der moderne Brückenbau berücksichtigen soll: 1. In der architektonischen Schönheit des Bauwerkes, der sich der Zweck und die statische Lösung anpassen soll, 2. in der Wahl eines unvergänglichen Materials und der Ausscheidung von Spannungen, welche seine Unvergänglichkeit in Frage stellen, 3. in der Unabhängigkeit des Bauwerkes von der Erhaltung, also in der Freiheit von Zug- und Schwindrissen, und 4. in der Beibehaltung eines entsprechend hohen Eigengewichtes, welches das Bauwerk von der Entwicklung der Fahrbetriebsmittel unabhängig macht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Sennar-Damm.

Berichtet nach „Engineering" vom 22. I. 1926 von Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe.

Vor kurzem wurde im Sudan der Sennar-Damm eingeweiht, der der Bewässerung von rd. 1200 km² Land dienen wird, das bisher in seinem Ertrag ausschließlich auf die vollkommen unsichere Ergiebigkeit tropischer Regen angewiesen war.

Die Vorgänge zu dem Projekt gehen zurück bis in die Zeit unmittelbar nach der Schlacht bei Omdurman, wo man daran ging zu untersuchen, wo sich am oberen Nil der Boden für den Anbau von Baumwolle eignen und den Bau einer Bewässerungsanlage lohnen würde. Erfolgreiche Pflanzungsversuche mit künstlicher Bewässerung und umfangreiche Aufnahmen lenkten die Aufmerksamkeit bald auf ein Gebiet von rd. 12 000 km² Ausdehnung zwischen blauem und weißem Nil, von dem zunächst ein 1200 km² umfassender Teil für die Kultivierung in Aussicht genommen wurde (Abb. 1).

Da das ganze Land einige Meter höher liegt als der höchste Wasserstand des Nils, war für die Anlage ein Aufstauen des Stroms notwendig. Bei Sennar fand sich am blauen Nil eine günstige Stelle

für den Bau einer Staumauer; günstig insofern, als einmal der Fluß dort über gesunden, harten Fels (Gabbro) fließt, und weil zweitens eine den Fluß in zwei Arme teilende Insel es ermöglichte, das gesamte Wasser in den einen Arm zu leiten, während im andern die Gründung im Trockenen vorgenommen wurde.

Der Damm ist im mittleren Hauptteil als Schwergewichtsmauer in Cyklopenmauerwerk, an den Uferanschlüssen als Erddamm mit Mauerwerkskern ausgebildet und hat eine gesamte Länge von 3025 m, eine größte Höhe von 39,5 m über Gründungssohle und eine Kronenbreite von 5,8 m. Die benötigten Mauerwerksmassen betrugen 422 000 m³ davon etwa 40% Zementmörtel.

Abb. 1.

Durch das Stauwerk wird ein See gebildet von 636 Millionen m³ Stauraum, wovon infolge Verdunstung jedoch nur 485 Millionen m³ für Bewässerungszwecke nutzbar sind. Da diese Wassermengen während der Hochwasserzeiten zurückgehalten werden, werden die ägyptischen Wässerungsansprüche nicht beeinträchtigt.

Im mittleren Teil der Mauer von 800 m Länge sind 80 große Durchlässe von je 2 m Breite und 8,4 m Höhe angeordnet, die mit Stoney - Schützen verschließbar für den Abfluß des schlammbeladenen Wassers sorgen. Durch die Anordnung dieser Öffnungen als Grundablässe wie bei dem Assuan-Damm wird verhindert, daß der Stausee als Absitzbecken wirkt. Um Auskolkungen der Unterwassersohle, die bei Assuan eine nachträgliche Sohlenbefestigung notwendig gemacht hatten, zu vermeiden, hat man die Sohle dieser Durchlässe so gelegt, daß sie auch bei Niederwasser unter dem Unterwasserspiegel liegt.

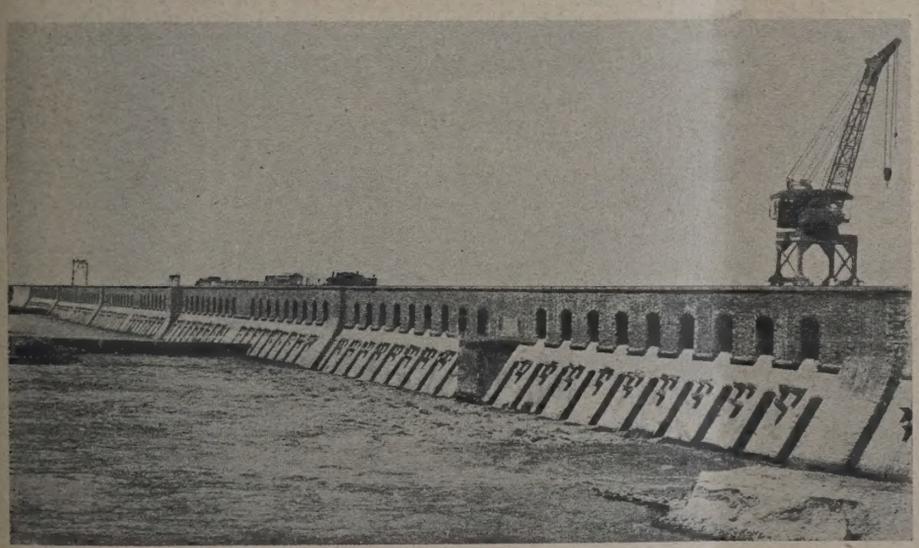


Abb. 2.

Ein im Mittel 11 m tiefes Wasserpolster soll die Energie des aus den Durchlässen fließenden Wassers vernichten.

Da der Damm der „Sudan Government Railway" als Brücke dient, deren Gleise hochwasserfrei gehalten werden müssen, sind zur Festlegung des Stauziels außerdem 40 Überfallöffnungen von 5 m Breite und 2 m Höhe und 72 von 3 m auf 2 m angeordnet. Durchlässe und Überfallöffnungen vermögen zusammen 15 000 m³/sec abzuführen, während das höchste am blauen Nil beobachtete Hochwasser 10 000 m³/sec betragen hat. Zur Hebung der Schützen und allfälligen Reparaturarbeiten dienen 2 Krane, die auf den Brüstungen der Mauer fahrbar sind (Abb. 2).

Das Wässerwasser gelangt durch 14 Regulierschleusen in den 114 km langen Hauptkanal, von dem es durch ein Netz von Seitenkanälen dem zu bewässernden Gebiet zugeführt wird. Der Hauptkanal hat eine Sohlenbreite von 26 m und eine Tiefe von 3,4 m, der Böschungswinkel beträgt 45°, sein Gefälle 7 cm auf eine Meile. Der notwendige Erdaushub von 10 100 000 m³ wurde in der Hauptsache von Eimerkettenbaggern geleistet, während die Seitenkanäle, die eine Erdbewegung von 5 200 000 m³ erforderten, zum großen Teil von Hand ausgehoben wurden.

Die Pläne zu dem Projekt waren im Jahre 1914 fertiggestellt, worauf sofort mit dem Bau begonnen worden war. Der Ausbruch des Krieges zwang jedoch zur Einstellung der Arbeit. Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung infolge von Streiks in England und infolge der rapid steigenden Preise verzögerten die Bauarbeiten auch nach dem Kriege bis zum Jahre 1922. In diesem Jahr wurden die Arbeiten neu vergeben und im Dezember noch der Baubetrieb wieder aufgenommen. Die größte Zahl der beschäftigten Arbeiter betrug 20 000, in der Hauptsache Sudanesen und Ägypter. Da letztere sehr unter der Malaria zu leiden hatten, wurden die Arbeiten während der 2 Moskito-Monate auf ein Minimum beschränkt. Der ausführenden britischen Firma gelang es, die vertraglich übernommenen Termine einzuhalten und den Damm im Mai 1925, den Hauptkanal im Juli desselben Jahres fertigzustellen.

Unfall beim Abbruch einer Luftschiffhalle.

Die Stadtverwaltung in Riga hatte im Juni 1923 einen Wettbewerb zwecks Erlangung von Entwürfen für die Anlage eines Lebensmittelmarktes ausgeschrieben und hierbei zur Bedingung gemacht, daß beim Bau der Markthalle die Konstruktionsteile zweier in Wainoden stehenden Luftschiffhallen ganz oder teilweise verwendet werden. Die Konstruktion dieser beiden 250 m langen von der deutschen Heeresleitung im Kriege errichteten Luftschiffhallen ist aus einer Veröffentlichung über diesen Wettbewerb von Reg.-Baumeister Günthel im „Bauingenieur" 1924, Seite 299 ff. zu ersehen. Aus der gleichen Veröffentlichung geht auch hervor, daß sich eine deutsche Bauunternehmung an dem Wettbewerb mit Erfolg beteiligt hat, und wie uns berichtet wurde, haben sich verschiedene leistungsfähige deutsche Eisenbauanstalten an der Ausschreibung der Arbeiten beteiligt. — Mit dem Abbruch der beiden großen Luftschiffhallen hat die Stadtverwaltung Riga jedoch eine dort ansässige Firma betraut, deren Angebot etwas billiger war als die der deutschen Firmen.

Zeitungsnachrichten („Rigasche Rundschau" v. 1. 10. 1925) zufolge sind nun bereits bei dem Ausbau der schweren Schiebetore Materialbeschädigungen vorgekommen, und Ende September ist dann durch den Absturz auszubauender Konstruktionsteile ein schwerer Unfall eingetreten, bei welchem 6 Arbeiter zum Teil schwer verletzt wurden.

Der Vorfall steht nicht vereinzelt da, und es ist bedauerlich, daß — allen bösen Erfahrungen zum Trotz — bei der Vergebung derart schwieriger Arbeiten vielfach nur die Höhe der Angebotspreise ausschlaggebend ist. — Wenn, wie die vorgen. Zeitung meldet, schon bei Beginn der Arbeiten Mängel festgestellt wurden und wenn — nach der gleichen Zeitungsnachricht — die ausführende Unternehmung mit unzureichender technischer Ausrüstung gearbeitet hat, so müssen gegen die Vollendung des ganzen Auftrages durch diese Firma schwere Bedenken Platz greifen.

Die eigentlichen Ursachen des Unfalles sind — den damaligen Zeitungsnachrichten zufolge — nicht geklärt. Vermutlich wurden bei dem Abbruch etwaige bei der Ausführung maßgebende Grundsätze mißachtet, und die Befürchtung, daß das Material hierbei unsachgemäß behandelt wird, liegt auf der Hand. Der Möglichkeit verborgener Materialschäden oder unerkennbarer Überbeanspruchungen wäre damit Tür und Tor geöffnet. Die Wiederverwendung derartiger Konstruktionsteile zu den neuen Markthallen würde aber zweifelsohne eine Quelle weiterer Gefahren bilden. — Die Stadtverwaltung Riga hat mit der Verwendung der Konstruktionsteile der Luftschiffhallen für die neu zu erbauenden Markthallen zweifellos einen richtigen und vielfach bewährten Weg beschritten. Die Schwierigkeit der Bauaufgabe setzt aber sorgfältigste und sachgemäße Arbeit durch erfahrene und technisch vorzüglich ausgerüstete Firmen voraus, und es wäre zu wünschen, daß die Bauherrin bei dem weiteren Bauvorgang alle zu beachtenden Vorsichtsmaßregeln sorgfältig durchführt.

R.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Ergebnis der Londoner Arbeitszeitkonferenz.

(Vgl. „Bauingenieur", Heft 13, S. 268.)

Die an der Londoner Arbeitszeitkonferenz beteiligten Arbeitsminister von Belgien, Deutschland, Frankreich, Großbritannien und Italien haben über das Ergebnis der Konferenz einen gemeinsamen Bericht aufgestellt. Ausdrücklich ist festzustellen, daß sich die Konferenz lediglich mit der Auslegung des Washingtoner Übereinkommens befaßte. Irgendwelche Bindungen hinsichtlich der Ratifizierung wurden nicht eingegangen. In dieser Richtung hat jeder der beteiligten Staaten dieselbe Handlungsfreiheit wie bisher. Für das Baugewerbe sind die nachfolgend aufgeführten Abschnitte des Berichtes von besonderer Bedeutung.

Zu Artikel 2: Es besteht Einverständnis darüber, daß Arbeitszeit die Zeit ist, in der der Arbeitnehmer dem Arbeitgeber zur Verfügung steht und daß sie nicht die Ruhepausen umfaßt, während deren die Arbeitnehmer nicht zur Verfügung des Arbeitgebers stehen.

Arbeitsbereitschaft muß demnach zur Arbeitszeit gerechnet werden.

Zu Artikel 5: Es besteht Einverständins darüber, daß die Bestimmungen des Artikels 5 auf das Baugewerbe angewendet werden müssen.

Artikel 5 lautet: „In Ausnahmefällen, in denen die Bestimmungen des Artikels 2 sich als undurchführbar erweisen, und nur in solchen Fällen, können Vereinbarungen zwischen den Arbeiter- und Arbeitgeberverbänden, die für einen längeren Zeitraum anderweitige Bestimmungen über die tägliche Höchstarbeitszeit treffen, von der Regierung für rechtsverbindlich erklärt werden.

Die durchschnittliche Arbeitszeit, berechnet auf die Gesamtzahl von Wochen, für die die Vereinbarung gilt, darf 48 Stunden in der Woche nicht überschreiten."

Zu Artikel 6 b: Es besteht Einverständnis darüber, daß es zur Zuständigkeit der Gesetzgebung jedes Staates gehört, für die nach Artikel 6 b zu leistenden Überstunden eine Höchstzahl festzusetzen.

Es handelt sich hier um diejenigen Überstunden, die bei außergewöhnlicher Häufung der Arbeit im Verordnungswege für einzelne Gewerbe- oder Berufszweige zugelassen werden können.

Es besteht Einverständnis darüber, daß die Verpflichtung, die das Washingtoner Übereinkommen zur Zahlung eines Lohnzuschlages für Überstunden ausspricht, sich lediglich auf die in Artikel 6 b vorgesehenen Ergänzungsstunden bezieht.

Nicht zuschlagspflichtig sind demnach Überstunden für Vorbereitungs- oder Hilfsarbeiten, welche notwendigerweise außerhalb der normalen Arbeitszeit vorgenommen werden müssen, ferner Überstunden, die als Notarbeit zu bezeichnen sind und endlich Überstunden, die nur eine Nachholung versäumter Arbeitszeit darstellen, soweit durch diese Nachholung die 48-Stundenwoche nicht überschritten wird.

Es besteht weiter Einverständnis darüber, daß der Mindestbetrag für den Lohnzuschlag von 25%, der im Artikel 6 vorgesehen ist, zwingend vorgeschrieben ist.

Es besteht Einverständnis darüber, daß, wenn Staaten die Nachholung der infolge von Feiertagen ausgefallenen Arbeitszeit über 48 Stunden wöchentlich hinaus gestatten, diese Arbeitszeit unter die durch Artikel 6 vorgeschriebene Höchstzahl von Überstunden fällt und daß für sie der in diesem Artikel vorgesehene Überstundenzuschlag gezahlt werden muß. Ausgenommen ist die Nachholung allgemeiner nationaler Feiertage und bezahlten Urlaubs.

Zu Artikel 14: Es besteht Einverständnis darüber, daß jede Regierung den Artikel 14 in seinem Wortlaut in die Landesgesetzgebung aufnimmt.

Ferner ist man darüber einig (von Seiten des Vertreters von Großbritannien nur vorläufig), daß von Artikel 14 nur im Falle einer Krise Gebrauch gemacht werden darf, die die nationale Wirtschaft so stark trifft, daß die Lebensmöglichkeiten der Bevölkerung bedroht sind. Dagegen kann eine Wirtschafts- oder Handelskrise, die nur einzelne Wirtschaftszweige betrifft, nicht als eine Gefährdung der Staatssicherheit angesehen werden und daher die Außerkraftsetzung des ratifizierten Abkommens nicht rechtfertigen.

Artikel 14 lautet: Die Bestimmungen dieses Übereinkommens können in jedem Staate im Kriegsfalle oder anderer die Landessicherheit gefährdender Vorkommnisse durch die Regierung aufgehoben werden. Cl.

Bewertung der vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig gewordenen Grundstücke zu den Einheitswertsteuern. Für alle bebauten Grundstücke einschließlich der zu einem gewerblichen Betriebe gehörigen, die vor dem 1. Juli 1918 bezugsfertig geworden sind (sogen. „zwangsbewirtschaftete" Grundstücke), hat der Reichsfinanzminister Vorschriften gegeben (vgl. Gesetze, Verordnungen, Erlasse), die von den Bestimmungen des Reichsbewertungsgesetzes abweichen und für die Vermögens- und Gewerbesteuer und auf Grund des § 108, Abs. 2, des Einkommensteuergesetzes auch für die Einkommen- und Körperschaftssteuer von Bedeutung sind.

Diese Grundstücke sind nicht mit dem Ertrags-, sondern in der Regel mit dem (berichtigten) Wehrbeitragswert ohne Abzug von Schulden und Lasten einzusetzen. Als maßgebender Wehrbeitragswert gilt der bei der Vermögensteuer für 1924 zu Grunde gelegte Wert (berichtigter Wehrbeitragswert oder Neuwert 1913). Sind nach dem 30. Juni 1918 am Grundstück Um- oder Zubauten vorgenommen, die den Wert des Grundstücks um nicht mehr als 25% erhöhen, so sind die Um- und Zubauten den alten Grundstücksteilen hinzuzurechnen, und gegebenenfalls ist der Wehrbeitragswert neu festzusetzen. Um- oder Zubauten, die den Wert des Grundstückes um mehr als 25% erhöhen, fallen nicht unter die Verordnung. Liegen Tatsachen vor, die den heutigen Wehrbeitragswert um 15 % (bei gewerblichen Grundstücken u. U. schon um 10%) von dem bisherigen Wehrbeitragswert nach oben oder unten abweichen lassen, so findet eine Neufestsetzung statt. Besteht bisher kein Wehrbeitragswert für ein Grundstück, so findet eine nachträgliche Ermittlung statt.

Von den Grundstücken sind Einfamilienhäuser mit 65% zu bewerten; die Landesfinanzämter können für Teile ihres Bezirkes oder für Grundstücksgruppen eine niedrigere Bewertung (bis 45%) zulassen. Wie Einfamilienhäuser werden auch die Werkswohnungen behandelt. Mietwohngrundstücke werden mit 45% des Wehrbeitragswertes bewertet. Die Landesfinanzämter können hier den Prozentsatz der Bewertung bis 30%, bei Miethsäusern, die minderbemittelten Bevölkerungskreisen dienen, bis 25% herabsetzen.

Geschäftsgrundstücke werden mit 70% des Wehrbeitragswertes bewertet; Herabsetzung dieses Satzes durch die Landesfinanzämter bis auf 45% ist zulässig. Grundstücke, die wegen Stillegungen, Betriebseinschränkungen, Kurzarbeit usw. längere Zeit ungenutzt sind, können auf Antrag um 30% niedriger als nach dem im Landesfinanzamtsbezirk maßgebenden Satz bewertet werden. Als Geschäftsgrundstücke gelten solche Grundstücke, die fremden oder eigenen gewerblichen Zwecken dienen.

Steigerung der Unfallrenten. Bekanntlich ist eine Erhöhung der Unfallrenten und sonstigen Aufwendungen der Berufsgenossenschaften mit Wirkung ab 1. Juli 1925 durch das „Zweite Gesetz über Änderungen in der Unfallversicherung" vom 14. Juli 1925 erfolgt. Endgültige Zahlen darüber, wie sich diese Erhöhung auswirkt, liegen noch nicht vor. Einen gewissen Anhalt bietet aber der Vergleich der Beträge, welche die Berufsgenossenschaften an die Post damals und jetzt für die von ihr für ihre Rechnung vorgenommenen Zahlungen zu erstatten haben. Diese waren im Jahre 1925 festgesetzt auf 6,66 Millionen RM. monatlich, ab 1. April d. J. belaufen sie sich auf 12 Millionen RM. monatlich, weisen also eine Steigerung von 82,4 % auf. Diese Steigerung ist im wesentlichen durch die Erhöhung der Renten bewirkt. Die Erhöhung der übrigen Lasten, die das Gesetz bringt, ist darin noch kaum zum Ausdruck gelangt.

Die Pfändbarkeit der Notstandsarbeiterlöhne. Nach § 9 der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. 4. 1925 gilt die Beschäftigung bei Notstandsarbeiten als Beschäftigung im Sinne der Reichsversicherung und des Einkommensteuergesetzes. In einem Runderlaß des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt (III. / R. I. 1101) wird darauf hingewiesen, daß daher die Vergütung der Notstandsarbeiter auch nach Ansicht des Reichsarbeitsministeriums dem Arbeitslohn freier Arbeiter hinsichtlich der Pfändbarkeit gleichzustellen ist. In welchem Umfange die Pfändung möglich ist, wird sich also nach den allgemeinen Bestimmungen über die Pfändbarkeit zu richten haben. Die Entscheidung dieser Frage wird den Gerichten überlassen bleiben müssen.

Zur Berechnung der Unkostenzuschläge bei Notstandsarbeiten. Die Träger von Notstandsarbeiten haben es häufig abgelehnt, die Beiträge, die der Unternehmer für die bei Notstandsarbeiten beschäftigten Arbeiter an seine Berufsorganisation abzuführen hat und die nach der gezahlten Lohnsumme berechnet werden, auf die Unkostenzuschläge

anzurechnen, die sie dem Unternehmer gewähren. Im Einvernehmen mit dem Reichsarbeitsminister hat der Reichsminister der Finanzen in einem Schreiben vom 4. II. 1926 entschieden, daß bei Notstandsarbeiten die Beiträge für die Berufsorganisationen bis zur Höhe von 50% der allgemeinen Beiträge als erstattungsfähig anzuerkennen sind.

Bescheinigung über den Entlassungsgrund. (Besch. d. RAM. v. 10. 3. 1926.) Der Arbeitgeber ist nach Art. 1, Satz 1, der Ausführungsvorschriften zur Erwerbslosenfürsorge vom 2. 5. 1925 (RGBl. I, S. 63) nur verpflichtet, dem Vorsitzenden des öffentlichen Arbeitsnachweises Auskunft über Beginn, Ende und Art des Beschäftigungsverhältnisses, sowie über den Entlassungsgrund des Arbeitnehmers zu geben. Dem Entlassenen gegenüber besteht diese Verpflichtung nicht.

Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe. Wie im „Bauingenieur" 1926, Heft 10, S. 210, mitgeteilt wurde, ist am 13. 2. 1926 zwischen den Parteien des früheren Reichstarifvertrages für das Baugewerbe ein zentrales Lohnschiedsgericht vereinbart worden, das im Falle des Scheiterns bezirklicher Verhandlungen durch endgültige Schiedssprüche die Löhne im Baugewerbe festsetzen soll. Dieses zentrale Lohnschiedsgericht hat unter dem Vorsitz des Senatspräsidenten Dr. Spiegelthal vom 29. März bis 1. April d. J. seine erste Tagung abgehalten. Aus zahlreichen Gebieten lagen Anträge der Arbeitgeber auf Abbau besonders hoher Löhne oder auf Versetzung einzelner Orte in niedrigere Ortsklassen vor. Ein teilweiser Lohnabbau, der im wesentlichen der Angleichung übersteigerter Löhne an das allgemeine Lohnniveau diente, wurde für Bayern, Württemberg, Maingau-Rheingau und Minden-Lippe festgesetzt. Für alle übrigen Gebiete, für die Lohnänderungen beantragt waren, sind die Anträge zur nochmaligen bezirklichen Verhandlung zurückverwiesen worden. Die Gewerkschaften haben sich ausdrücklich bereit erklärt, in den neuen bezirklichen Verhandlungen ernstlich und sachlich über die Arbeitgeberanträge zu beraten. Es handelt sich hierbei im wesentlichen um die Gebiete Rheinland-Westfalen, Hannover-Braunschweig, Brandenburg-Grenzmark, Pommern, Thüringen und Schlesien. Die neuen bezirklichen Verhandlungen sollen bis zum 30. April stattfinden, und zwar mit Ausnahme von Thüringen, Schlesien und Hannover-Braunschweig unter Leitung eines Unparteiischen. Im Falle des Scheiterns tritt das zentrale Schiedsgericht nach dem 30. April wieder zur Entscheidung dieser Fälle zusammen. Bis dahin gilt der bisherige tarifliche Zustand.

Reichslebenshaltungsindex.

Januar: 139,8	Februar: 138,8	März: 138,3

Großhandelsindex.

3. März	10. März	17. März	24. März	31. März	7. April
117,3	117,6	117,8	119,0	121,2	122,0

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 8. April.)

Übergang von Werksbeurlaubten in die Erwerbslosenfürsorge. (Erl. d. R. A. M. v. 9. III. 1926.) Die Bestimmung, daß beim Übergang aus der Werksbeurlaubung in die Vollerwerbslosigkeit keine Wartezeit gemäß § 9, Abs. 1, der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. II. 1924 durchzumachen ist, gilt auch für den Fall, daß der Arbeitnehmer das Arbeitsverhältnis kündigt.

Gesetz über die Geltungsdauer von Vorschriften der Reichsversicherungsordnung. Vom 26. März 1926 (R. G. Bl. I, S. 179). Die Beschränkung der Geltungsdauer auf den 31. März 1925 bzw. 1926 der Absätze 3 und 5 des § 180 der R. V. O. (Bemessung des vollen Arbeitsverdienstes als Grundlohn), des § 318 b (Listenführung der Arbeitgeber über den den Versicherten gezahlten Entgelt), des § 318c (Festsetzung des Grundlohnes durch den Kassenvorstand bei Fehlen der Meldung des Arbeitgebers), des § 393 a (Zahlung der Beiträge am jedesmaligen Lohntage) und des § 393 b (Ermächtigung des Reichsarbeitsministers zu weiteren Erleichterungen der Beitragseinholung) fällt weg, so daß auch diese Bestimmungen weiterhin vorläufig Geltung haben.

Gesetz über die Bereitstellung von Kredit zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Vom 26. März 1926 (R. G. Bl. I, S. 179). Der Reichsminister der Finanzen wird ermächtigt, 200 Millionen Reichsmark im Wege des Kredits flüssig zu machen, um die Gewährung von Zwischenkrediten auf erste Hypotheken für Kleinwohnungen zu fördern. Die näheren Vorschriften über die Verwendung der Mittel erläßt der Reichsarbeitsminister. (Vgl. Mitteilung in Heft 13 des „Bauingenieur", S. 267.)

Gesetz zur Änderung der Preuß. Steuernotverordnung. Vom 27. März 1926. (Gesetzsamml. S. 127.) Die Hauszinssteuer beträgt 900% der vorläufigen Steuer vom Grundvermögen (bisher 700%). Von dem Aufkommen sind $^{18}/_{36}$ (bisher $^{7}/_{14}$) zur Förderung der Neubautätigkeit zu verwenden, und zwar fallen hiervon $^{6}/_{36}$ (bisher $^{3}/_{14}$) dem Lande, $^{12}/_{36}$ (bisher $^{4}/_{14}$) den Stadt- und Landkreisen zu. Von den übrigen $^{18}/_{36}$ (bisher $^{7}/_{14}$) werden $^{6}/_{36}$ (bisher $^{2}/_{14}$) den Gemeinden (Gemeindeverbänden) zur Deckung der übrigen Ausgaben überwiesen; $^{13}/_{36}$ (bisher $^{5}/_{14}$) fließen dem Lande zu. — Von der Steuer befreit werden unter besonderen Voraussetzungen Grundstücke, die für öffentliche, gemeinnützige, mildtätige oder religiöse Zwecke benutzt werden, ferner fremden Staaten gehörende Grundstücke der Botschaften, Konsulate usw. — Der Finanzminister hat die Steuer zu stunden und niederzuschlagen, insoweit ihre Einziehung eine unbillige Härte bedeutet, das ist u. a. bei gewerblich genutzten Gebäuden, deren Räume durch Betriebseinschränkungen, ungünstigen Geschäftsgang oder infolge schlechter Saison gegenüber der Vorkriegszeit erheblich geringer ausgenutzt werden.

Verordnung über den üblichen Zinsfuß. Vom 27. März 1926 (RGBl. I, S. 183). Üblicher Zinsfuß im Sinne des § 7 des Aufwertungsgesetzes ist bis auf weiteres ein Zinsfuß von 10%. (Bisher 11%.) Zwei tabellarische Übersichten über den Barwert einer am 1. Januar 1932 fälligen Aufwertungsforderung für die Monate April 1926 bis Dezember 1931 sind der Verordnung beigefügt.

Zweite Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 27. März 1926 (RGBl. I, S. 190). Der für die Berechnung der nach Art. 50, 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes zu entrichtenden Zinsen maßgebliche Reichsbankdiskontsatz ist auf 7% festgesetzt worden.

Gesetz über Steuermilderungen zur Erleichterung der Wirtschaftslage. Vom 31. März 1926 (RGBl. I, S. 185). Das Gesetz, über dessen Inhalt schon auf S. 269 dieser Zeitschrift berichtet wurde, tritt am 1. April in Kraft. Es bringt die Hinausschiebung der Erhöhung der gesetzlichen Miete auf 100% der Friedensmiete bis zum 31. März 1927, die Senkung der Umsatzsteuer auf 0,75% ab 1. April und die Aufhebung der Luxussteuer. Die Umsatzsteuerermäßigung muß, wie bei den früheren Senkungen des Steuersatzes, den Kontrahenten von vor dem 1. April geschlossenen Verträgen, die noch nicht abgewickelt sind, vergütet werden. Ferner enthält das Gesetz die steuerlichen Erleichterungen der Betriebszusammenschlüsse auf dem Gebiet der Kapitalverkehrssteuer, die Verlegung der Einkommensteuervorauszahlungstermine auf den 10. des ersten Quartalsmonats, den Wegfall der Vermögensteuerzahlung vom 15. Mai 1926 und die sonstigen Erleichterungen auf dem Gebiet der Vermögensteuer (Ermäßigung des Tarifs bei Vermögen bis zu 30 000 M.), ferner die Änderungen der Verbrauchssteuern (Wein-, Salz-, Bier- und Schaumweinsteuer). Eine Vermögensteuerveranlagung für 1926 findet nicht statt.

Verordnung über die Bewertung zwangsbewirtschafteter Grundstücke für die erste Feststellung der Einheitswerte nach dem Reichsbewertungsgesetz. Vom 25. März 1926 (RGBl. I, S. 180.) Vergl. die vorstehende kleine Mitteilung.

Preußische Gewerbeertragssteuererklärung. Nach Mitteilung des Landesfinanzamtes Berlin findet eine offizielle Verlängerung der Abgabefrist nicht statt. Den Steuerpflichtigen soll jedoch kein Nachteil erwachsen, wenn sie die Erklärung erst bis zum 24. d. M. beim Finanzamt abgeben.

Rechtsprechung.

Arbeitsrecht. Reichsgerichtsentscheidung über den Begriff der Stillegung des Betriebes im Sinne des § 96, Abs. 2 BRG. Nach § 96, Abs. 2 BRG. kann einem Mitgliede der Betriebsvertretung ohne Zustimmung der Betriebsvertretung nur dann gekündigt werden, wenn der Betrieb stillgelegt wird und Betriebsratsmitglieder entlassen werden müssen. Auf Grund dieser Bestimmung hatte eine Firma, die vom 1. Juli 1924 ab ihren Betrieb stillegte, mit dem größten Teil ihrer Angestellten und Arbeiter auch drei Mitgliedern des Angestellten- und Betriebsrates gekündigt. Diese forderten von der Firma Fortzahlung des Gehaltes, da der Betrieb nur 7 Tage lang zum Schein geruht habe. Das Reichsgericht hob das abweisende Urteil des Oberlandesgerichts auf mit der Begründung, daß unter Betrieb im Sinne des § 96 BRG. nicht die Betriebsanlage, sondern der innere Organismus des ganzen Geschäftes zu verstehen ist. Zwar kann auch eine zeitweilige Betriebseinstellung eine solche dem Sinne des § 96 BRG. entsprechende Betriebsstillegung darstellen; jedoch ist das nicht der Fall, wenn sich die Wiederaufnahme der Arbeit so rasch an die erfolgte Stillegung anschließt, daß sie nur als eine Fortsetzung des alten Betriebes aufgefaßt werden kann. Zum nächsten Kündigungstermin kann den Klägern jetzt gekündigt werden, da sie nicht mehr Betriebsratsmitglieder sind. (Reichsgerichtsurteil III 427/25 vom 16. Februar 1926.)

Berichtigung. In dem Aufsatz „Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens" in Heft 7 ist auf S. 135 ein Druckfehler unterlaufen. Es muß dort in Zeile 10 ff. der 2. Spalte heißen: „Diese Leistungen.....sollten, wenn.....gesagt ist, nicht als Obliegenheit des Unternehmers angesehen werden."

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 18. März 1926.

Kl. 20 i, Gr. 1. W 69 385. Fa. F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Abhängigkeit zwischen getrennten Fahrstraßen- und Signalhebeln. 19. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 4. A 42 291. Wilhelm Ackermann, Essen, Frau-Bertha-Krupp-Str. 1. Schwenkbare Vorrichtung für den Gleisanschluß von Abbaustrecken an Bremsbergen. 19. V. 24.

Kl. 20 i, Gr. 19. S 69 615. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke; Zus. z. Pat. 423 872. 9. IV. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 44 153. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Windschiefe Kettenfahrleitung ohne Nachspannvorrichtung mit abschnittweiser Vertauschung von Fahrdraht und Tragseil für elektrische Bahnen. 7. II. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. R 58 859. Heinrich Riechel, Cassel-W., Kunoldstr. 16. Konsol-Drehkran. 4. VII. 23.

Kl. 37 d, Gr. 7. N 23 383. Fa. Niederrheinische Steinholz-Industrie C. Conrads G. m. b. H., Crefeld. Steinholzfußboden. 12. VII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. Sch 72 830. Carl Schneider, Ribnitz, Meckl., und Skanska Cementaktiebolaget, Malmö, Schweden; Vertr.: Karl Lenk, Berlin, Friedrichstr. 192/193. Verfahren zur Herstellung eines Erregers für hydraulische Bindemittel. 26. I. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. K 92 522. Dr. Hans Kühl, Berlin-Lichterfelde, Zehlendorfer Str. 4 a. Verfahren zum Brennen von Zement. 20. I. 25.

Kl. 80 b, Gr. 6. B 113 752. Peter P. Budnikoff u. Morduch E. Lewin, Iwanowo-Wosnessensk, Rußland; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer Zementart. 14. IV. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 88 654. Bertha Müller, geb. Neitzert, Bochum, Waldstr. 24. Verfahren zum Beschicken von Abraumsetzern mittels fahrbarer Rampe. 2. III. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. A 38 596. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 9. X. 22.

Am 1. Januar 1926 ist eine neue Gruppeneinteilung der Patentklassen in Kraft getreten, die für die Veröffentlichungen im Patentblatt maßgebend ist (vgl. Bauingenieur Nr. 5 vom 29 Januar 1926). Veröffentlichungen, welche die Patente bis einschließlich 424 660 betreffen (Löschung, Zurücknahme, Nichtigkeitserklärung usw.), erfolgen unter der alten Klassenangabe.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 11 vom 18. März 1926.

Kl. 19 b, Gr. 5. 427 420. M. E. W. Fitzgerald u. F. F. Maynard, Eltham, Neu-Seeland; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Büchler, Pat.-Anw., Aachen. Sandstreuer. 23. VI. 23. F 54 237. Neu-Seeland 20. XI. 22.

Kl. 19 e, Gr. 3. 427 473. Erich Kort, Gifhorn. Unterirdische Marksteinsicherung. 8. VII. 24. K 90 181.

Kl. 20 k, Gr. 14. 437 242. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stromschienenschutz. 13. VII. 23. S 63 337.

Kl. 37 a, Gr. 3. 437 499. Christoph Henrich, Duisburg-Ruhrort, Kanzlerstr. 7. Verfahren zum Herstellen von Putzdecken. 5. IV. 24. H 96 727.

Kl. 37 c, Gr. 3. 427 226. Dipl.-Ing. Hans Wagner, Ober-Eßlingen. Glasdachsprosse aus Eisen. 7. VI. 21. W 58 536.

Kl. 85 a, Gr. 1. 427 221. Rud. A. Hartmann, Berlin, Gitschiner Str. 65. Kühler, bzw. Wärmeaustauschkörper für Wassersterilisation. 15. V. 24. H 97 241.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Asphalt- und Teerstraßen (Bituminöse Straßenanlagen). Von B. J. Kerkhof, Berlin. Übersetzt von E. Ilse. Mit 10 Abbildungen auf Tafeln. (79 S.) Verlag von Julius Springer, Berlin, 1925. Gebunden RM. 7,50. (Die erste Auflage ist vergriffen, die zweite unveränderte Auflage erscheint soeben zum gleichen Preise.)

Von dem leitenden Direktor der „Maatschappy Wegenbouw" in Utrecht, Kerkhof, ist in dem vorliegenden Buche eine Fülle von Grundsätzlichem für den Bau bituminöser Straßen sowie die mit diesen gemachten Erfahrungen zusammengetragen. Der Direktor der in diesem Jahre gegründeten Wegebaugesellschaften in Düsseldorf, Weimar, Stuttgart und München, E. Ilse, hat durch die Übersetzung des Buches der deutschen Fachwelt einen anerkennenswerten Dienst erwiesen.

Das Buch ist aus der Praxis heraus entstanden und in der Hauptsache für diese auch bestimmt; es beschränkt sich in den theoretischen Erörterungen auf das unbedingt Erforderliche. Der Reihe nach werden eine große Zahl verschiedener Ausführungsarten von bituminösen Straßen, ihre Konstruktion und ihr Anwendungsbereich, ihr Material und die Unterhaltung eingehend behandelt; und zwar werden unterschieden: Stampfasphalt, Plattenasphalt, Guß- oder Streichasphalt, Sand-, Steinschlagasphalt (Asphaltbeton) und Asphaltmakadam. Bevor in dem angegebenen Sinne auf sie eingegangen wird, finden die Grundlagen des Straßenbaues — unter besonderer Berücksichtigung der Asphaltstraßen — die erforderliche Erwähnung. Im Zusammenhange mit den verschiedenen an die Straßen von Fall zu Fall zu stellenden Anforderungen stellt Verfasser auf Grund gesammelter reicher Erfahrungen die maßgebenden Grundsätze für die Ausbildung der Unterbettung, der seitlichen Einfassung von Asphaltwegen und für den Straßenquerschnitt in gerader Strecke und in Kurven, sowie für das Gefälle bei den verschiedenen Asphalt-Straßenarten in kurzer übersichtlicher Form zusammen. Den Abschluß bilden die Kapitel über Oberflächenbehandlung und über die Prüfung bituminöser Materialien einschließlich der tabellarischen Zusammenstellung der maßgebenden Eigenschaften der einzelnen Baustoffe. Mit Rücksicht auf den gerade in deutschen Landen jetzt so überaus wichtigen wirtschaftlichen Gesichtspunkt, besonders im Vergleich zu anderen Straßenarten, wäre eine ausführliche Kostenübersicht sehr zu begrüßen gewesen. In den einzelnen, vorzüglichen Abbildungen findet der Text eine lebendige Unterstützung.

Es ist mit dem Buche der Fachliteratur eine wertvolle Ergänzung zuteil geworden, die bestens empfohlen werden kann. E.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Eine größere Zahl von Mitgliedern der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen schuldet noch immer den zu Jahresanfang fälligen Beitrag, der auf der ordentlichen Mitglieder-Versammlung (Hauptversammlung) am 1. Dezember v. J. auf 8 Reichsmark jährlich, für Mitglieder des V.d.I. 6 Reichsmark und für Junioren auf 3 Reichsmark festgesetzt worden ist. Es wird gebeten, den Beitrag baldgefälligst auf das Postscheckkonto Nr. 100329 der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW. 7 (Ingenieurhaus), einzuzahlen.

Führer für die Berufswahl.

Der jetzige Ostertermin wirft für zahlreiche junge Leute die Frage auf, welchen Beruf sie wählen wollen. Wir weisen daher unsere Mitglieder erneut auf die Schrift von Dipl.-Ing. Baer „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hin, die im Auftrage des Deutschen Ausschusses für technisches Schulwesen und der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen verfaßt worden ist. Die Schrift, die u. a. vom sächsischen Unterrichtsministerium den Schülern der höheren Lehranstalten und deren Eltern empfohlen worden ist, kann zum Preise von 0,50 RM. vom VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 7, bezogen werden.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 23. April 1926 Heft 17

HOCHWERTIGE PORTLANDZEMENTE.

UNTERSUCHUNGEN IM LABORATORIUM UND EIN ANWENDUNGSBEISPIEL.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

Im September 1924 wurde der Verfasser mit der Durchführung von Untersuchungen über die Verwendung verschiedener hochwertiger Portlandzemente aus einigen süddeutschen Zementfabriken beauftragt.

Es lagen bereits einige wertvolle Ergebnisse von Untersuchungen mit hochwertigem Portlandzement vor, die von Prof. Rüth mit Dyckerhoff hochwertigem Zement, und von Prof. Otzen mit Wickinger hochwertigem Zement.

Bei der vorliegenden Arbeit hatte der Verfasser sich zur Aufgabe gemacht, in systematischer Weise zu untersuchen wo und wie man hochwertigen Portlandzement mit Vorteil gegenüber dem gewöhnlichen Portlandzement anwenden könnte. Es galt hierbei gewisse Fragen zu klären, über die z. T. Vermutungen, z. T. irrige Anschauungen bestanden: in erster Linie die Fragen der Volumenänderungen beim Erhärten (Schwinden und Schwellen) und der Elastizität zu klären.

Das Programm umfaßte Untersuchungen an Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton, die sich auf ein Jahr erstrecken sollten.

Die Untersuchungen an den vier Zementen mit verschiedenen Fabrikmarken, die als P, N, L und W bezeichnet werden sollen, wurden nach 2, 3, 7, 14, 28, 90 und 300 Tagen durchgeführt.

Die Voruntersuchungen umfaßten Normenuntersuchungen mit Festigkeitsprüfungen (Zug- und Druckfestigkeiten).

Zu diesen Voruntersuchungen gehörten neben der Bestimmung der Abbindezeit die Abbindewärme, die gewöhnliche und die bekannte beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe außer allen andern Normenproben.

Der zweite Teil, die Hauptuntersuchungen, wurde an zwei Mischungen ausgeführt.

Das Mischungsverhältnis 1 Raumteil Zement zu 5 Raumteilen Kiessand oder im Mittel 250 kg Zement auf 1 m^3 Kiessand, wie er hauptsächlich bei Eisenbeton Verwendung findet. Dementsprechend wurde der Wasserzusatz durch Vorversuche mit einem Wasserzementfaktor von 0,68 bis 0,75 (gleich 14,5 Volumenprozent des Trockengemisches) so bestimmt, daß ein plastischer, für Eisenbeton gut verarbeitbarer Beton erzielt wurde.

Konsistenzproben mit Hilfe des Fließtisches dienten beim Betonieren zur Kontrolle der Gleichmäßigkeit der Konsistenz und damit der Zusammensetzung des Gemisches.

Der Erfolg dieser Maßregeln zeigte sich in der Folge darin, daß die Einzelwerte der Versuchsergebnisse stets gut beisammen lagen, und daß Vergleiche zwischen verschiedenen Zementen möglich wurden.

Neben der plastischen Mischung 1:5 wurde das Verhalten des Betons bei gestampften Körpern im Mischungsverhältnis 1:12 mit einem W Z F von 0,9 bis 0,99 (gleich 9 Volumenprozent Wasser) studiert.

Grundsätzlich wurde jede Mischung (etwa 90 l) zwei Minuten trocken und zwei Minuten naß in der Maschine gemischt.

Als Zuschlagmaterial wurde guter, von lehmigen Bestandteilen freier Rheingrubensand und Kies aus dem Rhein bei Maxau verwendet. Um für die zahlreichen Versuchskörper möglichst gleiche Zusammensetzung zu gewährleisten, wurde sämtlicher Kies und Sand gedarrt und durch Aussieben in fünf Kornstufen zerlegt. Vor der Verarbeitung wurde das Zuschlagsmaterial durch Abwiegen aus diesen Komponenten so zusammengesetzt, daß es folgende Korngrößen enthielt: 0—1 mm 19%, 1—3 mm 15%, 3—8 mm 15,5%, 8—15 mm 24%, 15—25 mm 26,5%. Das Raumgewicht des Gemisches wurde zu 2 kg/l bestimmt und konnte als praktisch frei von Eigenfeuchtigkeit betrachtet werden.

So waren die Voraussetzungen für die Herstellung eines vollkommen gleichartigen Betonmaterials gegeben und damit eine Vergleichsmöglichkeit zwischen verschiedenen Zementen geschaffen.

Im einzelnen wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

1. Prüfung der Druckfestigkeiten an je drei Würfeln von 20 cm Kantenlänge nach 2, 3, 7, 14, 28, 90 und 300 Tagen,
2. Prüfung der Biegungszugfestigkeit an Balken 15 × 8 × 8 cm (Termine wie vor),
3. Prüfung des Verlaufs der Rißbildungen, Bestimmung der Biegungsdruckfestigkeit und der Bruchlasten an Eisenbetonbalken (Termine wie vor, nur für das Mischungsverhältnis 1:5),
4. Elastizitätsmessungen zur Ermittlung der Elastizitätszahlen an je zwei Prismen (Termine wie vor),
5. Messung der Volumenänderungen bei Luft- und Wasserlagerung (Schwinden und Schwellen) an je zwei Prismen nach 2, 3, 4, 5, 6, 7, 14, 28, 90, 180 und 300 Tagen.

Über die Form, Herstellung und Lagerung der Probekörper sowie die Prüfungsmethoden ist folgendes mitzuteilen:

Die Herstellung erfolgte während des Winters, dessen Temperatur während des Betonierens etwa 7—10° betrug.

Nach 24 Stunden wurden die Körper ausgeschalt und blieben einen weiteren Tag auf den Schalböden. Dann wurden sie heruntergenommen und unter feuchten Säcken bis zur Prüfung im Herstellungsraum gelagert.

Für die Herstellung der Würfel von 20 cm Kantenlänge und der Prismen für die Schwinduntersuchung mit den Abmessungen 12 × 12 × 50 cm wurden eiserne Formen auf gut geölten Fußböden benutzt. Für die Herstellung der übrigen Versuchskörper dienten geölte Holzschalungen.

Die Prüfung der Würfelfestigkeit K_d erfolgte in der üblichen Weise im Mittel aus je drei Versuchen an jedem Prüfungstermine.

Zur Feststellung der Biegungszugfestigkeit diente die in Abb. 1a dargestellte Versuchsanordnung. Die Betonbalken mit den Abmessungen 8 × 15 × 80 cm wurden bei einer Spannweite l = 0,60 m durch eine Einzellast in der Mitte belastet. Aus der Bruchlast wurde die Biegungszugfestigkeit

$$K_{bz} = \frac{\frac{Pl}{4}}{\frac{b\,h^2}{6}} = \frac{P}{20}$$

berechnet, im Mittel aus je drei Versuchen für jeden Prüfungstermin.

Die Elastizitätsmessungen wurden mit Hilfe Martensscher Spiegelapparate an Prismen 30 × 10 × 10 vorgenommen,

deren Druckflächen vor dem Versuch durch Abgleichen genau eben und parallel gemacht waren. Die einzelnen Laststufen wurden so lange wiederholt, bis die federnden Längenänderungen konstant blieben. Zum Schluß wurde durch Zerdrücken des Körpers seine Bruchfestigkeit K_p (Prismenfestigkeit) ermittelt.

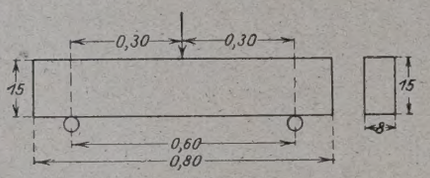


Abb. 1a.

Die Eisenbetonbalken wurden in einer Länge von 2,20 m und einem Querschnitt von 12 × 18 cm hergestellt und waren mit 1 Ø 22 mm + 2 Ø 20 mm bewehrt nach Abb. 1b.

Die Bewehrung wurde so stark bemessen, damit auch bei älterem Beton der Bruch durch Überwindung der Biegungsdruckfestigkeit erfolgen mußte.

Die Belastung erfolgte durch zwei zur Mitte symmetrisch angeordnete Einzellasten im gegenseitigen Abstande von 0,50 m. Innerhalb dieser Strecke mit gleichbleibenden Momenten wurden mit Hilfe Bachscher Längenänderungsmesser die Längenänderungszunahmen in der oberen Randfaser gemessen und mit Hilfe der Ergebnisse der Elastizitätsmessungen die

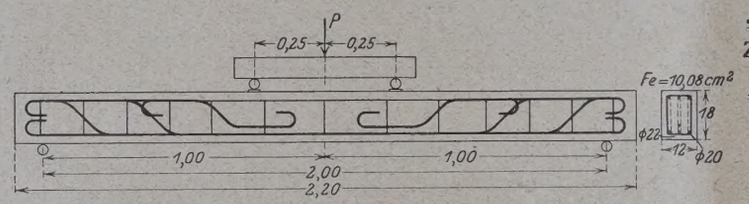


Abb. 1b.

größten Druckspannungen im Querschnitt ermittelt. Auf diese Weise war es bei dem vom Verfasser wiederholt angewendeten Verfahren möglich, die größten Druckspannungen im Beton und die der Bruchbelastung entsprechende Biegungsdruckfestigkeit K_{bd} ohne Zuhilfenahme irgendeines Berechnungsverfahrens direkt aus den Messungen abzuleiten.

Ferner wurde das Auftreten und der Verlauf der Zug- und Schrägrisse beobachtet.

Das Verhalten des Betons hinsichtlich Schwindens und Schwellens wurde an den oben erwähnten Prismen untersucht, in deren Stirnseite messingene Bolzen mit stumpfer Spitze einbetoniert waren (siehe Abb. 1c). Von den Körpern lagerten nach ihrer Ausschalung je zwei in der Luft und je zwei im Wasser in einem Raum mit der konstanten Temperatur von 18° C und gleichbleibender Feuchtigkeit. In diesem Raum fanden auch die Messungen statt, so daß die Einflüsse der Temperatur und der Feuchtigkeit ausgeschaltet waren. (Näheres über das in meinem Institut eingeführte Verfahren siehe Doktorarbeit Hummel, Auszug im Bauingenieur 1923.)

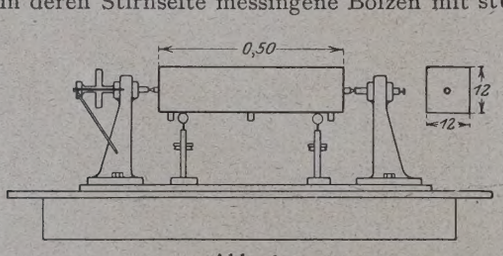


Abb. 1c.

Im Anschluß an die vorstehend mitgeteilten Untersuchungen wurden parallel einige ergänzende Untersuchungen ausgeführt unter Berücksichtigung von verschiedenen Betonmischungen, und bei einer Reihe unter gleichzeitiger Verwendung von hochwertigem Eisen.

Mit Rücksicht darauf, daß in der Praxis beobachtet wurde, daß hochwertige Zemente bei niedrigeren Temperaturen langsamer abbinden, wurden mit der Marke „N" Kälteversuche vorgenommen. Einige Normenkörper wurden vor oder während des Abbindeprozesses während 24 Stunden der Kälte von −3° C ausgesetzt, während weiterer 24 Stunden an der Luft (Zimmertemperatur) und schließlich im Wasser gelagert. Zum Vergleich dienten normenmäßig hergestellte Körper. Die Festigkeitsprüfung bei den so gelagerten Proben erfolgte nach 3 und 7 Tagen.

A. Zusammenstellung der Ergebnisse der Untersuchungen.

I. Voruntersuchungen.

Bei der folgenden Besprechung der Ergebnisse der Untersuchungen mit den vier verschiedenen Portlandzementen sei zunächst vorausgeschickt, daß der zum Vergleich untersuchte gewöhnliche Portlandzement Marke „P" in seinen Eigenschaften bis zu einem gewissen Grade sich den hochwertigen Zementen nähert.

Bei der Zusammenfassung sind die Gesichtspunkte, unter denen die Wertigkeit der Zemente zu beurteilen ist, berücksichtigt: die Raschheit der Erhärtung und die Festigkeitszunahme mit dem Alter.

Im einzelnen haben die Untersuchungen folgendes ergeben:

1. Das Abbinden und die Abbindetemperaturen.

Zusammenstellung 1.

Zementart	Beginn des Abbindens	Ende des Abbindens	Abbindetemperatur
N	4 Stunden 45 Min.	9 Stunden 15 Min.	59° C
L	2 „ 30 „	7 „ 10 „	50° C
P	4 „ 40 „	9 „ 10 „	30° C
W	2 „ 25 „	8 „ 45 „	—

Wir ersehen aus vorstehender Zusammenstellung, daß in der Abbindezeit nennenswerte Unterschiede nicht festzustellen sind, daß dagegen die Abbindewärme verschiedene Grade erreicht. Je hochwertiger der Zement ist, desto höher ist die Abbindetemperatur.

2. Über Raumbeständigkeit, Mahlfeinheit, Raumgewicht, spezifisches Gewicht und Wasseranspruch.

Alle Zemente haben sowohl die gewöhnliche 28-Tage-Raumbeständigkeitsprobe bei Luft- und Wasserlagerung als auch die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe (Kochprobe nach Michaelis) bestanden.

Bezüglich der Mahlfeinheit, des Raumgewichts und des spezifischen Gewichts sei folgende Zusammenstellung aufgeführt:

Zementart	Mahlfeinheit Rückstand a. d. 900-Maschen-Sieb	Mahlfeinheit Rückstand a. d. 4900-Maschen-Sieb	Raumgewicht eingesiebt	Raumgewicht eingerüttelt	Spezifisches Gewicht im Anlieferungszustande	Wasseranspruch auf 100 g Zement
N	0,165%	0,75%	960 g	1487 g	3,05	27 g
L	0,25 %	5,3 %	906 g	1492 g	3,03	27 g
W	0,54 %	3,45%	963 g	1618 g	3,06	28 g
P	1,15 %	12,8 %	1086 g	1680 g	3,02	26 g

Wesentliche Unterschiede sind bei der Mahlfeinheit festzustellen, die mit der Hochwertigkeit der Zemente zunimmt.

3. Einfluß niedriger Temperaturen beim Abbinden auf die rasche Erhärtung.

Nach den einleitend beschriebenen Untersuchungen wurden für die Marke „N" Kälteuntersuchungen ausgeführt, deren Ergebnisse in folgender Zusammenstellung ersichtlich sind:

Zusammenstellung 2.

Mittelwerte von Festigkeiten in kg/cm²

	nach 3 Tagen		nach 7 Tagen	
	Druck	Zug	Druck	Zug
Normenmäßig hergestellte Körper	254	35,1	422	38,2
3 Stunden nach der Herstellung der Kälte ausgesetzt	286	32,5	454,5	35,5
2 „ dgl.	259	27,5	442	38,5
1 Stunde dgl.	299	24,2	428	35
sofort nach der Herstellung der Kälte ausgesetzt	240	28,9	444,5	36,8

Wir ersehen aus diesen Ergebnissen, daß das langsamere Abbinden bei niedrigeren Temperaturen auf die rasche Erhärtung keinen nennenswerten Einfluß hat. Besonders bei den Drei-Tage-Festigkeiten zeigt sich dies, wobei nur zu beachten ist, daß eine kleine unwesentliche Verringerung in der Festigkeit bei denjenigen Körpern festzustellen ist, die sofort der Kälte ausgesetzt wurden.

Die Ergebnisse der Untersuchung der Normenfestigkeit sollen zusammen mit denjenigen von Beton besprochen werden.

II. Hauptuntersuchungen.

1. Die Festigkeiten von Mörtel und Beton.

Die Zug- und Druckfestigkeiten für die Zementnormenkörper sind in Zusammenstellung 3 enthalten.

Zusammenstellung 3.

Normenfestigkeiten

nach Tagen	Marke „N“ Druck kg/cm²	Marke „N“ Zug kg/cm²	Marke „L“ Druck kg/cm²	Marke „L“ Zug kg/cm²	Marke „W“ Druck kg/cm²	Marke „W“ Zug kg/cm²	Marke „P“ Druck kg/cm²	Marke „P“ Zug kg/cm²
3	349	28,6	301	30,8	280	23,4	218	25,6
7	459	35,7	441	32,4	411	26,7	345	26,1
14	601	44,0	526	39,6	544	46,4	462	32,8
28	651	45,6	616	44,7	576	47,7	508	41,9
90	677	48,6	616	42,1	621	45,4	523	40,2
300	655	45,5	586	35,2	538	39,1	470	33,8

Wir ersehen daraus, daß die vier Zementarten nach den neuen amtlichen Bestimmungen für Eisenbeton in ihrer Wertigkeit verschieden zu beurteilen sind. Danach wird für hochwertigen Zement nach drei Tagen eine Druckfestigkeit von 250 kg/cm² verlangt und eine Zugfestigkeit von 25 kg/cm². Sonach wären die mit „N“ und „L“ bezeichneten Marken nach den neuen Bestimmungen als hochwertig anzusprechen, während bei den beiden anderen Marken in dem einen Fall die Druckfestigkeit und in dem anderen Fall die Zugfestigkeit den Normen für hochwertigen Zement entspricht.

Die amtlichen Bestimmungen verlangen ferner, daß nach 28 Tagen kombinierter Lagerung die Druckfestigkeit 450 kg/cm² und die Zugfestigkeit 35 kg/cm² betragen. Darnach wären alle vier Zemente nach den Ergebnissen der Normenfestigkeitsuntersuchungen als hochwertig anzusprechen.

Die Zusammensetzung des Betons:

Es wurde bereits darauf hingewiesen, daß der Beton mit Hilfe des Fließtisches in gleicher Konsistenz für die verschiedenen Zementarten hergestellt wurde. Daraus ergaben sich nachfolgende Zusammensetzungen:

Marke „N“

1:5 in Raumteilen = 260 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
273 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 14,5 Volumenprozent Wasser = Wasserzementfaktor 0,68 (in der Folge mit WZF bezeichnet),

1:6 in Raumteilen = 216 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
234 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 14,5 Volumenprozent Wasser
= WZF 0,78,

1:8 in Raumteilen = 163 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
180 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 15 Volumenprozent Wasser = WZF 1,04,

1:10 in Raumteilen = 130 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
144 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 10 Volumenprozent Wasser = WZF 0,85,

1:12 in Raumteilen = 108 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
122 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 9 Volumenprozent Wasser = WZF 0,9

Marke „L“

1:5 in Raumteilen = 236 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
248 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 14,5 Volumenprozent Wasser = WZF 0,75,

1:12 in Raumteilen = 98 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
110 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 9 Volumenprozent Wasser = WZF 0,99.

Marke „W“

1:5 in Raumteilen = 246 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
255 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 14,5 Volumenprozent Wasser
= WZF 0,706,

1:12 in Raumteilen = 102 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
115 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 9 Volumenprozent Wasser = WZF 0,950.

Marke „P“

1:5 in Raumteilen = 260 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
273 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 14,5 Volumenprozent Wasser = WZF 0,68,

1:12 in Raumteilen = 138 kg Zement auf 1 m³ Kiessand =
122 „ „ „ 1 „ fertigen Beton
+ 9 Volumenprozent Wasser = WZF 0,90.

Die Beton- und Eisenbetonkörper wurden in den ersten 28 Tagen naß gehalten, in der folgenden Zeit trocken gelagert, um baumäßige Verhältnisse zu schaffen.

Der Einfluß der Betonkomponenten und der verschiedenen Zementmarken auf die notwendigen Zementmengen sei durch nachfolgende aus den Untersuchungen sich ergebenden Zahlen belegt:

Zusammenstellung 4 a.

Würfeldruckfestigkeiten

Betonmischungsverhältnis 1 : 5 in Raumteilen:

Marke „N“ = 273 kg/m³ fertigen Beton; WZF = 0,68,
„ „L“ = 248 „ „ „ WZF = 0,75,
„ „W“ = 255 „ „ „ WZF = 0,706,
„ „P“ = 273 „ „ „ WZF = 0,68.

nach Tagen	Marke „N“ Druck kg/cm²	Marke „L“ Druck kg/cm²	Marke „W“ Druck kg/cm²	Marke „P“ Druck kg/cm²
2	67,9	27,8	29,4	35,5
3	93,3	69,5	29,4	58,2
7	185,3	134,0	128,8	110,4
14	223,3	192,7	201,8	168,8
28	256,6	244,1	257,7	219
90	323	318	324,6	237
300	429	387,6	381,5	317

Zusammenstellung 4 b.

Betonmischungsverhältnis 1 : 12 in Raumteilen:

Marke „N" = 122 kg/m³ fertigen Beton; WZF = 0,9,
„ „L" = 110 „ „ „ WZF = 0,99,
„ „W" = 115 „ „ „ WZF = 0,950,
„ „P" = 273 „ „ „ WZF = 0,90.

nach Tagen	Marke „N" Druck kg/cm²	Marke „L" Druck kg/cm²	Marke „W" Druck kg/cm²	Marke „P" Druck kg/cm²
3	33,9	26,2	24,0	19,0
7	71,4	51,7	55,7	39,05
28	116,5	94,1	89,2	73,5

Wir entnehmen aus diesen Zusammenstellungen, daß die Wertigkeit bei den verschiedenen Marken sich in folgender Weise unterscheidet:

Der Beton mit Zement „N" erreicht nach 3 Tagen 36%, nach 7 Tagen 72% der 28-Tage-Druckfestigkeit. Bei der Marke „L" erhält man nach 3 Tagen 28% und nach 7 Tagen 55% der 28-Tage-Druckfestigkeit.

Dagegen haben die mit Marke „W" und „P" hergestellten Betonkörper nach 3 Tagen 21 bzw. 26% und nach 7 Tagen 50% der 28-Tage-Druckfestigkeit.

Ein ähnliches Verhältnis zeigt sich bei den Biegungszugfestigkeiten, die in Zusammenstellung 4 c enthalten sind, wenn auch die Festigkeitszunahmen nicht den gleichen Schritt halten wie bei der Druckfestigkeit.

Zusammenstellung 4 c.

Biegungszugfestigkeiten.

Betonmischungsverhältnis 1 : 5 in Raumteilen:

Marke „N" = 273 kg/m³ fertigen Beton; WZF = 0,68,
„ „L" = 248 „ „ „ WZF = 0,75,
„ „W" = 255 „ „ „ WZF = 0,706,
„ „P" = 273 „ „ „ WZF = 0,68.

nach Tagen	Marke „N" Zug kg/cm²	Marke „L" Zug kg/cm²	Marke „W" Zug kg/cm²	Marke „P" Zug kg/cm²
2	11,1	8,6	6,5	11,58
3	21,4	14,9	11,5	14,53
7	33,6	27,2	19,2	30,02
14	37,2	33,4	30,2	34,5
28	38,9	42,0	38,3	36,4
90	60,0	35,0	51,2	38,0
300	63,5	—	53,9	54,2

Nach den neuen amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten würden alle 4 Betonarten als hochwertig zu bezeichnen sein, weil sie nach 28 Tagen bei plastischer Konsistenz eine Würfelfestigkeit von über 130 kg/cm² aufweisen. Legt man die 7-Tage-Festigkeit für die Betonmischungen 1 : 5 der Beurteilung der Hochwertigkeit zugrunde, so ergibt sich daraus die Abstufung, wie sie auch bei den Normenproben festzustellen war.

(Fortsetzung folgt.)

REICHSWASSERSTRASSENVERWALTUNG.

Von Ministerialrat Sorger, Dresden.

Nach den Artikeln 97 und 171 der Reichsverfassung waren die dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserstraßen spätestens bis zum 1. April 1921 in das Eigentum und die Verwaltung des Reiches zu übernehmen. Mit dem Artikel 97 ist das Analogon zu Artikel 89 der Reichsverfassung geschaffen worden, der die dem allgemeinen Verkehr dienenden Eisenbahnen ebenfalls in das Eigentum des Reiches überwies. Von einer Zentrale, dem Reichsverkehrsministerium, aus sollten die beiden Hauptverkehrsanstalten — Eisenbahn und Wasserstraßen — geleitet und die wirtschaftlichen Interessen beider Verkehrsmittel ausgeglichen werden.

Der Übergang der Eisenbahn auf das Reich vollzog sich verhältnismäßig rasch. Durch den Staatsvertrag vom 31. März 1920 wurden die Ländereisenbahnen in das Eigentum und die Verwaltung des Reiches übergeführt. Der Übergang der Wasserstraßen ist durch den „vorläufigen" Staatsvertrag zwischen dem Reiche und den beteiligten Ländern vom 29. Juli 1921 geregelt. Die praktische Durchführung der Bestimmungen der Reichsverfassung begegnete nicht unbedeutenden Schwierigkeiten, so daß zunächst nur ein „vorläufiger" Staatsvertrag abgeschlossen werden konnte; das weitere Ziel ist eine Verständigung des Reiches und der Länder über den endgültigen Staatsvertrag.

Nach dem vorläufigen Staatsvertrage werden die Ströme in ihrer Eigenschaft als Träger des Schiffahrtsverkehrs von den Landesbehörden in mittlerer und unterer Instanz und unter Leitung des Reichsverkehrsministeriums auf Kosten des Reiches verwaltet, und zwar von den gleichen Behörden, die vor Inkrafttreten der Reichsverfassung für das Land tätig waren. Bei Abschluß des endgültigen Staatsvertrages wird die Frage zu lösen sein, ob die Landesbehörden diese Verwaltung für das Reich weiter ausüben oder ob reichseigene Behörden für die Verwaltung der Ströme errichtet werden sollen. Das Reich glaubt, den Standpunkt vertreten zu sollen, daß die ihm in der Reichsverfassung zugewiesenen Aufgaben nur mit reichseigenen Behörden in mittlerer und unterer Instanz durchgeführt werden können, während es die meisten Länder für angezeigt halten, die Ströme weiter von Landesbehörden für das Reich verwalten zu lassen.

Meines Erachtens hat hierzu noch zu wenig der Techniker Stellung genommen, obwohl er dazu besonders berufen ist, weil er jahrelang diese Verwaltung am Strom praktisch ausgeübt hat und mit allen Interessenten am Strom in ständiger Fühlung lebt.

Die meisten Länder begründen ihre Stellungnahme damit, daß das Reich nach der Reichsverfassung den Strom fast nur als Verkehrsweg auszubauen und zu unterhalten habe, während doch die Ströme nicht nur den Interessen des Verkehrs, sondern auch denen der Landeskultur dienen, und daß es untunlich sei, die Verwaltung der Ströme als Verkehrsträger aus der gesamten wasserwirtschaftlichen Verwaltung eines Stromgebietes loszulösen; denn die Landeskulturinteressen eines Stromgebietes, vor allem des Gebietes unmittelbar neben der Wasserstraße, müßten nach den Vorschriften der Reichsverfassung weiter von den Ländern selbst gewahrt werden. In Artikel 97, Abs. 3 der Reichsverfassung ist zwar gesagt, daß bei der Verwaltung, dem Ausbau oder dem Neubau von Wasserstraßen die Bedürfnisse der Landeskultur und der Wasserwirtschaft im Einvernehmen mit den Ländern zu wahren sind und auf deren Förderung Rücksicht zu nehmen ist. Da aber ein organischer Zusammenhang zwischen beiden Arbeitsgebieten besteht, käme in der Praxis nicht nur eine gegenseitige Rücksichtnahme, sondern ein enges Zusammenarbeiten von Reich und Land in Frage; denn eine getrennte Behandlung der wasserwirtschaftlichen Aufgaben des Reiches und der Länder ist schwierig, oft sogar unmöglich. Im Gegensatze zur Eisenbahn, die lediglich eine Verkehrsanstalt ist, dienen die großen Ströme neben dem Verkehr noch wichtigen Aufgaben der Landeskultur: sie regeln die Vorflut, sie nehmen städtische, ländliche und industrielle Abwässer auf, sie dienen der Wasserentnahme für Städte und Gemeinden, für Industrie und Landwirtschaft, oft wird auch das Gefälle des Stromes zu Kraftzwecken ausgenutzt.

Vom technischen Standpunkte aus ist die Wasserwirtschaft eines Stromgebietes als einheitliches Ganzes

zu bearbeiten; denn die meisten technischen Arbeiten am Strome werden auch die Gebiete mit beeinflussen, die dem Strome unmittelbar benachbart sind. Eine Stromkorrektur zum Beispiel läßt sich selten durchführen, ohne daß die durch sie meist mit bedingten Änderungen der Abflußverhältnisse im Strome auch die Abflußverhältnisse im Nachbargebiete, vor allem bei Mittel- und Hochwasser, berühren. Fast alle großen Stromkorrektionen greifen tief in die Wasserwirtschaft eines Landes ein, so daß an jedem Stromausbau, vor allem in dicht besiedelten, industriell hoch entwickelten Gegenden, das Landeskulturinteresse ganz erheblich beteiligt ist. Umgekehrt wiederum sind die meisten baulichen Maßnahmen außerhalb des Stromschlauches — zum Beispiel die Arbeiten im Überschwemmungsgebiete — von großer Bedeutung für den Abflußvorgang im Strombett. Es bestehen also so innige Wechselbeziehungen technischer und wirtschaftlicher Art zwischen allen Arbeiten am Strome und in dessen Nähe, daß eine einheitliche Leitung aller dieser Arbeiten eine Notwendigkeit ist.

Mit den schiffbaren Strömen zusammen bilden die Nebenflüsse mit ihren Zubringern das gesamte Flußgebiet. Jeder größere Eingriff in den Wasserhaushalt dieser Nebenflüsse beeinflußt den Abfluß im Hauptstrom. Auch deshalb ist es anzustreben, die technische und technisch-wirtschaftliche Verwaltung nicht nur des Stromes mit seinem Nachbarland, sondern eines ganzen Flußgebietes tunlichst in einer Hand zu lassen.

Werden aber nach dem Wunsche des Reichsverkehrsministeriums eigene Reichsbehörden in mittlerer und unterer Instanz für die Verwaltung der Ströme als Verkehrsstraßen gegründet, wird also den Landesbehörden die bisherige Tätigkeit für das Reich entzogen, so wird das Land gezwungen sein, weiter technische Behörden zur Bearbeitung seiner eigenen wasserwirtschaftlichen Arbeiten im Gebiete des Hauptstroms zu behalten. Dann bestehen zwei Behörden zur Bearbeitung oft derselben Sache — eine Reichs- und eine Landesbehörde — nebeneinander, und wenn auch bei beiden Behörden sicherlich der Wunsch bestehen wird, in beiderseitigem besten Einvernehmen zu arbeiten, so werden gegenseitige Reibungen nicht selten sein, vor allem dann, wenn gegensätzliche Interessen vertreten werden müssen, die jetzt ausgleichend in einer Hand bearbeitet werden. Ob sich auch die Interessenten am Strome, die mit Behörden ständig zu tun haben, in den neuen Zuständigkeiten zurechtfänden, ist sehr zu bezweifeln. Überdies würde es sicherlich kein Mann des Wirtschaftslebens verstehen, daß zeitraubende Arbeit gleichzeitig von zwei Behörden geleistet wird, die recht gut von einer Behörde erledigt werden könnte.

In der so schweren Zeit unseres Vaterlandes müßte doch Sparen und tunlichste Vereinfachung des Verwaltungsapparates oberstes Gebot sein. Es liegt durchaus nicht im finanziellen Interesse des Reiches und der Länder, jetzt neue Reichsbehörden zu schaffen, deren Verwaltungsapparat für den Gesamtetat des Reiches und der Länder — und das ist infolge des Übergangs der Steuerhoheit auf das Reich schließlich das allein maßgebende — unter allen Umständen Verteuerungen mit sich bringen muß.

Das Reich begründet seine Forderung nach reichseigenen Behörden in mittlerer und unterer Instanz damit, daß es als Träger der finanziellen Lasten des Stromausbaues auch eigene Behörden in mittlerer und unterer Instanz haben, und daß es das Verfügungsrecht über seine Beamten, die es mit Aufgaben betraue, in vollem Umfange besitzen müsse. Auch könnten die großen Aufgaben des Ausbaues der Ströme nur von einheitlichen technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten geleitet werden. Zum ersten Teile der Begründung ist zu bemerken, daß sich bis jetzt — wenigstens in Sachsen — keinerlei Unzuträglichkeiten dadurch gezeigt haben, daß Landesbeamte für Aufgaben des Reiches mit tätig waren. Auch fernerhin wird jeder Landesbeamte die Arbeiten für das Reich mit ganz besonderer Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit durchführen.

Wenn Schwierigkeiten mit einzelnen Ländern aufgetreten sein sollten, so müßten diese meines Erachtens doch unter allen Umständen zu überwinden sein. Wo ein Wille ist, ist auch ein Weg. Gewiß wird auch in den einzelnen Ländern noch eine Vereinfachung des Verwaltungsapparates möglich sein, vor allem wird die finanzielle Notlage unseres verarmten Vaterlandes diejenigen Länder, in denen für wasserwirtschaftliche Aufgaben mehrere Behörden zuständig sind, dazu zwingen, die Arbeitsgebiete zusammenzufassen.

Daß der Ausbau der Ströme nur von einheitlichen Gesichtspunkten aus geschehen kann, ist selbstverständlich. Die Führung hierbei soll auch dem Reichverkehrsministerium anvertraut werden. Der Ausbau geschah aber bereits zu der Zeit planmäßig, als die Verwaltung der Ströme noch ausschließlich in den Händen der Länder lag. Später ist durch das Reichsgesetz vom Jahre 1911 im allgemeinen für die meisten der deutschen schiffbaren Ströme das Ziel des Ausbaues festgelegt worden, das von den einzelnen Ländern einzuhalten war. In mustergültiger Weise ist von den einzelnen Ländern der Ausbau nach den Richtlinien dieses Gesetzes in Angriff genommen worden. Die Länder wetteiferten miteinander, den Ausbau so rasch als möglich im Interesse der Schiffahrt und der Landeskultur zu bewerkstelligen, und die Landesregierungen stellten hierfür reichlich Mittel zur Verfügung. Die Arbeiten der Stromverbauung haben wiederholt die besondere Anerkennung aller daran interessierten Wirtschaftskreise gefunden. Nicht verständlich ist daher die Forderung, die von einem Teile der Schiffahrttreibenden nach eigenen Reichsbehörden in mittlerer und unterer Instanz erhoben wird. Von allen Schiffahrttreibenden wird auch dieser Forderung durchaus nicht beigetreten, z. B. haben sich die in Dresden domizilierenden, einen wichtigen Teil der deutschen Binnenschiffahrt darstellenden Schiffahrtsgesellschaften mit lebhafter Unterstützung der Handelskammer Dresden und des Verbandes sächsischer Industrieller für die Beibehaltung der Landesbehörden ausgesprochen.

Zuzugeben ist, daß eine einheitliche Vertretung der wichtigen wirtschaftlichen Interessen der Schiffahrt, die ja fast ausschließlich in den Händen der Privatwirtschaft liegt, notwendig, und daß hierfür die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums die gegebene Stelle ist. Die Schiffahrt kämpft seit Jahren schwer um ihre wirtschaftliche Existenz als Konkurrenzunternehmerin der Eisenbahn. Sie erstrebt als Gegengewicht gegen die Seehafen-, Durchfuhr- und sonstigen Ausnahmetarife der Eisenbahn die sogenannten Binnenumschlagtarife und wünscht mit Recht im Gegensatze zu den wirtschaftlichen Interessen der Eisenbahn ihre wirtschaftlichen Interessen in einer besonderen Abteilung des Reichsverkehrsministeriums vertreten zu sehen. Das ist ein erstrebenswertes Ziel, dem sich keine Landesregierung widersetzen wird, im Gegenteil, jedes Land wird diese Forderung mit allen Mitteln unterstützen. Es soll auch durchaus nicht die Notwendigkeit einer besonderen Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums bestritten werden; denn dieser Abteilung fällt weiter die große und für das deutsche Wirtschaftsleben so wichtige Aufgabe zu, die deutschen Kanalpläne der Verwirklichung entgegenzuführen. Künstliche Wasserstraßen führen meist durch das Gebiet mehrerer Länder, es muß eine Stelle da sein, die die technischen und wirtschaftlichen Fragen beim Bau und Betrieb dieser neuen Wasserwege behandelt und die oft gegensätzlichen Interessen der Länder in der Finanzierung, dem Ausbau, der Linienführung und dem Baufortschritt der Kanäle ausgleicht. Die Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums hat also große, für Technik und Wirtschaft bedeutende Aufgaben zu lösen. Es sollte ihr daher nicht schwer fallen, im Interesse der Einfachheit der Verwaltung und der einheitlichen Führung der Wasserwirtschaft der Länder auf reichseigene Behörden in mittlerer und unterer Instanz zu verzichten und in enger und harmonischer Zusammenarbeit mit den Landesbehörden die künftigen Aufgaben zur Hebung und Vervollkommnung des Schiffsverkehrs zu lösen.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 321.)

Die Kaimauer, die den Abschluß des Gebäudes nach der Wasserseite bildet, besteht aus einer Reihe von Eisenbeton-Senkkästen (Abb. 13 a), die in einem Abstand von 6,70 m von

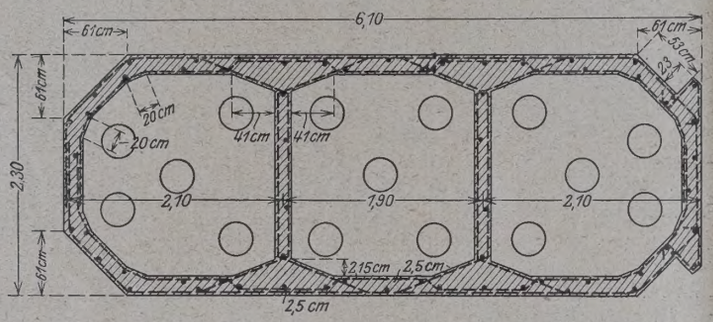


Abb. 13 a. Typischer Horizontalschnitt durch einen Senkkasten.

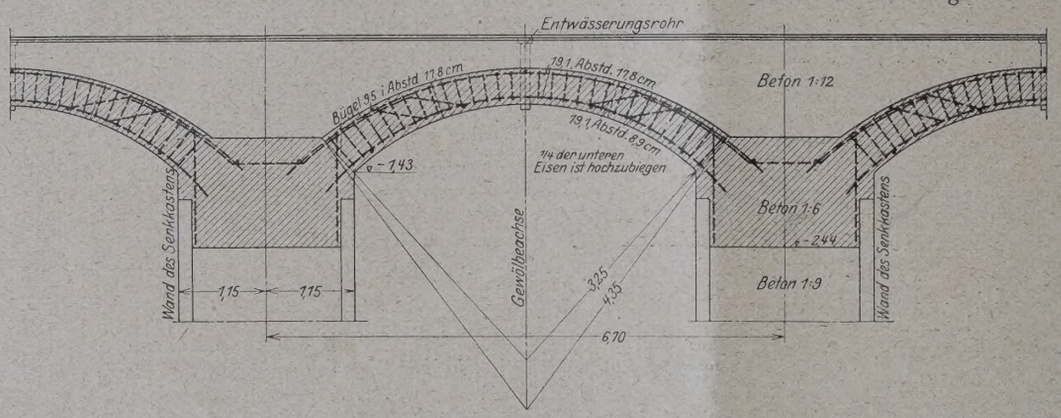


Abb. 13 b. Hafenerweiterung in San Francisco: Kaimauerschnitt durch Weg, Bogen und Senkkästen.

Mitte zu Mitte angeordnet sind und deren lichte Zwischenräume gegen die Landseite durch Eisenbetongewölbe überspannt sind. In der Horizontalen sind die Senkkästen ebenfalls durch Gewölbe miteinander verbunden, die die Lasten der Kranbahn und der Hafenbahn übernehmen (Abb. 13 b).

Die Konstruktion sowohl als auch der Bauvorgang waren durch das Bestreben beeinflußt, den Beton erst nach einer gewissen Erhärtung den Angriffen durch das Seewasser auszusetzen. Daher wurden die Hauptkonstruktionsteile — Senkkästen und Gewölbewände — am Land hergestellt und fertig in das Bauwerk eingebracht (siehe die Baubilder 13 c—f). Für jeden Senkkasten wurde eine besondere Baugrube geschaffen, die Senkkästen schwimmend an Ort und Stelle verbracht und durch Einlassen von Wasser versenkt. Der Caissonboden wurde sodann zerstoßen und Rammpfähle aus Eisenbeton eingetrieben, deren Köpfe noch etwa 2,5 m in den Caisson hineinragten. Die Verbindung zwischen Senkkasten und Pfählen wurde sodann durch eine Lage Schüttbeton hergestellt. Dann konnte der Senkkasten ausgepumpt und vollends mit Beton aufgefüllt werden.

Die Gewölbewände, die die Senkkästen nach der Landseite untereinander verbinden, sind nach einem Kreissegment geformt und haben ihrer statischen Beanspruchung gemäß keine Bewehrung auf Biegung (Abb. 13 g). Ihr Anschluß an die Senkkästen ist auf folgende Weise gedichtet: Die Gewölbewände haben in der Anschlußebene eine durchlaufende Nut. In diese Nut wurde ein Schlauch, aus Segeltuch gefertigt und mit Zementmörtel gefüllt, eingebracht.

Das Lagergebäude ist auf Pfählen gegründet (Abb. 12 d, Heft 16). Der tragfähige Baugrund befindet sich in 7—12 m Tiefe unter M N W, darüber lag eine Schlammschicht in Stärke von 3—7 m. Die Schlammschicht wurde entfernt und an ihrer Stelle reiner Sand eingebracht (siehe Abbildung 12 e). Durch die neue Sandschicht wurden die Pfähle in den tragfähigen Boden hineingerammt.

Bei den Hafenerweiterungsbauten des Jahres 1925 wurde ein anderes Gründungsverfahren angewandt. Über die Holzpfähle wurden aus Eisenbeton hergestellte Mäntel in folgender Weise ausgeführt:

Zwei Eisenbetonschalen, die liegend hergestellt werden, werden im Alter von mindestens 28 Tagen über den Holzpfahl gestülpt. Vorher werden über diesen Gummiringe aufgezogen, damit eine möglichst dichte Verbindung geschaffen und ein Vordringen von Wasser oder Erde zu den Eisenbetonschalen

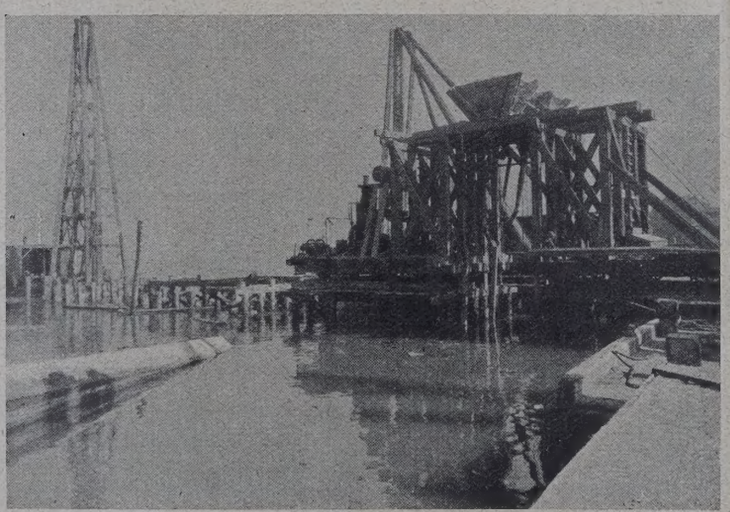


Abb. 13 c. Transportgerüst zum Einbringen der Caissons.

Abb. 13 d. Caisson zum Einbringen bereit.

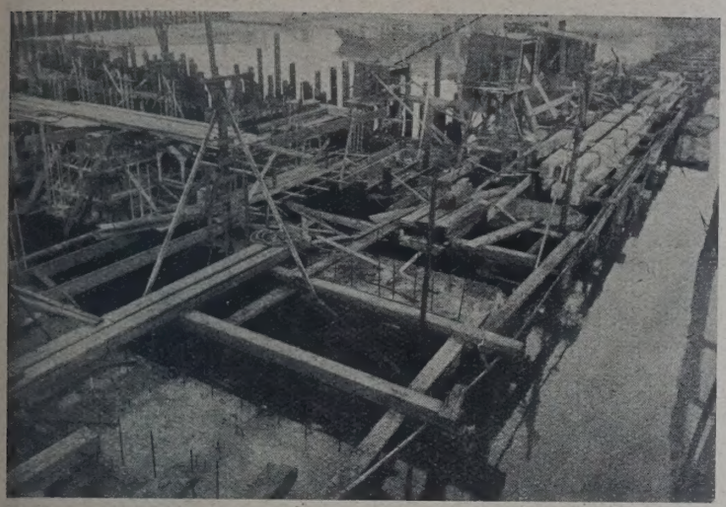


Abb. 13e.

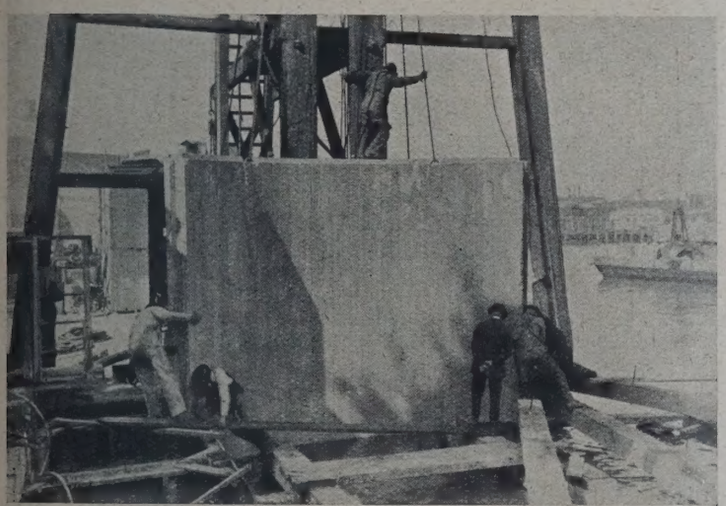


Abb. 13f.

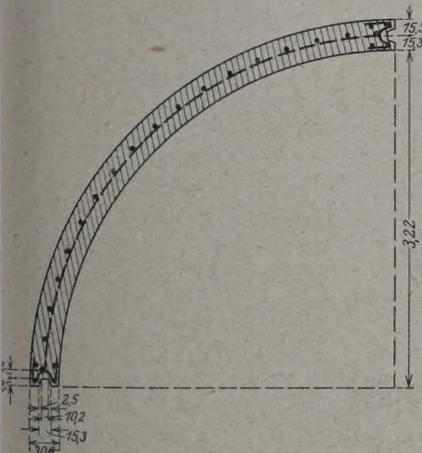


Abb. 13g. Typischer Horizontalschnitt durch eine Gewölbewand.

Abb. 13a—g.
Hafenerweiterungsbauten in San Francisco.

verhindert wird. Der Hohlraum innerhalb der Schalen wird mit Beton 1 : 6 ausgefüllt.

Man hat in dieser Bauart die Wirkung eines bewehrten Betonpfahles mit hölzernem Kern. Da die Länge der Mäntel und Pfähle sich einander je nach den Bodenbedingungen nähern, wird ein Punkt erreicht, an dem es wirtschaftlicher ist, von dem hölzernen Kern abzusehen und ganze Eisenbetonpfähle anzuwenden.

Diese Methode, die sich seit dem Jahre 1907 bewährt hat, geht von der Annahme aus, daß der so geschaffene Betonquerschnitt so stark wird, daß auf die Tragfähigkeit des Holzpfahls nach einiger Zeit ganz verzichtet werden kann, wenn er durch den wechselnden Wasserstand zu faulen beginnt oder aus einem andern Grunde zerstört wird. Gleichzeitig hat man die Möglichkeit, die Herstellung der mit dem Seewasser direkt in Berührung kommenden Betonschalen aus gutem Beton sorgfältig zu überwachen und sie genügend lange vor dem Einbringen ins Seewasser erhärten zu lassen.

Ferner möge erwähnt werden, daß sowohl die Schalen als auch die Untersicht der darauf ruhenden Eisenbetonkonstruktion zum Schutze gegen Wellenangriff und Spritzwasser mit Asphalt gestrichen werden, um das Eindringen von Seewasser in die Oberflächenporen und die durch Wechsel von Feuchtigkeit und Austrocknung evtl. entstehenden Risse zu verhindern.

Beim Ausbau des Hafens von S. Pedro bei Los Angeles wurde bei Eisenbetonpfählen ein eigenartiges Verfahren angewendet. Während die Unterseite der Eisenbetonkonstruktion mit Asphaltlösung mit Hilfe einer Kanone aufgespritzt wird, werden die Pfähle nach dem Patent Raymond-Osborne in folgender Weise vorbehandelt. Im Alter von 21 Tagen kommen die Eisenbetonpfähle für 12 Stunden in einen Raum 200—300° Fahrenheit, von hier aus direkt in einen Behälter, in dem flüssiger Asphalt unter Druck auf die Oberfläche der Pfähle aufgebracht wird. Die Behälter sind ziemlich groß, da sie das Tränken von Pfählen bis 20 m Länge ermöglichen.

In neuerer Zeit wurde an der Westküste Tonerdezement zur Herstellung von Eisenbetonpfählen zum Schutz gegen Seewasser versuchsweise angewendet.

Schließlich sei darauf hingewiesen, daß die längsten bisher verwendeten Eisenbetonpfähle in einer Länge von 35 m vor einem Jahre im Hafen von Manila gerammt wurden.

Die Erfahrungen im Seewasserbau bestätigen, daß man durch gute Betonmischungen, glatte Oberflächen und eine möglichst lange Erhärtung vor der Berührung mit dem Seewasser Angriffe einzuschränken in der Lage ist.

5. Verwendung eiserner Formen beim Schleusenbau.

Die Schleuse bei Lockport für die Illinois-Wasserstraße besteht aus zwei parallel laufenden Stützmauern im Schwergewichtstyp mit einer Gesamtlänge von 284 m bei lichtem Abstand von 33,5 m. Die Höhe von der Grundsohle ist 22 m, die Schleusenhubhöhe 12,5 m (Abb. 14a); die Aushubmengen betrugen 130 000 m³; die gesamten Betonmassen betrugen 73 500 m³. Für die Einbauten waren erforderlich 182 t Baustahl und 112 t Guß- und Schmiedeeisen für Schleusen, Schieber und Anschlußverbindungsstücke. Die Kosten betrugen 1,46 Mill. Dollar. Als besondere Merkmale sind die in Amerika seltenen senkrechten Hubschleusen und die Umlaufskanäle in den Seitenwänden zu nennen.

Der Beton, der in einem Mischungsverhältnis von 300 kg Zement auf den m³ Beton hergestellt werden mußte, da die Verwendung von Schüttrinnen von der Bauherrin nicht gestattet wurde, wurde mit Hilfe von Kabelkrananlagen ausgeführt. Auf beiden Seiten der vorgesehenen Anlage

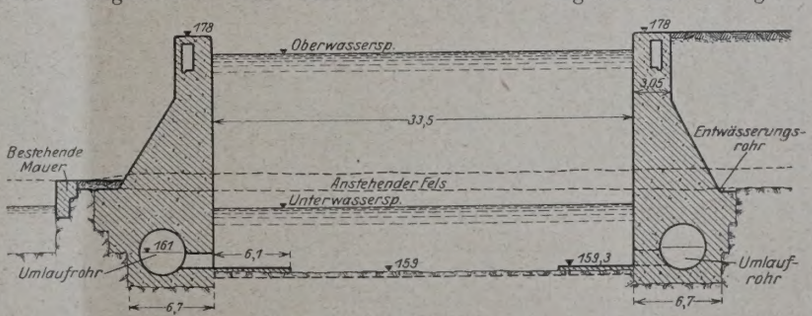


Abb. 14a.

waren in einer Länge von je 360 m die Gleise für die fahrbaren Hubtürme vorgesehen. Die Spannweite zwischen den Türmen betrug 280 m. Dabei war der Kopfturm 41 m, der Endturm 26 m hoch. Der Verfasser konnte an dieser Stelle das Betonieren mit Hilfe der Kabelkrananlagen nicht besichtigen. Das gleiche Verfahren war aber bei dem Bau einer größeren Anlage in der Nähe von Chicago im Betrieb.

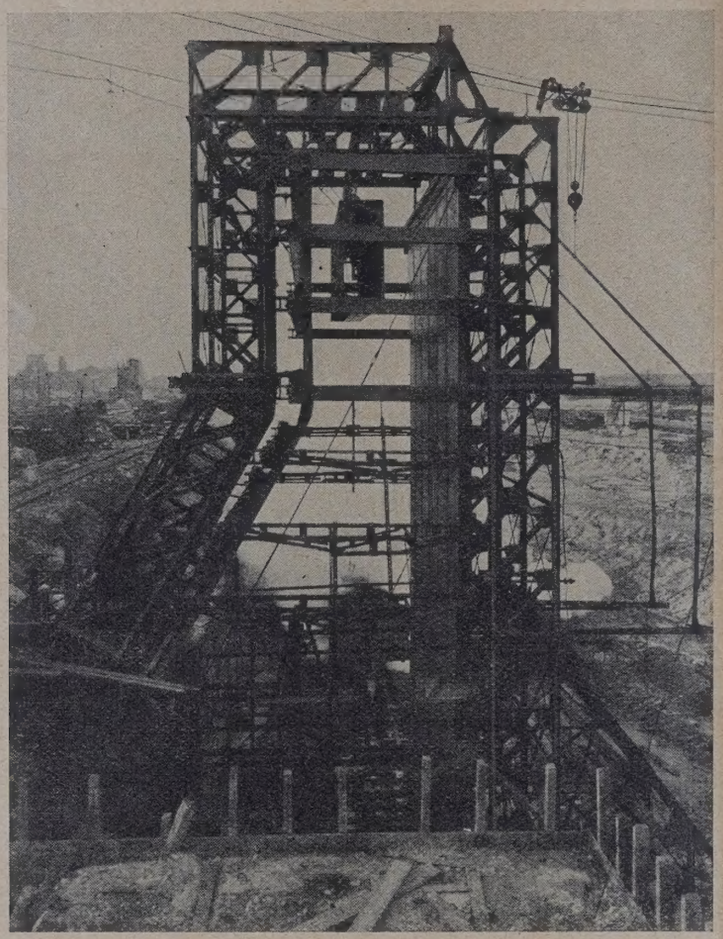


Abb. 14 b.
Verwendung eiserner Formen beim Bau der Schleuse von Lockport 1925.

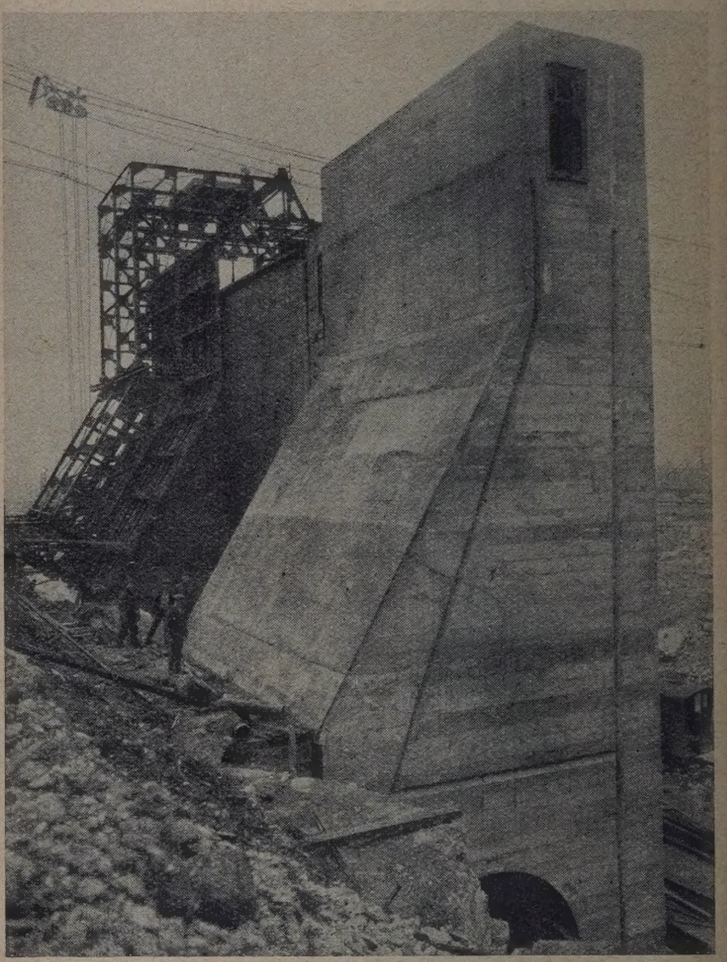


Abb. 14 c.
Arbeitsvorgang bei der Schleuse bei Lockport.

Das Material wurde in einer Zentralstelle gemischt und bis zu den Kabeltürmen mit Hilfe einer Lokomotive und eines Tenderwagens mit außerordentlich großer Geschwindigkeit herangeführt, so daß es täglich möglich war, bei 8-stündiger Arbeitszeit im Durchschnitt bis zu 450 m^3 Beton herzustellen. (Die Höchstleistung betrug 1100 m^3.) Man konnte damit rechnen, daß alle 5—6 min ein 5 m^3 fassender Behälter Beton eingebracht werden konnte. Auch hier war kein besonderer Putz vorgesehen.

Charakteristisch an dieser Ausführung war die Verwendung von eisernen Formen, wie sie in Abb. 14b zu ersehen sind. Zwei Sätze von je 10 m Länge wurden im ganzen zur Herstellung des mittleren Teiles verwendet, bei dem die Formgebung wegen der rechtwinkligen Wände einfach war. Für die Zylinderform der Auslaufkabel wurde gewöhnliche Holzverschalung angewendet.

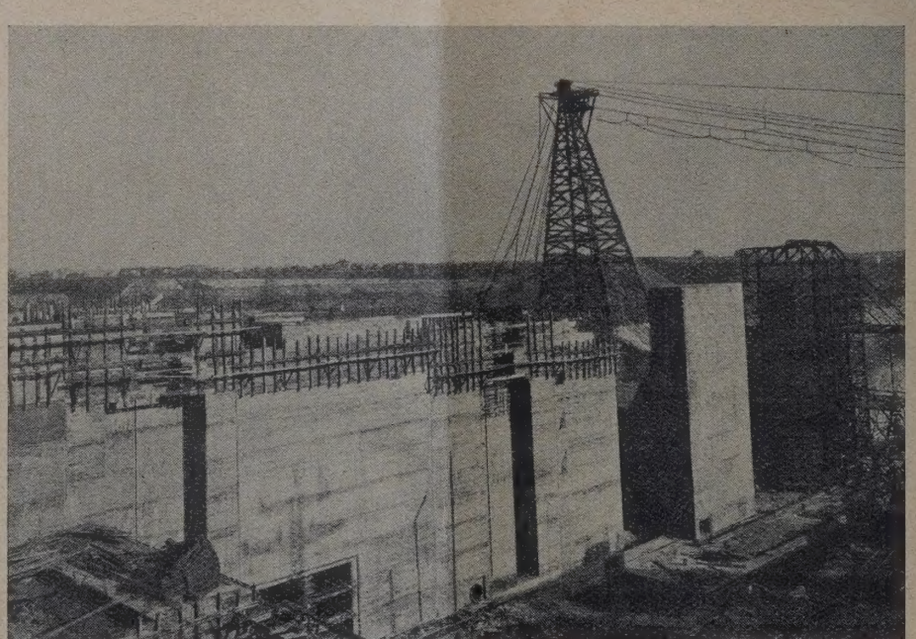


Abb. 14 d. Gießen von Beton mittels Kabelförderung. Schleuse von Lockport bei Chicago 1925.

Der Vorgang beim Betonieren ist z. T. aus Abb. 14 c zu ersehen. Die Seitenwände wurden in 10 - m - Abschnitten betoniert, und zwar in der Weise, daß immer abwechselnd zwischen zwei fertiggestellten Teilen ein Hohlraum blieb, der nach Erhärtung der beiden ersten betoniert wurde. Dadurch erreichte man an der Stelle der Arbeitsfugen die Unterteilung der Mauer in 10-m-Abschnitte, ohne besondere Dehnungsfugen einführen zu müssen. In den weniger übersichtlichen Teilen wurden Holzschalungen verwendet.

Ein Gesamtbild von der Ausführung der Anlage mit einem Turm zeigt Abb. 14 d, in der alle Baustadien dargestellt sind.

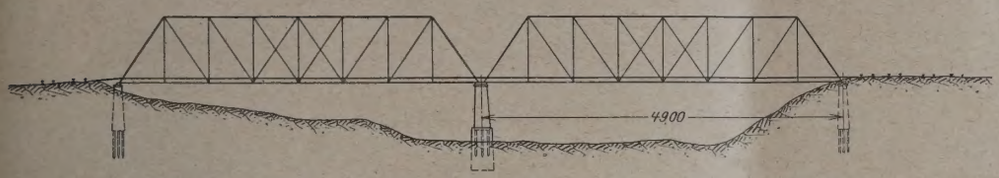


Abb. 15a. Straßen- und Eisenbahnviadukt in Los Angeles. Alte Brücke.

IV. Beispiele aus dem Brückenbau.

Auf dem Gebiete der Straßenbrücken im Eisenbetonbau sind mir einige ältere Ausführungen aufgefallen, die Risse und Sprünge zeigten, die entweder auf schlechtes Material oder auf Schwind- und Temperatureinflüsse zurückzuführen sind. Ich erwähne dies, weil ich spätere Ausführungen sah, die die gleichen Mängel nicht mehr aufwiesen. Offensichtlich hat sich die Verbesserung des Betons und die größere Sorgfalt in der Verarbeitung und Nachbehandlung im Laufe der Zeit fühlbar gemacht.

Ein Beispiel einer im Bau befindlichen größeren Straßenbrücke, die gleichzeitig dem Lokalbahnverkehr dienen soll, möge im folgenden gestreift werden, weniger wegen konstruktiver Besonderheiten, sondern weil zugleich ein Beispiel gezeigt werden soll, bei dem trotz nicht sehr großer Massen die Gußbetonbauweise angewendet wurde: Es ist der Ninth-Street-Viadukt über den Los-Angeles-Fluß.

Der „Ninth-Street"-Viadukt der Stadt Los Angeles kreuzt zwischen den Straßenzügen der Santa Fé-Avenue und Rio Vista-Avenue den Los-Angeles-Fluß und die an dessen beiden Ufern entlang geführten Gleise der A. T. u. S. F. sowie der U. P. Eisenbahn. Die bisherige Brücke mit der Gleiskreuzung in Schienenhöhe war eine Eisenfachwerkbrücke, die als Balkenträger über zwei Öffnungen ausgebildet war (Abb. 15a).

Die neue Brücke, ein Eisenbetonbauwerk, wird die zu überbrückenden Verkehrswege unter einem Winkel von $78^0\,45'\,30''$ kreuzen und aus der Brücke über dem Fluß und zwei Anrampen bestehen (Abb. 15b).

Die Brücke wird als durchlaufender Bogenträger über drei Öffnungen ausgebildet, deren Spannweiten in der Brückenachse und im Lichten gemessen 26,82 m, 27,43 m und 26,82 m betragen. Die Brückenbreite senkrecht zur Achse ist mit 24,64 m angegeben; davon entfallen auf die beiden seitlichen Fußwege je 2,59 m. Die Fahrbahn ist eine Plattenbalkenkonstruktion; sie ist verhältnismäßig wenig gegliedert: Die Platte ist in der Brückenlängsrichtung gespannt und geht ohne Fuge über neun Querträger; ihre Spannweiten betragen 4,10 m, 3,86 m, 1,93 m symmetrisch zur Mitte. Entsprechend diesen großen Spannweiten ist die Stärke der Fahrbahn beträchtlich: sie ist in den einzelnen Öffnungen zwischen 27 und 30 cm stark. Die Querträger geben ihre Kräfte unmittelbar an die Fahrbahnstützen ab, die sie auf vier Bögen übertragen. Die konstruktiven Einzelheiten eines Bogens sind in Abb. 15c zu ersehen; sie stammen von dem Brückeningenieur Butler der Stadt Los Angeles. Zu beachten ist der Mangel an Dehnungsfugen, den der Entwurfsbearbeiter mit dem gleichmäßigen Klima begründet.

An jedem Bogenwiderlager ist die Fahrbahn durch eine Dehnungsfuge unterbrochen. Offenbar aus Rücksichten ästhetischer Natur tritt die Plattenbalkenkonstruktion äußerlich nicht in Erscheinung, sondern erhält durch Verkleidungswände das Aussehen von Spargewölben.

Jeder der vier Bögen hat ein besonderes Widerlager. Diese haben aber sicherlich, um ungleiche Setzungen zu vermeiden, eine gemeinsame Fundamentplatte, die auf Pfählen gegründet ist. Zwischen die einzelnen Widerlager sind Eisenbetonplatten gespannt, um dem strömenden Wasser einen glatten Durchfluß zu gewähren.

Die Bögen halten eine lichte Höhe von 11,63 m bzw. 11,75 m gegenüber 2,80 m über M.W. bei der alten Brücke ein. Die neue Brücke wird also im Scheitel rd. 6 m höher liegen als die alte Brücke. Dieser Höhenzuwachs muß durch eine Anrampe gewonnen werden, während die alte Brücke ohne Rampen-

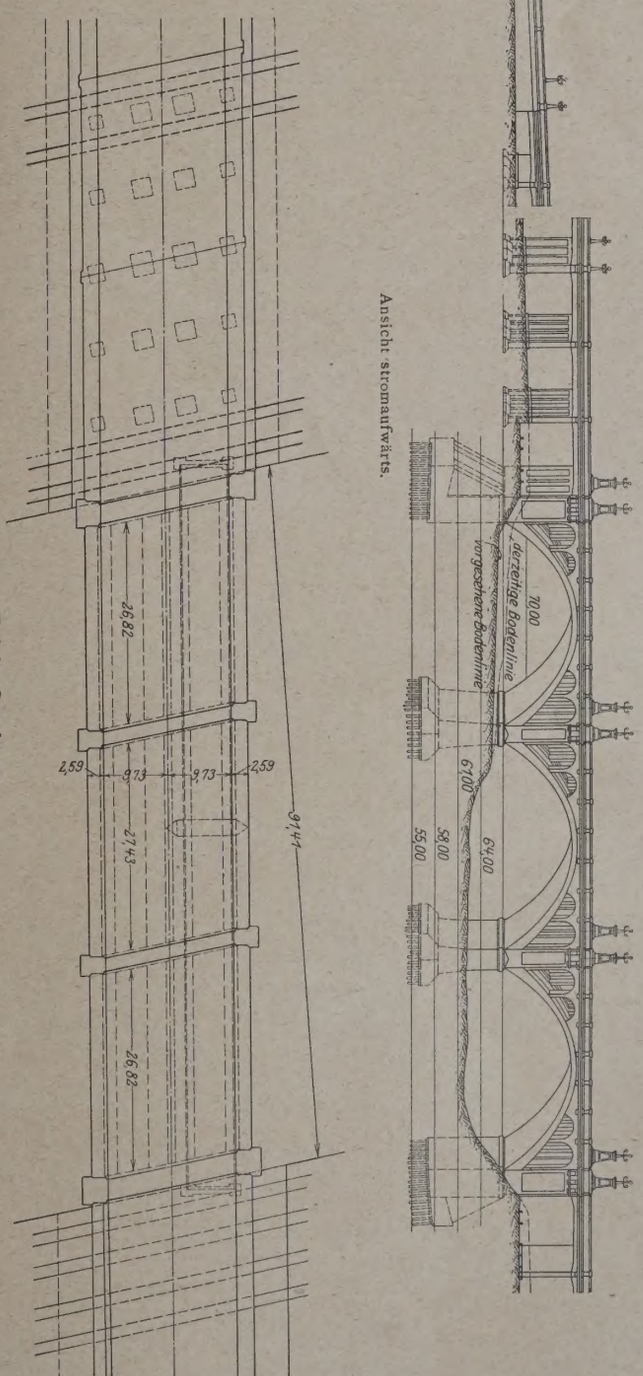


Abb. 15b. Neue Brücke.

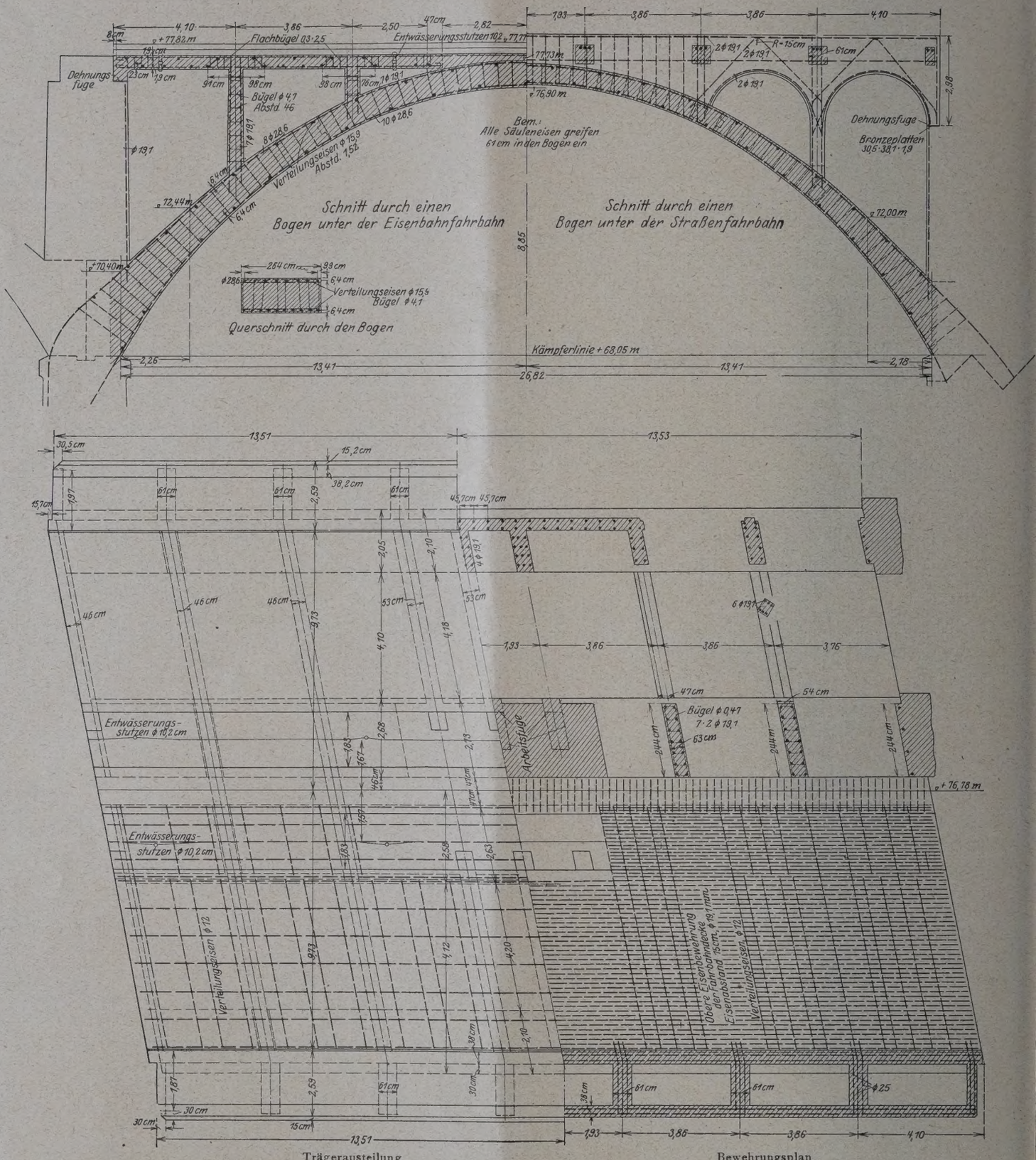


Abb. 15c. Konstruktionseinzelheiten bei einem Bogen.

bauwerke auskam. Die höhere Lage der neuen Brücke ermöglicht auch die schienenfreie Überführung der Ninth Street über die Gleise der A. T. u. S. F. u. U. F. Eisenbahnen. Dies war im Verein mit schiffahrtstechnischen Rücksichten auch der Grund für die Höherlegung der Brücke. Das Rampenbauwerk wird ziemlich lang, da die Ufer ausgesprochene Flachufer sind. Es ist als durchgehende Rahmenkonstruktion mit beinahe gleichen Feldweiten von etwa 10 m, in der Brückenachse gemessen, ausgebildet (10,35 m, 10,14 m, 9,99 m usf.). Auf dem rechten Ufer besteht die Anrampe aus 21 Feldern, auf dem linken Ufer aus 12 Feldern. Jeweils drei Felder sind durch Dehnungsfugen abgeteilt. (Fortsetzung folgt.)

EINE NEUE METHODE ZUR UNTERSUCHUNG DER KNICKFESTIGKEIT UND DES EINSPANNUNGSGRADES[1]).

Von Dr.-Ing. Werner Engler, Bergedorf bei Hamburg.

Übersicht. Es wird die Gleichung eines in harmonische Sinusschwingungen versetzten Balkens unter gewissen vereinfachenden Annahmen entwickelt und aus seiner Resonanzlage seine spezifische Rückstellkraft c ermittelt. c ist abhängig von der sogenannten reduzierten Masse des Balkens sowie seiner Eigenfrequenz, die sich beide bei verändertem Einspannungsgrad ändern. c gibt daher ein eindeutiges Kriterium ab für Knickkraft und Einspannungsgrad. Mit Benutzung der Arbeitsgleichung läßt sich für die Knickkraft R und den Einspannungsgrad des Balkens ein Wert herleiten, der außer den festen Werten des Balkens E, J und l nur c enthält. Eine ähnliche einfache Beziehung ergibt sich auch bei zusätzlicher Längsbelastung des Balkens.

Die dynamische Untersuchungsmethode wird zunächst an Versuchsbalken im Laboratorium und weiterhin an einem eisernen Systembalken eines Dachgestühls angewandt. Es zeigt sich gute Übereinstimmung der Theorie mit den Versuchsergebnissen.

Anschließend wird auf die vorteilhafte Anwendungsmöglichkeit dieser dynamischen Bestimmungsmethode auf dem Gebiete des Eisen- und des Eisenbetonbaus hingewiesen.

1. Einleitung und Aufstellung der Gleichungen für den schwingenden Balken.

Zwischen den Problemen der Knickung und der harmonischen Schwingung besteht eine enge Verwandtschaft, eine Tatsache, auf die schon die Ähnlichkeit der Grundgleichungen hinweist. Diese Grundgleichung lautet nämlich:

für die Knickung: $\frac{d^2 y}{d x^2} = - \alpha^2 y,$

für die Schwingung: $\frac{d^2 y}{d t^2} = - \alpha^2 y.$

Faßt man einen Balken auf als eine auf zwei Stützen gelagerte masselose Feder, und nimmt man ferner an, daß in der Mitte dieser masselosen Feder eine Masse m' aufgebracht ist, die der über den ganzen Träger in Wirklichkeit verteilten Masse in ihren Eigenschaften und Wirkungen völlig gleichbedeutend ist, so stellt der Balken ein schwingungsfähiges System dar.

Das Kriterium eines solchen schwingungsfähigen Systems (bestehend aus Masse und Feder) ist die sogenannte spezifische Rückstellkraft, d. i. die Kraft, welche die Durchbiegung der Federmitte um das Maß 1 bewirken würde. Diese Kraft sei c genannt und errechnet sich zu:

$$c = \frac{Q}{f},$$

Dabei bedeutet f die Durchbiegung der auf zwei Stützen gelagerten Feder unter der in Federmitte angreifenden Last Q. Im Falle freier Auflagerung ist $f = \frac{48 E J}{l^3}$, hängt also nur von den Dimensionen und der elastischen Konstitution des Balkens ab, bedeutet doch E den Elastizitätsmodul, J das Trägheitsmoment und l die freie Auflagerlänge der „Balkenfeder".

Nach den von Professor Kayser, Darmstadt[2]), ausgeführten und durch Versuche erhärteten Rechnungen ist der Knickwiderstand (Knickkraft) des frei aufliegenden (gelenkig gelagerten) Balkens:

$$R = \frac{2}{\pi^2} \cdot \frac{Q}{f} l,$$

daher auch $R \approx 0{,}2\, c\, l.$

Ist demnach eine genaue Bestimmung von c durchgeführt, so können damit sogleich der Knickwiderstand und das Einspannungsverhältnis (Einspannungsgrad) berechnet werden.

Bringe ich in die Mitte der „Balkenfeder" noch eine weitere Masse m_s eines Oszillators, d. h. einer drehbar gelagerten Scheibe vom Radius r mit einer an ihrem Umfange angebrachten Überwuchtsmasse m_0, so wird bei einer Drehung der Scheibe mit der Winkelgeschwindigkeit ω eine jeweilige Kraft auf die „Balkenfeder" ausgeübt von der Größe:

$$P = m_0 r \omega^2 \sin \omega t.$$

Der Balken wird durch diese Kraft in erzwungene sinusförmige Schwingungen versetzt[3]).

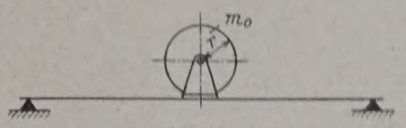


Abb. 1.

Im folgenden bedeuten:

$m = m_0 + m_s + m'$ die Gesamtmasse in kg · sek²/cm,
n die Drehzahl der Scheibe in der Minute,
ω die Winkelgeschwindigkeit der Scheibe in m/sek,
t die Zeit in sek,
x die Auslenkung des Balkens infolge P, d. h. der jeweilige Ausschlag in cm,
c die spezifische Rückstellkraft des Balkens in kg,
ϱ den Reibungskoeffizienten.

Die Reibung wurde proportional der Geschwindigkeit, d. h. proportional $\frac{d x}{d t}$ angenommen. Sie setzt sich zusammen aus der inneren Reibung (der Molekularreibung), der Reibung am Auflager und der Luftreibung.

Mit diesen Bezeichnungen ergibt sich für den schwingenden Balken folgende Differentialgleichung:

$$(1) \qquad m \frac{d^2 x}{d t^2} + c x + \varrho \frac{d x}{d t} = m_0 r \omega^2 \sin \omega t$$

Die Lösung der Differentialgleichung muß die Kreisfrequenz ω aufweisen und kann in folgender Form angeschrieben werden:

$$(2a) \qquad x = A \sin (\omega t - \varepsilon)$$

dann wird: $$(2b) \qquad \frac{d x}{d t} = A \omega \cos (\omega t - \varepsilon)$$

und $$(2c) \qquad \frac{d^2 x}{d t^2} = - A \omega^2 \sin (\omega t - \varepsilon)$$

Dabei bedeutet A den jeweilig größten Ausschlag.

Aus Gleichung (2b) geht hervor, daß die Bewegung im Takte der erzeugenden Kraft erfolgt und nur durch die Reibung eine Phasenverschiebung ε hervorgerufen wird.

Setzt man die Werte aus (2b) und (2c) in Gleichung (1) ein, so ergibt sich:

$$(3) \qquad - m A \omega^2 \sin (\omega t - \varepsilon) + \varrho A \omega \cos (\omega t - \varepsilon) + c A \sin (\omega t - \varepsilon) = m_0 r \omega^2 \sin \omega t$$

oder

$$(3a) \qquad A (c - m \omega^2) \sin (\omega t - \varepsilon) + A \varrho \omega \cos (\omega t - \varepsilon) = m_0 r \omega^2 \sin \omega t$$

---

[1]) Vgl. Engler, Diss. Darmstadt 1921, Untersuchung der Knickfestigkeit und des Einspannungsgrades auf dynamischem Wege.

[2]) Vgl. Z. d. V. d. I. 1917, S. 92.

[3]) Prof. Kalähne gibt in seinem Buche „Grundzüge der mathem. und physik. Akustik" (2. Teil) eine genaue Untersuchung des schwingenden Balkens unter Berücksichtigung der über den Balken gleichmäßig verteilten Massebelastung.

Aus dem Vektordiagramm (Abb. 2) ergibt sich sofort:

$$\text{(4)} \qquad \operatorname{tg}\varepsilon = \frac{\varrho\,\omega}{c - m\,\omega^2}$$

$$\text{(5)} \qquad A = \frac{m_0\, r\, \omega^2}{\sqrt{(c - m\,\omega^2)^2 + \varrho^2\,\omega^2}}$$

Die Gleichung (5) gibt das Bild der Abhängigkeit zwischen den jeweiligen Größtausschlägen bei $\sin(\omega t - \varepsilon) = 1$ und der Winkelgeschwindigkeit ω. Alle anderen Faktoren der Gleichung sind Festwerte. Der überhaupt größte Ausschlag entsteht, wenn $c - m\,\omega^2 = 0$ wird, d. h. wenn der Balken in Resonanz schwingt. Alsdann würde bei $\varrho = 0$, d. h. reibungslosem Zustande, der Ausschlag unendlich groß werden.

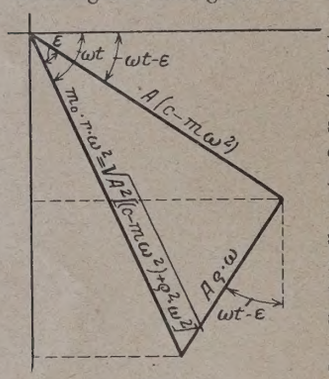


Abb. 2.

Kennt man das ω der Resonanz, so kann man die spezifische Rückstellkraft des Trägers und damit dessen Knickwiderstand sofort bestimmen. Es ist:

$$\text{(6)} \qquad c - m\,\omega_r^2 = 0; \quad c = m\,\omega_r^2$$

Nun ist jedoch $m = m_s + m_0 + m'$, wobei m_s und m_0, die Gewichte des Oszillators und der Überwucht, Festwerte sind, dagegen m' veränderlich, da von dem jeweiligen Einspannungsgrad abhängig. m' wird auf folgende Weise ermittelt: Setzt man $m_s + m_0 = m_1$ und $m_s + m_0 +$ Zusatzmasse $m_z = m_2$, so erhält man zwei verschiedene Resonanzlagen ω_{r_1} und ω_{r_2}. In beiden Fällen bleiben m' und c dasselbe, da sich ja der Einspannungsgrad nicht ändert. Man hat also damit zwei Gleichungen aus denen m' und c bestimmt werden können:

$$1) \quad c = (m_1 + m')\,\omega_{r_1}^2 = m_1\,\omega_{r_1}^2 + m'\,\omega_{r_1}^2;$$

$$2) \quad c = (m_2 + m')\,\omega_{r_2}^2 = m_2\,\omega_{r_2}^2 + m'\,\omega_{r_2}^2.$$

Die Auflösung beider Gleichungen ergibt:

$$3) \qquad m' = \frac{m_1\,\omega_{r_1}^2 - m_2\,\omega_{r_2}^2}{\omega_{r_2}^2 - \omega_{r_1}^2}.$$

Aus Gleichung (1) und (4) ist somit c ohne weiteres zu bestimmen. Ist die Einspannungsart vorher bekannt, so kann man m' wie folgt errechnen:

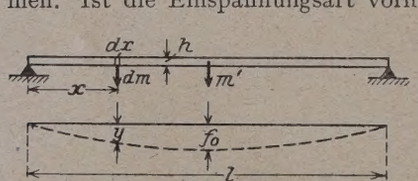


Abb. 3.

Der Stab sei frei gelagert und habe die Dichte γ.

Die reduzierte Masse m' denke man sich im Schwerpunkt des Stabes vereinigt und um die Mittellage um das Maß f_0 ausschwingend. Wenn man als Biegelinie eine Sinuslinie $y = -f_0 \sin\frac{\pi}{l}x$ annimmt, so schwingt ein beliebiges Massenteilchen d m im Abstande x um das Maß y aus[4]).

Damit ergibt sich folgende Arbeitsgleichung:

$$m'\,f_0 = 2\int_0^{l/2} \frac{b\,h\,\gamma}{g}\,dx \cdot y = -2\int_0^{l/2} \frac{b\,h\,\gamma}{g}\,f_0 \sin\frac{\pi}{l}x\,dx,$$

also:

$$m' = -\frac{2\,b\,h\,\gamma}{g}\int_0^{l/2} \sin\frac{\pi}{l}x\,dx = \frac{2\,b\,h\,\gamma}{g}\left[\frac{l}{\pi}\cos\frac{\pi}{l}x\right]_0^{l/2}$$

damit:

$$m' = \frac{2\,b\,h\,l\,\gamma}{\pi\,g}.$$

[4]) Vgl. Prof. Kayser, Z. d. V. d. I. 1917, S. 92.

Nun ist $\frac{b\,l\,h\,\gamma}{g} = M$ = Gesamtmasse des Trägers, so daß sich der Ausdruck ergibt:

$$m' = \frac{2}{\pi}M.$$

Ist der Träger vollkommen eingespannt, so kann man durch eine gleiche Rechnung zum Ziel kommen. Man muß dann als Gleichung der Biegelinie setzen:

$$y = \frac{f_0}{2}\left(1 - \cos\frac{2\pi}{l}x\right).$$

Man integriere zwischen den Grenzen o und l/2, wobei man den Unterschied Δl zwischen l' und l gegenüber l' vernachlässigen darf. Die Lösung lautet:

$$m'\,f_0 = 2\int_0^{l/2} y\,dm = 2\int_0^{l/2} \frac{f_0}{2}\left(1 - \cos\frac{2\pi}{l}x\right)dm,$$

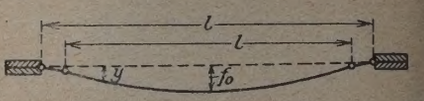


Abb. 4.

also (unter Berücksichtigung, daß F den Querschnitt des Balkens bedeutet):

$$m'\,f_0 = 2\int_0^{l/2} \frac{f_0}{2}\,F\,\gamma\,dx - 2\int_0^{l/2} \cos\frac{2\pi}{l}x\,F\,\gamma\,dx,$$

es ergibt sich:

$$m' = \frac{M}{2} = 0{,}5\,M.$$

Dieses, wie auch das vorhergehende Ergebnis für den frei aufliegenden Balken, wurden durch die Versuche in ihrer Richtigkeit bestätigt[5]).

2. Biegungswiderstand und Einspannungsgrad (-verhältnis).

a) Der Stab ohne Längsbelastung.

Nimmt man als Biegelinie des Stabes eine Sinuslinie an von der Form $y = f \sin\frac{\pi}{\lambda}x$, so errechnet sich die Verkürzung, die der Stab von der Länge l infolge der Durchbiegung erfährt, zu:

$$1) \quad \Delta l = \frac{\pi^2 f^2}{4\,l}\ ^{6}) \quad \text{(siehe Abb. 4).}$$

Nun ist — um zu definieren — der Biegungswiderstand (Knickkraft) diejenige wirkliche oder gedachte Kraft, welche achsrecht am Ende des geraden Stabes angreifend bei einer beliebigen Ausbiegung des Stabes die Biegungsarbeit leistet (vgl. Professor Kayser Z. d. V. d. I. 1917, S. 92):

$$2) \quad A_B = R\,\Delta l = R\,\frac{\pi^2 f^2}{4\,l} = \frac{1}{2}\,Q\,f,$$

wenn Q eine Querbelastung in der Stabmitte darstellt und f die Ausbiegung infolge Q. Berücksichtigt man, daß $\frac{Q}{f} = c$ als spezifische Rückstellkraft des Balkens bezeichnet wurde, so erhält man aus Gleichung (2):

$$3) \quad R = \frac{2}{\pi^2} \cdot \frac{Q}{f}\,l = \frac{2}{\pi^2}\,c\,l \cong 0{,}2\,c\,l.$$

Auch hier ergibt sich der Eulerwert, wenn man für den Balken mit gleichbleibendem Querschnitt setzt:

$$c = \frac{48\,E\,J}{l^3},$$

$$R = \frac{96\,E\,J}{\pi^2\,l^2} = \frac{\pi^2\,E\,J}{l^2},$$

da $\pi^4 \cong 96$ ist.

[5]) Eine genauere Bestimmung von m' ist möglich, wenn man von der Differentialgleichung des schwingenden Stabes ausgeht und diese für bestimmte Einspannungsbedingungen integriert. In dieser Differentialgleichung ist ja auch die Form der durch die Schwingung entstehenden Ausbiegungslinie als mathematisches Gesetz enthalten (vgl. auch Kalähne, „Grundzüge der mathematischen und physikalischen Akustik", Band 2).

[6]) Vgl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1909, S. 611.

Bei vollständiger Einspannung ist für c zu setzen:

$$c = \frac{192\,E\,J}{l^3},$$

also wird:

$$R = \frac{4\pi^2 E\,J}{l^2}.$$

Die Knickkraft ist also bei vollkommen eingespanntem Balken die vierfache als bei gelenkig gelagertem Balken. Sie ändert sich je nach dem Einspannungsgrad und gibt deshalb ein Maßverhältnis dafür ab. Bezeichnet man die Art der Einspannung des gelenkig gelagerten Balkens mit 1, die des vollkommen eingespannten Balkens mit 4, so läßt sich das Einspannungsverhältnis darstellen durch das Verhältnis beider Biegungswiderstände zueinander. Den Einspannungsgrad des gelenkig gelagerten Balkens bezeichnet man im allgemeinen mit 0, den des vollkommen eingespannten Balkens mit 1, also entspricht das Einspannungsverhältnis 1 dem Einspannungsgrad 0, das Einspannungsverhältnis 4 dem Einspannungsgrad 1.

Für den gleichen Balken von der Länge l seien c_1, R_1 die spezifische Rückstellkraft bzw. der Biegungswiderstand bei gelenkiger Lagerung, c_2, R_2 bei vollständiger oder beliebiger Einspannung. Dann wird das Einspannungsverhältnis:

$$n = \frac{R_2}{R_1} = \frac{0{,}2\,c_2\,l}{0{,}2\,c_1\,l} = \frac{c_2}{c_1}.$$

Man kann in der Praxis c_1 aus den Abmessungen des Trägers ermitteln. Bestimmt man c_2 durch einen Versuch, so ist das Einspannungsverhältnis bzw. der Einspannungsgrad damit auch errechnet.

b) Der Stab **mit** Längsbelastung.

Der Stab sei in der Längsrichtung der Stabachse von einer Längskraft P ergriffen und ferner durch eine Kraft Q in der Mitte belastet, die eine Durchbiegung f bewirkt. Der Balken befindet sich nach vollendeter Durchbiegung im Gleichgewicht. Das gleiche muß eintreten, wenn nur der Biegungswiderstand R auf den durchgebogenen Balken wirkt (vgl. Definition des Biegungswiderstandes). Verschiebt man die Enden des Balkens um ein kleines Maß d l, so muß in beiden Fällen die geleistete Arbeit die gleiche sein. Unter Berücksichtigung, daß $\frac{Q}{f} = c$, also $f = \frac{Q}{c}$ ist, ergibt sich:

$$R = P + \frac{2}{\pi^2}\,c\,l = P + 0{,}2\,c\,l\ ^{7}).$$

Der Biegungswiderstand (Knickkraft) ist in diesem Falle abhängig von der spezifischen Rückstellkraft des Trägers und der Längsbelastung P. Diese Längsbelastung P muß bei Druckstäben addiert, bei Zugstäben subtrahiert werden. Diese Fälle kommen bei Stäben in fertigen Bauwerken vor. Das Einspannungsverhältnis drückt sich jetzt wie folgt aus:

$$n = \frac{R_2}{R_1} = \frac{P + 0{,}2\,c_2\,l}{0{,}2\,c_1\,l} = \frac{\frac{P}{0{,}2\,l} + c_2}{c_1}$$

und mit $\frac{P}{0{,}2\,l} + c_1 = c_2'$:

$$n = \frac{c_2'}{c_1}.$$

Dabei bedeutet R_2 den durch den Versuch gefundenen wirklichen Biegungswiderstand, R_1 den aus den Dimensionen errechneten Biegungswiderstand bei gelenkiger Lagerung und ohne axiale Belastung.

3. Versuche.

Es wurden zunächst Laboratoriumsversuche vorgenommen und zu diesem Zwecke ein I-Träger N.P. 12 auf zwei Schneiden aufgelagert, durch eine drehbar gelagerte Scheibe in der Mitte des Trägers in erzwungene Schwingungen versetzt und die Abhängigkeitskurve zwischen den Ausschlägen und der Drehzahl bzw. der Kreisfrequenz des Oszillators gemessen. Der Oszillator wurde von außen durch eine biegsame Welle angetrieben.

Der zweite untersuchte Träger war ein U-Profil der Burbacher Hütte Nr. 40/20. Zur Erzielung einer möglichst vollkommenen Einspannung wurden seine Enden auf zwei feste U-Eisen N.P. 22 gelegt und mittels schwerer eiserner Spannschienen und Bolzenschrauben direkt auf den U-Eisen und auf dem Fundament verspannt..

Die Messungen wurden mit Hilfe eines Drehspiegels vorgenommen, auf den ein Lichtstrahl von einer eigens hierfür konstruierten Beleuchtungsvorrichtung geworfen und je nach

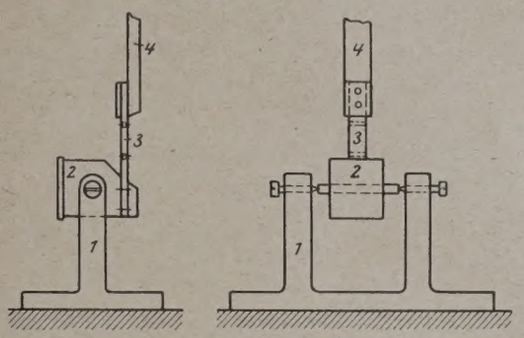


Abb. 5.

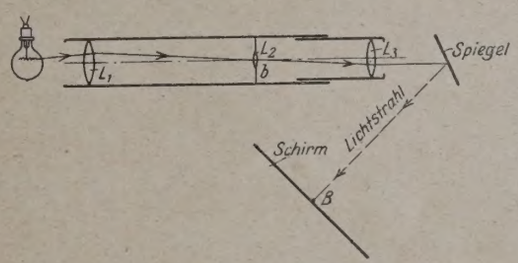


Abb. 6.

der Auslenkung des Spiegels verschieden weit von der Mittellage reflektiert wurde. Der reflektierte Lichtstrahl wurde auf einem Papierschirm mit Teilung aufgefangen. Geriet der Träger in Schwingungen, so entstand auf dem Schirm ein Lichtband, dessen Endpunkte — als Umkehrpunkte des Lichtstrahles — besonders hell in Erscheinung traten und deshalb bequem ablesbar waren. In Abb. 5 ist der Spiegel dargestellt, in Abb. 6 eine schematische Darstellung des Beleuchtungsapparates gegeben.

Die Spiegelvorrichtung zerfällt in vier Teile: 1. den Lagerbock, der mit der Grundplatte fest verschraubt oder verklemmt wird; 2. den Spiegelblock oder Spiegelträger, der eine Bohrung von 2 mm Dmr. besitzt, in die eine Silberstahlwelle fest eingepreßt ist; diese Welle läuft in zwei Spitzenlagern, die, wie Abb. 9 zeigt, am Lagerbock angebracht sind; 3. das Gelenkstück und 4. die Stoßstange. Das Gelenkstück ist ein Doppelgelenk, das einmal die Umwandlung der geradlinigen Bewegung in eine Drehbewegung ermöglicht und zweitens die infolge dieser Drehbewegung auftretende sehr kleine Kreisverschiebung überträgt. Aus dieser zweifachen Wirkungsweise erklärt sich das Doppelgelenk. Das Gelenkstück ist an seinem unteren Ende mit kleinen Schräubchen an den Spiegelträger angeklemmt und an seinem oberen Ende in gleicher Art und Weise mit der Stoßstange fest verbunden. Die Stoßstange besitzt in ihrem oberen Ende zwei längliche Schlitze, durch die Schrauben hindurchgeführt werden können, um die Stange starr mit dem Träger zu verbinden.

Die Schlitze am oberen Ende sind deswegen angebracht, um eine Verschiebung der Stoßstange und damit eine bequeme Einstellung des Spiegels zum Schirm zu ermöglichen.

7) Vgl. Kayser, Zeitschr. d. V. d. I. 1917, S. 92.

Als Lichtquelle wurde eine 70kerzige Halbwattlampe mit wagerechtem Leuchtfaden benutzt. Durch das System der Linsen L_1 und L_2, von denen L_2 eine Mikroskoplinse war, wurde vor der Linse L_2 ein sehr kleines Bild b erzeugt. Dieses sehr kleine Bild wurde durch die Linse L_3 auf den Spiegel projiziert und von dort zum Schirm reflektiert, so daß am Schirm ein vergrößertes Bild von b, nämlich das Bild B entstand. L_3 war in ein Teleskoprohr eingebaut, und durch Verschieben dieses Rohres war es möglich, das Bild näher oder weiter vom Spiegel abzubilden. Dieser Umstand war von großer Wichtigkeit, da bei sehr kleinen Schwingungen des Balkens der Schirm sehr weit weggerückt werden mußte, um ein meßbares Lichtband zu erhalten. Bei großen Ausschlägen des Balkens konnte man den Schirm dagegen dicht an den Spiegel heranrücken.

a) Laboratoriumsversuche.

Die Abhängigkeitskurve zwischen den Ausschlägen und den Drehzahlen zeigte bei beiden Versuchen zunächst mit zunehmendem ω ein langsames Ansteigen von A'. Je mehr man sich dem ω der Resonanz näherte, um so größer wurde die jeweilige Zunahme von A', das seinen Größtwert bei ω_{res} erreichte. Dieser Größtwert war in allen Fällen außerordentlich scharf festzustellen, da er die anderen gemessenen Ausschläge um ein Vielfaches übertraf. Bei der Messung wurde in der Form vorgegangen, daß am Beginn und am Ende der Kurve von 100 zu 100 Touren, in den Teilen der größten Krümmung (vor und hinter der Resonanz) von 50 zu 50 Touren gemessen wurde.

1. Der frei aufliegende Träger.

Untersucht wurde ein Doppel-T-Träger N.P. 12. Die Auflagerentfernung betrug 149,3 cm. Der Träger war handelsübliche Ware. Die in Betracht kommenden Querschnittsgrößen waren folgende:

$$F = 14{,}2 \text{ cm}^2; \quad J_y = 21{,}5 \text{ cm}^4; \quad W_y = 7{,}41 \text{ cm}^3;$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 1{,}23 \text{ cm}; \quad \frac{l}{i} = 123{,}1; \quad g = 11{,}15 \text{ kg/m}.$$

Es wurden vier Versuchsreihen mit je vier verschiedenen Massen ausgeführt und die Ergebnisse in Kurven und Tabellen zusammengestellt. Es würde zu weit führen, sämtliche Kurven und Tabellen im Rahmen vorliegender Arbeit wiederzugeben. Zur besseren Anschaulichkeit ist in Abb. 7 der Verlauf der Abhängigkeitskurve zwischen Drehzahl und Ausschlag am Schirm bei frei aufliegendem Träger dargestellt.

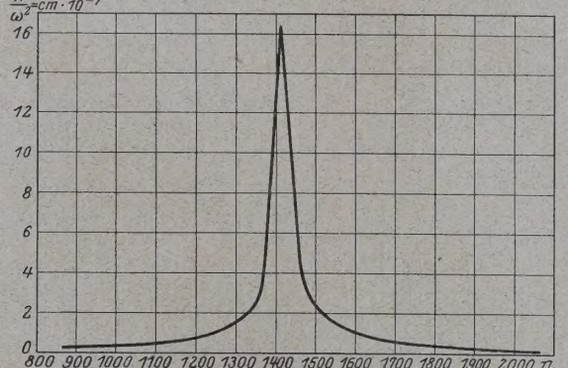


Abb. 7.

Je mehr Masse dem Träger hinzugefügt wurde, um so kleiner wurde ω_{res}, so daß die vier ausgeführten Versuche, vier verschiedene Gleichungen ergaben:

1) $c = (m' + 12{,}11)\ 172{,}0^2$
2) $c = (m' + 16{,}31)\ 159{,}0^2$
3) $c = (m' + 20{,}51)\ 148{,}5^2$
4) $c = (m' + 24{,}79)\ 139{,}5^2$

Bei einer Zusatzmasse 12,11 trat also bei $\omega = 172{,}0$ die Resonanz ein, bei Zusatzmasse 16,31 bei $\omega = 159{,}0$ usf.

Aus Gleichung (1) bis (4) können durch Kombination sechs Werte von m' zunächst gefunden werden, und damit wiederum vier Werte für c. Es berechnet sich m' nach der früher abgeleiteten Formel:

$$m' = \frac{m_1 \omega_{r_1}^2 - m_2 \omega_{r_2}^2}{\omega_{r_2}^2 - \omega_{r_1}^2}.$$

Die Zahl in der Klammer ist jedesmal, da es sich nicht um kg, sondern um Masseeinheiten handelt, mit 10^{-3} zu multiplizieren. Es ergibt sich aus:

1) und 2)	. . . .	$m' = 12{,}8$
2) und 3)	. . . .	$m' = 12{,}0$
3) und 4)	. . . .	$m' = 11{,}2$
1) und 3)	. . . .	$m' = 12{,}45$
1) und 4)	. . . .	$m' = 12{,}15$
2) und 4)	. . . .	$m' = 11{,}6$
	im Mittel	$m' = 12{,}03 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$

Die Gesamtmasse des Trägers ist $M = 16{,}65 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$. m' entspricht 0,72 M, also annähernd dem früher für gelenkige Einspannung gefundenen Werte für m' gleich. Es wurde damals $m' \backsimeq 0{,}7\ M$ berechnet.

Aus Gleichung (1) bis (4) errechnen sich jetzt sofort vier Werte für c:

	$c = 705{,}00$ kg
	$c = 709{,}00$ „
	$c = 709{,}00$ „
	$c = 709{,}00$ „
im Mittel:	$c = 708{,}00$ kg

Der Biegungswiderstand des Balkens beträgt $R = 0{,}2\ c\ l$:

$$R = 0{,}2 \cdot 708{,}00 \cdot 149{,}3 = 21\,150 \text{ kg}.$$

Der Stab gehört bei $\frac{l}{i} = 123{,}1$ zu den schlanken Stäben, auf welche die Eulergleichung anwendbar ist. Der Eulerwert würde rechnungsmäßig betragen:

$$R_{Euler} = 20\,700 \text{ kg},$$

ist also etwas kleiner als der durch den Versuch gefundene Wert.

2. Der vollkommen eingespannte Träger.

Untersucht wurde ein Träger der Burbacher Hütte Profil Nr. U. 40/20. Die Einspannung geschah in der früher erläuterten Weise. Die in Rechnung zu setzende Länge des Trägers betrug 114,20 cm. Die in Betracht kommenden Querschnittsgrößen waren folgende:

$$F = 3{,}56 \text{ cm}^2; \quad J_y = 1{,}18 \text{ cm}^4; \quad W_y = 0{,}88 \text{ cm}^3;$$

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 0{,}575 \text{ cm}; \quad \frac{l}{i} = 221{,}9; \quad g = 2{,}80 \text{ kg/m}.$$

Jede Versuchsreihe umfaßte wiederum vier Versuche und wurde wie vorher in Kurven und Tabellen registriert. Die äußere Form der Abhängigkeitskurve ist im wesentlichen die gleiche wie beim vorhergehenden Versuch am frei aufliegenden Träger (vgl. Abb. 7).

Die vier Versuche ergaben wie vorher für vier verschiedene Massen vier Gleichungen:

1) $c = (m' + 12{,}1) \cdot 159{,}5^2$
2) $c = (m' + 13{,}1) \cdot 154{,}0^2$
3) $c = (m' + 14{,}2) \cdot 148{,}5^2$
4) $c = (m' + 16{,}3) \cdot 139{,}5^2$

Aus Gleichung (1) bis (4) können wie vorher durch Kombination 6 Werte von m' gefunden werden.

Es ergibt sich:

1) und 2)	. . . . .	$m' = 1{,}39$
2) und 3)	. . . . .	$m' = 2{,}18$
3) und 4)	. . . . .	$m' = 1{,}51$
1) und 3)	. . . . .	$m' = 1{,}76$
1) und 4)	. . . . .	$m' = 1{,}65$
2) und 4)	. . . . .	$m' = 1{,}77$
im Mittel		$m' = 1{,}699 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$

Die Gesamtmasse des Trägers ist $M = 3{,}2 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$. m' entspricht also 0,53 M, also mit ziemlicher Annäherung dem früher für vollkommene Einspannung gefundenen Werte für m'. Es war damals $m' = 0{,}5$ M.

Aus Gleichung (1) bis (4) errechnen sich jetzt sofort vier Werte für c:

	$c = 350$ kg
	$c = 350$ „
	$c = 350$ „
	$c = 350$ „
im Mittel	$c = 350$ kg

Der Knickwiderstand des Balkens beträgt $R = 0{,}2\ c\ l$, also:

$$R = 0{,}2 \cdot 350{,}0 \cdot 114{,}2 = 8000 \text{ kg}.$$

Da $\frac{l}{i} = 221{,}9$ ist, gehört der Stab zu den schlanken Stäben, auf welche die Eulergleichung anwendbar ist. Der Eulerwert für das Einspannungsverhältnis $n = 4$, d. i. vollkommene Einspannung, beträgt: $R_{Euler} = 7800$ kg, ist also etwas kleiner als der durch den Versuch gefundene. Die Einspannung kann somit als vollkommen gelten.

6. Versuche am fertigen Bauwerk.

Die Laboratoriumsversuche zeigten gute Übereinstimmung mit der abgeleiteten Theorie. Zur Erweiterung dieser Versuche wurden deshalb noch zwei Träger im Dachverband der Pauluskirche in Darmstadt untersucht. Diese Träger erfuhren eine Belastung durch Längskräfte.

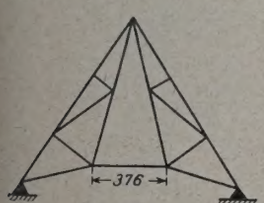


Abb. 8.

Das Untersuchungsergebnis des Zugbandes des Fachwerksystems ist in folgendem dargestellt. Die Kurven des zweiten untersuchten Trägers boten ziemlich das gleiche Bild und brachten keine neuen Gesichtspunkte.

Die Vernietung des Zugbandes war in den Knotenpunkten durch Knotenbleche und je zwei Nieten an jedem Ende des Trägers bewerkstelligt. Die Länge des Trägers betrug 3,76 m. Seine Maße sind die folgenden:

2 Winkeleisen 60/60/6; $J = 45{,}6 \text{ cm}^4$; $F = 13{,}82 \text{ cm}^2$;

$$i = \sqrt{\frac{J}{F}} = 1{,}82 \text{ cm}; \quad \frac{l}{i} = 207{,}0; \quad g = 10{,}84 \text{ kg/m},$$

also Gesamtgewicht: $G = 40{,}7$ kg.

Die Zugbelastung betrug nach den Angaben der Eisenbauanstalt Donges, die seinerzeit den Dachstuhl gebaut hat, 1,9 t infolge Eigengewicht. Die Untersuchungen wurden an einem vollkommen windstillen Tage vorgenommen, so daß andere Kräfte als Eigengewicht nicht in Frage kamen. Es zeigt sich nachher in der Rechnung, daß der Einfluß dieser Kraft von 1,9 t auf den Einspannungsgrad sehr gering ist.

Bei der Untersuchung zeigte sich ferner, daß mehrere Resonanzen auftraten, wie zu erwarten war, da man es hier nicht nur mit einem Stab, sondern einem gekoppelten System von mehreren Trägern zu tun hat. Durch Hinzufügen von Masse hob sich die Hauptresonanz immer deutlicher gegenüber den Nebenresonanzen heraus und konnte somit festgestellt werden.

Der Verlauf der Kurve war folgender: Zunächst stetiges langsames, dann rascheres Ansteigen bis zur Hauptresonanz und darauf schnelles Abfallen bis auf Null (bei 910 Umdrehungen). Bei allen 5 Versuchen war bei $n = 910$ kein meßbarer Ausschlag mehr festzustellen, was darauf schließen läßt, daß in diesem Augenblick die Mitte des Zugbandes, in der der Drehspiegel befestigt wurde, in Ruhe ist, d. h. einen Knotenpunkt im schwingenden System des gesamten Trägers darstellt. Hinter dem Knotenpunkt war ein erneutes Ansteigen zu beobachten bis zur ersten Nebenresonanz, der nach einem abermaligen Abfallen eine zweite Nebenresonanz folgte. Darauf trat eine allmähliche stetige Abnahme der Amplituden ein. Die letzte Resonanz war bei den zwei letzten Versuchen nicht mehr merklich zu beobachten, was dadurch zu erklären ist, daß durch die größere Zusatzmasse die Trägheit des schwingenden Trägers vergrößert wurde, so daß ein Ansprechen in der Resonanzlage nicht mehr eintrat.

In Abb. 9 sind zwei Resonanzlagen bei $n = 775$ und $n = 970$ Umdrehungen des Oszillators deutlich erkennbar. Eine dritte Resonanzlage ist angedeutet durch eine kleine Erhebung bei $n = 1100$. Schon in der nächsten Versuchsreihe gelangte diese Erhebung zum Verschwinden, während in der vorhergehenden Versuchsreihe die Erhebung noch deutlich als Nebenresonanzlage mit scharfer Spitze ausgeprägt war.

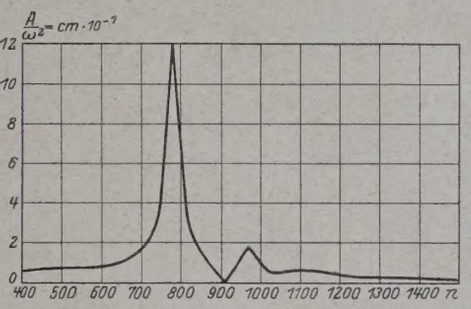


Abb. 9.

Es wurden fünf Versuchsreihen mit fünf verschiedenen Massen vorgenommen, die folgende Gleichungen ergaben:

1) $c = (m' + 14{,}73)\ 87{,}5^2$
2) $c = (m' + 23{,}13)\ 81{,}0^2$
3) $c = (m' + 27{,}33)\ 78{,}5^2$
4) $c = (m' + 31{,}53)\ 75{,}0^2$
5) $c = (m' + 35{,}73)\ 72{,}5^2$

Es war früher gefunden, daß bei einem Einspannungsverhältnis $n = 4$ eine Masse $m' = 0{,}5M$ in Rechnung gesetzt werden mußte, bei einem Einspannungsverhältnis $n = 1$, $m' = 0{,}7M$ zu setzen war. Nimmt man einen geradlinigen Verlauf der Abhängigkeit zwischen m' und dem Einspannungsverhältnis n an, so würde bei einem Einspannungsverhältnis $n = 3$, $m' = 0{,}565M$ zu setzen sein. Im vorliegenden Falle muß auf diese Art gerechnet werden, da infolge der Nebenresonanzen eine geringe Verschiebung der Hauptresonanz möglich ist infolge Überlagerung von Amplituden. Um aber m' genau bestimmen zu können, muß ω eindeutig bestimmt werden können. Deshalb gibt die hier angewandte Methode der Lösung ein genaueres Resultat:

Ich nehme als Einspannungsverhältnis etwa $n = 3{,}0$ an und muß dann als reduzierte Masse m' einführen:

$$m' = 0{,}567\ M$$

Das Gewicht des gesamten Trägers beträgt bei 3,76 m Länge 40,70 kg, also wird

$$m' = 23{,}0 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$$

Ein Balken gleicher Abmessung und gleicher Länge würde bei gelenkiger Lagerung eine spezifische Rückstellkraft besitzen gleich:

$$c_0 = \frac{48\ J\ E}{l^3} = 89{,}00 \text{ kg}$$

Aus den Gleichungen (1) bis (5) errechnet sich das c des vorliegenden Balkens zu:

$$c = 37{,}73 \cdot 87{,}5^2 = 290{,}0 \text{ kg}$$
$$c = 46{,}13 \cdot 81{,}0^2 = 303{,}0 \text{ ,,}$$
$$c = 50{,}33 \cdot 78{,}5^2 = 310{,}0 \text{ ,,}$$
$$c = 54{,}53 \cdot 75{,}0^2 = 306{,}0 \text{ ,,}$$
$$c = 58{,}73 \cdot 72{,}5^2 = 307{,}0 \text{ ,,}$$
$$\text{im Mittel: } c = 303{,}20 \text{ kg}$$

Da der Stab noch eine Zugkraft von 1,9 t erleidet, errechnet sich nach früherem das Einspannungsverhältnis nach der Formel:

$$n = \frac{-\frac{P}{0{,}2\,l} + c}{c_0},$$

daraus ergibt sich $n = \frac{303{,}00 - 25{,}2}{89{,}0} = 3{,}07$.

Der obige Mittelwert von c = 303,2 kg entspricht einem Einspannungsverhältnis von $c' = 3{,}34$, während bei der Berechnung der reduzierten Masse m' ein Einspannungsverhältnis $n' = 3{,}0$ zugrunde gelegt wurde. Rechnet man eine Kontrollrechnung durch mit $m' = 22{,}2 \text{ kg} \cdot 10^{-3}$ entsprechend einem Einspannungsverhältnis $n' = 3{,}27$, so ergibt sich ein Mittelwert für c:

$$c' = 298{,}60 \text{ kg}.$$

Dieses c' entspricht tatsächlich einem $n' = 3{,}27$. Damit errechnet sich wie oben das eigentliche n zu:

$$n = \frac{298{,}60 - 25{,}2}{89{,}0} = 3{,}05.$$

Dieses Einspannungsverhältnis würde nach früherer Definition einem Einspannungsgrad entsprechen:

$$v = 0{,}667.$$

Der Unterschied zwischen dem ersten und zweiten Resultat ist ein so geringer, daß man in der Praxis meist schon mit der ersten Rechnung zum Ziel kommen wird und keine zweite Kontrollrechnung durchzuführen braucht.

Zusammenfassung.

Es ergibt sich aus den hier angeführten Versuchen, daß es letzten Endes darauf ankommt, eine möglichst genaue Feststellung der Eigenfrequenz des zu untersuchenden Tragelementes zu erreichen.

Die Messung dieser Eigenschwingung ist sowohl auf direktem wie auf indirektem Wege möglich. Die hier vorliegenden Versuche wurden auf Grund der indirekten Meßmethode vorgenommen, indem aus den größten Amplituden die Resonanzfrequenz bzw. die Eigenfrequenz ermittelt wurde.

Es soll deshalb nicht verfehlt werden, auf die direkte Meßmethode hinzuweisen, die darin besteht, daß ein Frequenzmesser fest mit dem zu untersuchenden Träger verbunden und der Träger durch einen Hammerschlag in Schwingungen versetzt wird. Man kann auf dem Frequenzmesser sofort die Eigenschwingungszahl ablesen, da vom Anschlagen des Trägers bis zu dessen völligem Abklingen eine gewisse Zeit vergeht, während der der Frequenzmesser anspricht. Diese Meßmethode wird sich besonders dort gut eignen, wo es an ausgeführten Bauwerken darauf ankommt, sich schnell einen Überblick über die Einspannungsverhältnisse zu verschaffen, und wo die Anbringung und Aufstellung der verschiedenen Instrumente auf Schwierigkeiten stößt. Ein großer Vorteil der dynamischen Untersuchungsmethode besteht ferner darin, daß bei Laboratoriumsarbeiten Versuchsstäbe nicht mehr zerstört zu werden brauchen, infolgedessen mehrere Male benutzt werden können.

Es wäre wünschenswert, wenn auf Grund dieser Methode weitere Untersuchungen durchgeführt würden. Auf dem Gebiete des Eisenbaues könnten über das Verhalten vergitterter Träger gegenüber von Knickkräften oder über die Beeinflussung des Einspannungsverhältnisses durch Verschiedenheit der Nietung weitere wichtige Aufschlüsse erhalten werden.

Die Methode eignet sich auch gut zur Feststellung unbekannter Elastizitätsmoduln und dürfte daher für den Eisenbetonbau von Bedeutung sein; es wäre ferner interessant, festzustellen, inwieweit die Berechnung von Tragkonstruktionen des Eisenbetonbaues von zu ungünstigen Voraussetzungen ausgeht; werden doch speziell Säulen meist als gelenkig gelagert berechnet nach der Formel:

$$J = 70\,P\,l^2 \quad (J \text{ in cm}, P \text{ in t}, l \text{ in m}),$$

während doch sicher der Betonverband eine gewisse Einspannung gewährleistet.

Zum Schluß möchte ich noch erwähnen, daß die Bestimmung der Resonanzlage mit außerordentlicher Schärfe gemacht werden kann, daß es dagegen schwieriger ist, die wirklichen jeweiligen Ausschläge des Trägers festzustellen. Die Gelenke des Drehspiegels, die kleinen Ungenauigkeiten der Lagerung, die Unebenheiten des Glasspiegels sind Momente, die bei einer scharfen Bestimmung der Auslenkung etwa zum Zwecke der Errechnung des Koeffizienten ϱ stark ins Gewicht fallen. Diese Fehlerquellen könnten m. E. so ziemlich ausgeschaltet werden, wenn man anstatt des Drehspiegelinstrumentes einen Metallkonvexspiegel benutzt und diesen fest an den Träger ankittet oder verschraubt. Durch die Bewegung des Trägers in vertikaler Richtung beim Schwingen wird der Lichtstrahl in jeder Auslenkungslage auf einen anderen Punkt des Konvexspiegels auffallen und infolgedessen jeweils entsprechend der geänderten Richtung des Einfallotes nach einem Punkte ober- oder unterhalb der Lichtpunktmittellage zurückgeworfen, so daß auch hier ein Lichtband am Schirm entsteht.

Mir selbst war es seinerzeit aus Mangel an Mitteln nicht möglich, diese Meßmethode auszuprobieren, doch glaube ich, daß hier ein Weg liegt, die Versuchsergebnisse noch weitgehendst zu verbessern.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Ein bedeutender Brückenentwurf.

[Nach E. N. R. v. 9. April 1925.]

Fast unbemerkt, sogar in Amerika, ist der erste Schritt zur endgültigen Verwirklichung des Baues einer Brücke getan worden, die mit ihren Ausmaßen alle bisherigen Bauten in den Schatten stellen wird.

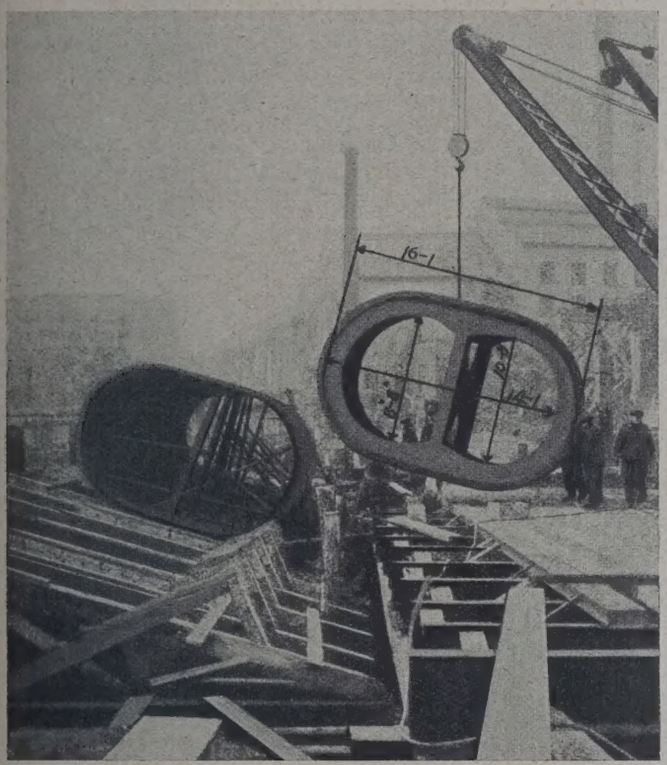
Die gesetzgebenden Körperschaften von New York und New Jersey haben mehrere hunderttausend Dollar bewilligt für Vorstudien zum Bau einer Straßenbrücke über den Hudsonfluß in der Nähe von Fort Washington Point im oberen Teil der Stadt New York.

Ein von O. H. Ammann im E. N. R. vom 3. 1. 1924 veröffentlichter Entwurf zeigt eine Hängebrücke von rd 1036 m größter Spannweite mit einer Fahrbahntafel für 8 Gleise. Zum Vergleich sei angeführt, daß von den 3 größten Brücken über den East-River die Williamsburg-Straßen- und Eisenbahnbrücke, eine Kabelhängebrücke aus dem Jahre 1903, eine größte Spannweite von 488 m, die neue Delaware-Flußbrücke zwischen Philadelphia und Camden eine Hauptstützweite von 533 m, die Quebek-Eisenbahnbrücke, eine 1917 erbaute Kragträgerbrücke, die größte Spannweite von 549 m aufweist.

Obgleich der neue Entwurf einen gewaltigen Sprung in der bisherigen Vergrößerung der Brückenspannweiten bedeutet, glaubt man doch in Amerika der Schwierigkeiten Herr zu werden, da grundlegende Ungewißheiten nicht bestehen und nur besondere konstruktive Fragen zu lösen sind. Das schließt nicht aus, daß die Riesenbrücke auch Riesenaufgaben mit neuartigen Lösungen mit sich bringt. Mehr als von der Größe der Brücke an und für sich verspricht man sich aber von der Entwicklung des Verkehrs und der Ausdehnung New Yorks auf dem westlichen Ufer des Hudsons, der bis jetzt hier infolge seiner Breite und Tiefe einen Halt geboten hat. A. Dürbeck.

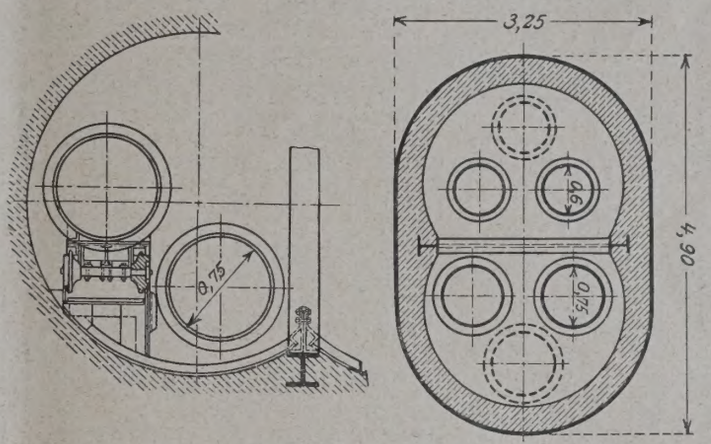
Rohrtunnel für Gasleitungen unter einem Schiffahrtskanal in Brooklyn.

Für die neuen großen Hauptleitungen zur Verbindung des Gaswerkes der Brooklyn-Union-Gas-Gesellschaft auf der Westseite des Gowanus-Schiffahrtskanals in Brooklyn mit dem Versorgungsgebiet auf der Ostseite ergab sich als wirtschaftlichste Lösung die



Durchführung unter dem Schiffahrtskanal in einem Rohrtunnel, womit rd 3 km Leitungslänge gespart wurde. Der Tunnel hat zwischen den Mitten der Endschächte eine Länge von 41,5 m und einen walzenförmigen Querschnitt von 3,25 m Höhe und 4,9 m Breite mit halbkreisförmiger Seiten- und wagerechter Mittenbegrenzung, wodurch bei geringster Höhe genügend Platz erhalten wurde für je zwei Rohrleitungen von 75 und 60 cm Lichtweite und einen Verkehrs- und Arbeitsraum auf jeder Seite für die Instandhaltung und Auswechslung der Rohre. Das Tunnelrohr und die Endschächte sind aus 9 und 12 mm starken Stahlplatten zusammengenietet und 30 cm stark mit Eisenbeton ausgekleidet, das Tunnelrohr überdies in der Mitte durch einen lotrechten Gitterträger ausgesteift; der Eisenbetonmantel hält der Tunnelbelastung auch allein stand, wenn im Laufe der Zeit die Stahlhaut durchrostet (s. Zeichnung).

Für die Bauarbeiten im Kanal waren nur die schiffahrtfreien Nächte und Sonntage frei. Das Tunnelrohr mit den unteren Teilen der Endschächte ist deshalb auf einem Querhelling an der Ostseite des Kanals zusammengebaut (s. Abb.), wie ein Schiff zu Wasser gebracht und durch Einlassen von Wasser in den vorbereiteten Tunnel-



graben abgesenkt worden, wobei zur Sicherung der wagerechten Lage das Tunnelrohr gegen die Ensdchächte durch Schotten abgeschlossen war. Der Tunnelgraben ist erst rd 1 m tief offen, dann bis 6,8 m unter Kanalsohle zwischen blechernen Spundwänden mit eisernen Leitpfählen in je 3 m Abstand ausgebaggert worden, wobei die Leitpfähle vorübergehend oben, dann mittels 60×60 cm starker Betonbalken auf der Sohle ausgesteift wurden und diese Betonbalken mit Kiesfüllung dazwischen ein ebenes und sicheres Auflager für das Tunnelrohr bildeten. Auf Verlangen der Kanalbehörde mußten die Spundwände wieder herausgezogen werden. Der Tunnel liegt mit seiner Oberkante 2,8 m unter der Kanalsohle. Er hat sich als vollkommen dicht erwiesen; zur Abführung von Schwitzwasser ist eine Handpumpe im westlichen Endschacht vorgesehen. Er wird von zwei unabhängigen Stromquellen elektrisch beleuchtet. (Aus Proceedings of the American Society of Civil-Engineers vom Januar 1926 S. 62—81 mit 5 Zeichnungen und 8 Abb.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Herabsetzung der Zementpreise infolge der Umsatzsteuersenkung. Durch das Gesetz über die Steuermilderungen zur Erleichterung der Wirtschaftslage vom 31. März 1926, Artikel II (RGBl I, S. 185) ist bekanntlich mit Wirkung vom 1. April 1926 der Satz der allgemeinen Umsatzsteuer um 0,25 auf 0,75% ermäßigt worden. Da der Gesetzgeber ausdrücklich bestimmt hat, daß die Preise in Höhe der Minderung der auf die Leistung entfallenden Umsatzsteuer herabzusetzen sind, haben auch die drei Zementsyndikate kürzlich ihre Preise in entsprechendem Umfange ermäßigt, und zwar beträgt die Preissenkung im Gebiet des Norddeutschen Zementverbandes 2 M für je 10 t. Das Syndikat hatte schon bislang bei der Rechnungsstellung auf Grund der am 5. Oktober 1925 vorgenommenen einprozentigen Umsatzsteuersenkung (von 2 auf 1%) 5 M pro 10 t von den unveränderten Grundpreisen abgezogen. Nunmehr sollen insgesamt 7 M abgesetzt werden, so daß z. B. der in Berlin zu zahlende Stationsfrankopreis 493 M betragen wird.

Der Westdeutsche, Süddeutsche und der Hütten-Zementverband haben ihre Preise nur um 1 M pro 10 t ermäßigt.

Einschl. des schon seit dem 5. Oktober 1925 an den Rechnungen gekürzten Umsatzsteuerabzuges von 4 M werden die Preise des Westdeutschen Zementverbandes mithin um insgesamt 5 M ermäßigt werden. Die Stationsfrankopreise im Gebiet des genannten Verbandes werden in den einzelnen Zonen für je 10 t demgemäß künftig in RM betragen: Zone 1 440, Zone 2 455, Zone 3 470, Zone 4 485, Zone 5 495, Zone 6 485, Zone 7 490, Zone 8 485, Zone 9 455, Zone 10 465, Zone 11 485, Zone 12 500, Zone 13 510, Zone 14 510, Zone 15 520, Zone 16 525, Zone 17 530, Zone 18 530. Die Preise für Eisenportlandzement liegen um 30 M und für Hüttenzement um 60 M unter den vorgenannten Zonenpreisen.

Im Gebiete des Norddeutschen und Süddeutschen Zementverbandes besteht ein ähnlich ausgesprochenes Zonensystem nicht, die Preise werden dort vielmehr listenweise für die einzelnen Orte bestimmt.

Der Preisabbau um rd. 1 M für 10 t auf Grund der Umsatzsteuersenkung um 0,25% erscheint im übrigen nicht ganz ausreichend, da nach einem Urteil des Reichsfinanzhofes vom 7. Oktober 1925 die Umsatzsteuer nicht von dem Werkpreis, sondern von dem Stationsfrankopreis zu entrichten ist. Der Reichsfinanzhof hat nämlich erklärt, daß die Frachtkosten nicht als steuerfrei anzusehen sind, wenn der Lieferant sie bis zur Station des Abnehmers in den Rechnungsbetrag einkalkuliert hatte, sie dann aber hinterher auf der Rechnung in Abzug brachte, weil sie vom Empfänger bezahlt wurde. Nur diejenigen Frachtkosten, die sowohl gesondert in Rechnung gestellt, wie auch tatsächlich von dem Lieferanten vorgelegt worden sind, können gem. § 8 Absatz 6 des Umsatzsteuergesetzes bei der Berechnung der Umsatzsteuer in Abzug gebracht werden. Die Zementsyndikate stellen aber nur den Stationsfrankopreis in Rechnung, dem Käufer ist der Abwerkpreis in der Regel gar nicht bekannt. Bei einem durchschnittlichen Stationsfrankopreis von 500 M (z. B. in Berlin, Bochum, Bielefeld usw.) müßte mithin genau kalkuliert der Umsatzsteuerabzug 1,25 M pro 10 t betragen.

Hinsichtlich der laufenden Zementlieferungen ist unter der wahrscheinlich zutreffenden Voraussetzung, daß von den Zementwerken und den Baustoffhändlern die Umsatzsteuer nach den vereinnahmten Beträgen entrichtet wird, zu beachten, daß der Käufer einen Preisminderungsanspruch in Höhe der Minderung der auf die Lieferung entfallenden Umsatzsteuer hat, wenn er den Zement zwar schon erhalten, die Rechnung am 1. April 1926 aber noch nicht beglichen hatte. Bei Bezahlung durch Wechsel gilt der Umsatz erst als vollzogen, sobald der Verkäufer, z. B. die Zementverkaufsstelle, sich aus dem Wechsel bezahlt gemacht hat, d. h. also, nachdem der Wechsel von ihr diskontiert worden ist. Dr. R.

Die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. (Vgl. Bauingenieur Heft 13 S. 267 und Heft 15 S. 309.) Zu dem am 25. März 1926 vom Reichstag beschlossenen Gesetz, das den Reichsarbeitsminister ermächtigt, den Ländern Darlehen bis zu einer Gesamtsumme von 200 Mill. Mark zu geben, um den Kleinwohnungsbau durch Zwischenkredite zu fördern, sind nunmehr gemeinsame Ausführungsvorschriften des Reichsarbeitsministers, Reichsfinanzministers und Reichswirtschaftsministers erschienen. (Vgl. unter Gesetze, Verordnungen, Erlasse.)

Die Verordnung sieht zunächst die Verteilung eines Betrages bis zu 100 Mill. Mark vor. Für die Verteilung auf die einzelnen Länder ist maßgebend der in einem Lande im Rechnungsjahr 1925 tatsächlich zu Wohnbauzwecken aufgewendete Betrag an Hauszinssteuermitteln. Weitere 10 Mill. sollen zur Förderung des Wohnungsbaues aus dem Wohnungsfürsorgefonds des Reichsarbeitsministers für Beamte, Angestellte und Bedienstete des Reichs verwendet werden. Über die Verteilung der dann noch verbleibenden 90 Mill. bleibt die Regelung noch vorbehalten.

Die Länder geben die Kredite weiter an Hypothekenbanken und sonstige Realkreditanstalten, die Gewähr für ordnungsgemäße Verwendung bieten und zur Ausgabe von Pfandbriefen berechtigt sind, und zwar zu den gleichen Bedingungen, zu denen die Länder selbst die Kredite erhalten. Über die Höhe der Verzinsung schweben noch Verhandlungen. Die Realkreditanstalten geben die Kredite an die Bauherren weiter, und zwar auch wieder zu den gleichen Bedingungen, zuzüglich eines Verwaltungskostenbeitrages für die ihnen entstandenen Unkosten.

Die Realkreditanstalten erhalten den Kredit nur auf die Dauer von 9 Monaten. Sie haben den Kredit dann zurückzuzahlen, wenn in seiner Höhe erste Hypotheken für Kleinwohnungen bestellt sind, spätestens aber 9 Monate, nachdem sie ihn von den Ländern abgerufen haben. Der Kredit ist also nicht als dauerndes Darlehen gedacht, er dient nur zur Ingangsetzung der Wohnungsbautätigkeit. An seine Stelle tritt dann der eigentliche Hypothekarkredit, den die Realkreditanstalten durch Pfandbriefausgabe beschaffen sollen. Es sollen nur erste Hypotheken auf Grund dieses Reichskredits gewährt werden, und zwar möglichst bis zu 60% des Grundstückswertes. Der Erlös der auszugebenden Pfandbriefe soll, soweit er nicht zur Abdeckung des Reichskredits dient, wiederum dem Kleinwohnungsbau zugeführt werden. Es wird damit gerechnet, daß sich der Zinsfuß für die auf Grund des Reichszwischenkredits aufzugebenden ersten Hypotheken auf etwa 9% stellen wird.

Die Förderung aus Mitteln des Reichskredits ist auf solche Bauvorhaben beschränkt, die nach den Bestimmungen der Länder Hauszinssteuerhypotheken erhalten oder erhalten könnten. Die Wohnungen dürfen außerdem nicht zu spekulativen Zwecken verwendet werden. In Preußen werden nach den jetzt geltenden Bestimmungen für Werkswohnungen keine Hauszinssteuerhypotheken gewährt, infolgedessen kommt auch für sie eine Förderung aus dem Reichszwischenkredit nicht in Betracht. Es sind jedoch Verhandlungen im Gange, die auf die Aufhebung dieser Beschränkung hinzielen.

Bevorzugte Förderung aus Mitteln des Reichskredites erfahren solche Bauvorhaben, bei denen bewährte einheitliche Typenentwürfe mit Bauteilen ausgeführt werden, die nach den deutschen Baunormen gefertigt sind. Vom Reichsarbeitsminister werden gemeinsam mit einem vom Reichsrat bestellten Ausschuß Wohnungstypen bezeichnet, für welche diese Voraussetzungen besonders zutreffen. Cl.

Arbeitsmarktlage. Die außerordentlich schlechte Lage auf dem Arbeitsmarkt hält in unerwartet hohem Maße an. Während zur Zeit der großen Stabilisierungskrise die Zahl der Arbeitsuchenden bei den öffentlichen Arbeitsnachweisen vom Januar 1924 mit 2 052 000 in den nächsten Monaten sehr schnell auf weniger als die Hälfte zurückging (Mitte April 870 000), kann von einem wesentlichen Rückgang der gegenwärtigen Arbeitslosigkeit bisher noch nicht gesprochen werden. Es ist damit zu rechnen, daß auch jetzt noch, Mitte April, die Zahl der Arbeitsuchenden etwa 2 Millionen beträgt. Weitere Verschlechterungen traten im Bergbau und in der Metallindustrie ein; gleich ungünstig blieb die Lage in der chemischen, Textil- und Holzindustrie; langsame Besserung zeigten nur die Saisongewerbe, d. s. die Landwirtschaft, die Baustoffindustrie und das Baugewerbe.

Eine leichte Belebung des Baumarktes hielt zwar an, blieb jedoch trotz der günstigen Witterung recht gering. Es wurden auch weiterhin überwiegend Innen- und Reparaturarbeiten ausgeführt. Private Neubautätigkeit trat noch nicht wesentlich in Erscheinung. Zahlenmäßig gestaltet sich die Entwicklung der letzten Wochen etwa so:

	15. Februar	15. März
arbeitsuchende Bauarbeiter	240 000	ca. 200 000
darunter Maurer	ca. 90 000	ca. 70 000

Im Deutschen Baugewerksbund war der Prozentsatz der arbeitslosen Mitglieder bis zum 29. März erst auf 33,9% zurückgegangen; bis Mitte April dürfte er sich wohl nur auf etwa 28 bis 30% verringert haben.

Verlängerung der Höchstdauer in der Erwerbslosenfürsorge. Der unerwartet langen Dauer der gegenwärtigen Arbeitsmarktkrise trägt eine Verfügung des Reichsarbeitsministers Rechnung, die in den Bestimmungen über die Höchstdauer der Erwerbslosenfürsorge wesentliche Erleichterungen schafft (vgl. unter Gesetze, Verordnungen und Erlasse) und vorläufig bis zum 31. Juli 1926 wirksam bleiot. Grundsätzlich beträgt die Dauer der Erwerbslosenunterstützung 26 Wochen (§ 18, Abs. 1 der VO. über Erwerbslosenfürsorge vom 16. II. 24); sie kann von den obersten Landesbehörden oder den von diesen bezeichneten Stellen für ihre Bezirke und einzelne Gewerbezweige bis auf 39 Wochen verlängert werden (Art. 9 der Ausführungsvorschriften zu VO. über Erwerbslosenfürsorge vom 2. 5. 25). Die gleiche Befugnis steht nach § 18 Abs. 2 der VO. über Erwerbslosenfürsorge dem Reichsarbeitsminister selbst zu. Von dieser Befugnis hat der Reichsarbeitsminister nunmehr Gebrauch gemacht und grundsätzlich die Dauer der Erwerbslosenfürsorge auf 39 Wochen verlängert. Jedoch sind von dieser Vergünstigung die Saisonberufe ausgenommen, so daß u. a. auch für das Baugewerbe mit seinen Hilfsbetrieben und für die Baustoffindustrie die Verlängerung nicht gilt. — Die zur Entscheidung über die Erwerbslosenunterstützung zuständigen Stellen haben ferner nach § 18 Abs. 3 der Erwerbslosenfürsorgeverordnung die Möglichkeit, die Fürsorge über die 39. Woche hinaus bis höchstens um 13 Wochen zu verlängern. Der Reichsarbeitsminister empfiehlt diesen Stellen dringend, von dieser Befugnis Gebrauch zu machen, so daß in möglichst weitem Umfange die Erwerbslosenunterstützung für die Dauer von 52 Wochen gewährt werden soll.

Diese Verlängerung der Erwerbslosenunterstützung kommt nach der Anordnung des Reichsarbeitsministers auch den Ausgesteuerten zugute, d. h. denjenigen Erwerbslosen, die auf Grund der bisherigen Höchstdauerbestimmungen bereits aus der Erwerbslosenfürsorge ausgeschieden sind. Der Ausgesteuerte tritt so lange wieder in die Unterstützung ein, daß ihm unter Anrechnung der früheren Unterstützungszeit insgesamt für die jetzt zulässige Höchstdauer (39 bzw. 52 Wochen) Unterstützung zuteil wird. Eine Nachzahlung kommt nicht in Betracht. — Diese Regelung soll nichts daran ändern, daß die Ausgesteuerten zu Notstandsarbeiten zugelassen werden. Im Gegenteil sollen sogar in Zukunft bei Notstandsarbeiten nach Möglichkeit nicht nur ein Drittel, sondern bis zur Hälfte, in besonders berücksichtigenswerten Fällen bis zu 60% der anrechenbaren Tagewerke von Ausgesteuerten abgeleistet werden. Dabei ist zu beachten, daß für die Ausgesteuerten durch dreimonatige Beschäftigung bei Notstandsarbeiten eine neue Anwartschaft auf Erwerbslosenunterstützung entsteht.

Großhandelsindex.

Januar: 120.0		Februar: 118.4		März: 118.3	
10. März	17. März	24. März	31. März	7. April	14. April
117.6	117.8	119.0	121.2	122.0	123,6

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 15. April.)

Verordnung über die gesetzliche Miete vom 1. April 1926 ab. Vom 26. März 1926 (Pr. Gesetzsamml. S. 130). Die gesetzliche Miete beträgt vom 1. April 1926 ab bis auf weiteres 94% der reinen Friedensmiete. Hiervon sind 17% für die Kosten für laufende Instandsetzungsarbeiten in Ansatz gebracht.

Dritte Verordnung über die Gesellschaftssteuer bei der Aufstellung von Goldbilanzen. Vom 6. April 1926 (Reichs-Anz. Nr. 84). Die in § 1 Abs. 3 der Verordnung über die Gesellschaftssteuer bei der Aufstellung von Goldbilanzen vom 1. XII. 1924 genannten Beträge, die aus der Umstellungsreserve zur Deckung von Einlagen auf neue Aktien oder Geschäftsanteile verwendet werden, sind nicht mehr den Zahlungen im Sinne des § 1 Abs. 1 gleichzustellen, unterliegen also nicht mehr der ermäßigten Steuer nach § 13 zu b) des Kapitalverkehrsteuergesetzes.

Verzicht auf die Wertbeständigkeitsklausel. Der Reichsminister der Finanzen hält es für angezeigt, auf Entwertungs- und Goldmarkklauseln bei Krediten von amtlicher Seite zu verzichten, soweit es sich um Kredite handelt, die nicht länger als drei Jahre laufen. Die Reichsressorts und die ihnen nachgeordneten Stellen werden ersucht, diese Klauseln in Zukunft nur noch bei solchen Krediten zu verwenden und vorzuschreiben, deren Dauer sich auf mehr als drei Jahre erstreckt (R. A. Bl. S. 101).

Dritte Verordnung über Beiträge in der Unfallversicherung. Vom 31. März 1926 (R. A. Bl. S. 103). Der Vorstand einer Berufsgenossenschaft kann die Ergänzung der Rücklage bei der Umlage für das Jahr 1925 abweichend von den Vorschriften der Reichsversicherungsordnung durch geringe Zuschläge zu den Beiträgen vornehmen oder von der Ergänzung absehen.

Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues (Reichsministerialblatt S. 109). Näheres s. Mitteilung in diesem Heft.

Anordnung des Reichsarbeitsministers über die Höchstdauer in der Erwerbslosenfürsorge und über Erwerbslosenfürsorge für Ausgesteuerte (R. A. Bl. S. 102). Näheres s. Mitteilung in diesem Heft.

Rechtsprechung.

Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux.

Wohnungszwangswirtschaft. — a) Miete von Lagerplätzen. Das Mieterschutzgesetz vom 1. Juni 1923 betrifft zum Wohnen von Menschen bestimmte und gewerbliche Räume, nicht aber die Platzmiete, auch dann nicht, wenn der Mieter sich Gebäulichkeiten errichtet oder von dem früheren Mieter übernimmt, die gemäß § 95 des B. G. B. nicht Bestandteile des Grundstücks werden. Die Räumungsklage richtet sich daher nach dem sonstigen Recht. (R. G. III v. 11. 12. 25, J. W. 1926, S. 574.)

b) Beschlagnahme von Räumen. Die Eingriffe der Behörde infolge der Wohnungszwangswirtschaft stellen eine Enteignung im Sinne des Artikels 153 der Reichsverfassung dar. Die Beschlagnahme eines Hauses zur Einsetzung von Zwangsmietern begründet einen im Rechtsweg verfolgbaren Entschädigungsanspruch gegen die Stadtgemeinde. Der Anspruch geht nicht auf vollen Schadenersatz, sondern auf Ersatz des Wertes des enteigneten Grundstücks und der etwaigen Wertminderung des Grundstücks. In Hinsicht des Restgrundstückes ist Entschädigung zu gewähren für die Nachteile, die daraus entstehen, daß das beschlagnahmte Haus mit einer großen Anzahl minderwillkommener Mietsparteien belegt wird. (R. G. III v. 8. 12. 25, Recht 1926, S. 130.)

§ 313 B. G. B. Unwiderrufliche Vollmacht beim Kauf eines Grundstückes zum Wiederverkauf. Der Verkäufer hatte einen Grundstücksmakler mit notariell beglaubigter Vollmacht ermächtigt, das Grundstück zu verkaufen, Auflassungserklärungen abzugeben und alles Erforderliche zu tun, um die wirksame Übertragung des Grundstückes an einen Dritten herbeizuführen. Die Vollmacht sollte unwiderruflich sein, auch durch den Tod nicht erlöschen. Wenn diese Vollmacht ausschließen soll, daß der Verkäufer die Vollmacht widerruft und selbst das Grundstück veräußert, so bedarf sie der Form des § 313 B. G. B., d. h. der notariellen Beurkundung. Notarielle Beglaubigung genügt nicht. (R. G. V. v. 10. 10. 25.)

§ 313 B. G. B. Ein Vergleich, durch den die Verpflichtung zur Übertragung des Eigentums an einem Grundstück übernommen oder bestätigt wird, bedarf ebenfalls der Form des § 313. (R. G. V. v. 13. 2. 26.)

Rücktritt von einem gegenseitigen Vertrage bei Verzug nach § 326 B. G. B. Bekanntlich muß eine Nachfrist gesetzt werden mit der Androhung, daß nach Annahme der Lieferung die Leistung abgelehnt werde. Die Erklärung braucht nicht diesem Wortlaut zu entsprechen, muß aber bestimmt und unzweideutig ergeben, daß sich der Gläubiger nach Ablauf der Frist auf Lieferung nicht mehr einlassen will. Das Reichsgericht hat den Wortlaut: „Wir setzen Ihnen eine Frist bis zum 28. d. M. Ist bis dahin das Material nicht auf unserem Lager eingegangen, so werden wir unser Recht aus § 326 B. G. B. geltend machen" für nicht genügend erklärt, da eine bestimmte Androhung der Ablehnung der Lieferung darin noch nicht zu finden sei. (R. G. I, v. 27. 10. 24.)

Verbotstafel am Eingang eines Lagerraumes. Ein Knabe betrat den schlecht beleuchteten Lagerraum eines Sägewerks, wo sich in einer Ecke 30 cm über dem Boden die Welle eines Schwungrades drehte. Die Ecke war in 50 cm Höhe durch eine Holzleiste abgesperrt. Gleichwohl verunglückte der Knabe, der in der Ecke zu Fall kam, da ein Riemen sich an der schnelldrehenden Welle verfing. Die Ersatzansprüche gegen den Inhaber des Betriebes wurden zur Hälfte als berechtigt anerkannt. Es wurde angenommen, daß der Knabe den Lagerraum nicht betreten hätte, wenn eine Verbotstafel das Betreten untersagt hätte. Was die im Verkehr erforderliche Sorgfalt im Einzelfall verlange, müsse der Unternehmer eines mit Gefahren verbundenen Gewerbebetriebes selbst wissen. (R. G. IV v. 2. 11. 25.)

Betriebsunfall. Ein Landarbeiter geriet im Betrieb seines Dienstherrn mit der Hand in die Futterschneidemaschine. Die Berufsgenossenschaft belangte den Dienstherrn auf Ersatz ihrer Aufwendungen. Er wurde verurteilt, mit der Begründung, daß die sehr einfache Unfallverhütungsvorschrift der Berufsgenossenschaft fahrlässigerweise nicht beachtet war: ein Deckbrett war zu kurz und ein kleines Verbindungsbrett fehlte. Auf die Revision des Betriebes durch die Berufsgenossenschaft durfte sich der Landwirt nicht verlassen. (R. G. IV v. 8. 2. 26.)

Unfall beim Verlegen von Wasserrohren. Der Unternehmer wurde neben der Stadt zur Hälfte zum Schadenersatz an eine in die Baugrube gestürzte Frau verurteilt. Er habe die Pflicht, für Sicherheitsmaßregeln und Absperrung der Baugrube zu sorgen. Da aber der zuständige Angestellte der Stadt sich mit dem Weiterbetrieb der Straßenbahn und der dadurch bedingten zeitweiligen Nichtverwahrung einer Seite der Baugrube einverstanden erklärt habe, sei auch die Stadt mit haftbar. Der gefahrdrohende Umstand hätte die Aufstellung von zwei Posten verlangt; für die Unterlassung sei der Unternehmer ebenso verantwortlich, wie die Stadt. (R. G. VI v. 5. 1. 26.)

Unfall. Der Arbeiter eines Tiefbauunternehmers verunglückte bei Umladung von Frachtgütern, die der Tiefbauunternehmer durch Vertrag mit der Eisenbahn übernommen hatte. Die Tiefbauberufsgenossenschaft erkannte die Entschädigungsberechtigung an und sprach zugleich aus, daß die Eisenbahn nicht als Unternehmerin des Betriebes anzusehen sei. Sie verklagte die Reichsbahngesellschaft auf Ersatz ihrer Aufwendungen. (§ 15, S. 142 R. V. O. §§ 1, 2 und 3 des Reichshaftpflichtgesetzes). Das Reichsgericht stellte fest:

Im Verhältnis des Verletzten gibt es nach der R. V. O. immer nur einen Unternehmer. Für den Verletzten war dies der Tiefbauunternehmer. Die Eisenbahn war nicht auch noch Unternehmer. Gegen sie kann daher auf Grund des Reichshaftpflichtgesetzes durch die Tiefbauberufsgenossenschaft ein Anspruch auf Ersatz ihrer Aufwendungen an den Verletzten geltend gemacht werden. (§ 1542 R. V. O., R.G. IV v. 27. 6. 25, J. W. 1926, S. 555.)

Diese Entscheidung ist sehr bedeutungsvoll. Reichsbahn, Straßenbahn, Untergrundbahn oder sonstige Bahnbetriebe werden künftig damit zu rechnen haben, daß bei Bauarbeiten, die sie einem Unternehmer übertragen, wegen der Unfälle der Bauarbeiter von der Berufsgenossenschaft gegen sie nach § 1 des Reichshaftpflichtgesetzes Regreß genommen wird. Aber auch Fabriken und dergleichen können nach § 2 des Reichshaftpflichtgesetzes in eine ähnliche Lage kommen, wenn ein Verschulden einer Aufsichtsperson mitgewirkt hat. Neben der Berufsgenossenschaft wird aber auch der Verletzte selbst gegen diese Bahn- bzw. Fabrikbetriebe, die ihm gegenüber nicht als „Unternehmer" gelten, für die also die gesetzliche Unfallversicherung nicht Platz greift, Klage erheben können. Damit wiederum ist die Möglichkeit gegeben, daß Bauarbeiten von der Reichsbahn und den genannten Werken unter Abwälzung dieser Haftung auf den Unternehmer vergeben werden. Der Unternehmer seinerseits muß sich durch Haftpflichtversicherung gegen solche Schadensmöglichkeiten decken.

Hafenbautechnische Gesellschaft, Hamburg.

Die diesjährige 8. ordentliche Hauptversammlung findet anschließend an den Himmelfahrtstag (13. Mai) am 14. und 15. Mai in Bremen statt.

Vorläufige Tagesordnung: Donnerstag, den 13. Mai, nachm. Führung durch die Stadt. — Begrüßungsabend im „Schütting". Freitag, den 14. Mai, Geschäftliche Sitzung und Hauptversammlung im Gewerbehaus. Vorträge: „Die Vergesellschaftung der Häfen". a) Seehäfen, Berichterstatter: Syndikus der Handels- und Industriekammer Dr. Lübbers, Emden; b) Binnenhäfen, Berichterstatter: Beigeordneter Dr. Bartsch, Mannheim. „Baugeschichtliche Entwicklung der bremischen Hafenanlagen" von Oberbaurat Hedde, Bremen, „Die Verwendung von Déri-Motoren im Kranbetrieb" von Dipl.-Ing. Gettert, Duisburg. Abends Empfang durch den Senat im Rathaus. Sonnabend, den 15. Mai, Besichtigungen der Häfen und Industrieanlagen in Bremen, Bremerhaven und Wesermünde. Sonntag, den 16. Mai, Fahrt von Bremerhaven nach Helgoland und zurück.

Auskunft durch den Ortsausschuß für die Vorbereitung der Bremer Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft zu Händen des Herrn Oberbaurat Lübbers, Bremen, Verwaltungsgebäude am Hafen I, und die Geschäftsstelle der Hafenbautechnischen Gesellschaft, Hamburg 14, Dalmannstr. 1.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 25. März 1926.

Kl. 5b, Gr. 41. L 60 820. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren u. Maschine z. Vortreiben der Einschnitte an den Ecken von Baggerstrossen im Tagebau. 26. VII. 24.

Kl. 5c, Gr. 4. Sch 72 195. Franz Schlüter Akt.-Ges., Dortmund. Auflagerstein zum Stützen der Ausbauteile für Strecken und Querschläge in druckhaftem Gebirge. 25. XI. 24.

Kl. 19a, Gr. 14. Y 473. Charles Field Yardley, Larchmont, V. St. A.; Vertr.: Dr. P. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige Schienenklemme. 28. III. 23.

Kl. 19a, Gr. 28. C 36 150. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Zweiteilige gegen die Fahrtrichtung verstellbare Einebnungsschar an Gleisrückmaschinen, Baggern, Absetzgeräten o. dgl. 3. II. 25.

Kl. 20g, Gr. 1. M 87 637. Bamag-Meguin, Akt.-Ges., Berlin. Laufradanordnung für Drehscheiben; Zus. z. Pat. 404 413. 20. XII. 24.

Kl. 20i, Gr. 34. Sch 73 888. Max Schwarz, Garmisch. Sicherheitsvorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnunfällen. 22.IV. 25.

Kl. 20k, Gr. 9. B 120 305. Bergmann Elektricitäts-Werke, Akt.-Ges., Berlin. Drehbarer Ausleger für Kettenoberleitungen mit nachspannbarem Tragseil und Fahrdraht. 11. VI. 25. Österreich 17. IV. 25.

Kl. 35b, Gr. 1. D 46 400. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Halbportalartiger Uferkran; Zus. z. Pat. 392 477. 18. X. 24.

Kl. 35b, Gr. 4. N 23 546. Naamenlooze Venootschap Hephaestos Handelsassociatie, Rotterdam; Vertr.: Dipl.-Ing. O. Ohnesorge, Pat.-Anw., Bochum. Wippdrehkran. 1. IX. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 25 919. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr. J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine für Beton u. dgl. mit einem durch Lenker mit dem Maschinengestell verbundenen Füllbehälter. 18. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 34. H 100 625. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Straße 16. Vorrichtung zum Formen der Muffenrohrenden eisenbewehrter Betonrohre. 17. II. 25.

Kl. 80 a, Gr. 56. I 24 965. Fa. Internationale Siegwartbalken-Gesellschaft, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zum Einführen der Betonmasse in Rohrschleuderformen. 16. III. 23. Schweiz 21. II. 23.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 116 128. Berliner Actiengesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Antriebe für Wehre mit drehbarem Aufsatz. 15. X. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. D 47 843. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges. u. Dr.-Ing. Ludwig Bosch, Wittelsbacher Str. 6, Dortmund. Versenkbare Eistafel für Rollschütze und Segmentwehre. 27. IV. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 25. März 1926.

Kl. 5 c, Gr. 6. 427 535. Fa. Westdeutsche Tiefbohrgesellschaft m. b. H., Essen. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Aufbrüchen. 27. IX. 24. W 67 184.

Kl. 5 c, Gr. 9. 427 536. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten, Ruhr. Türstockzimmerung für den Grubenausbau. 4. XI. 22. M 79 527.

Kl. 19 a, Gr. 8. 427 592. Franz Rudert, Halle a. d. S., Bertramstr. 3. Schienenbefestigung auf Unterlegplatten durch Keile. 2. XII. 23. R 59 855.

Kl. 20 g, Gr. 1. 427 737. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen. 12. V. 25. M 89 672.

Kl. 35 b, Gr. 1. 427 613. Fa. Adolf Bleichert & Co. Leipzig-Gohlis. Auslegerkran. 11. III. 24. B 113 178.

Kl. 37 b, Gr. 6. 427 529. Fa. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg i. Baden. Schutzmantel für Holzmaste. 22. V. 24. H 97 347.

Kl. 80 b, Gr. 1. 425 710. Ivan Emile Lanhoffer u. Oscar Edmond Lanhoffer, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorf, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Pulverisieren u. Homogenisieren faserhaltiger Mörtel. 8. III. 25. L 62 648. Luxemburg 13. V. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. 427 771. Herrmann Dinkelspiel, Mannheim, N 3. 1. Verfahren zur Herstellung widerstandsfähiger Straßenbauten. 8. X. 25. D 48 951.

Kl. 80 b, Gr. 3. 427 800. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Verfahren zur Herstellung hydraulischer Bindemittel aus Abfallstoffen; Zus. z. Pat. 376 927. 11. III. 24. M 84 213.

Kl. 80 b, Gr. 3. 427 801. Rekord-Cement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Örlinghausen. Verfahren zur Herstellung von ungesinterten hydraulischen Bindemitteln aus Ölschiefer und Kalkstein u. dgl. 23. V. 22. R 55 969.

Kl. 81 e, Gr. 137. 427 717. Schulz & Kling A.-G., München. Verfahren zur Lüftung von Getreide-Silozellen. 24. V. 23. Sch 67 830.

Kl. 84 c, Gr. 2. 427 643. Fa. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges., Dortmund. Verfahren zum Auftragen von Baustoffen oder Schutzmassen auf unter Wasser liegende Gegenstände. 3. XII. 22. D 42 820.

Kl. 84 c, Gr. 3. 427 777. Dr.-Ing. Adolf Haag, Nikolassee, Normannenstr. 18. Verfahren zum Ausfüllen des Arbeitsraums von versenkten Bauwerken. 11. V. 24. H 97 191.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Knickfestigkeit der Stabverbindungen. Von Dr.-Ing. H. Zimmermann, Wirklichem Geheimen Oberbaurat, Inhaber der Grashof-Denkmünze. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Preis 8.40 RM.

Das Werk beruht auf einer Reihe von Arbeiten des Verfassers, die als Sitzungsberichte der Preußischen Akademie der Wissenschaften erschienen sind. In diesen hat Zimmermann die Knickbedingungen des elastisch eingespannten Stabes und des Stabzuges mit elastisch drehbaren Knotenpunkten, außerdem das Ausknicken von Stäben mit gekrümmter Achse untersucht. Die Methoden und Ergebnisse werden in der vorliegenden Abhandlung dazu verwendet, um auch die Knickbedingungen von offenen und geschlossenen Rahmen zu bestimmen. Sie bildet in ihrer Art demnach eine Ergänzung zu zwei bereits in den Jahren 1906 und 1909 im gleichen Verlage erschienenen Veröffentlichungen, die der Knickfestigkeit des Stabes mit elastischer Querstützung und der Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken gewidmet sind. Die Knickbedingungen des elastisch eingespannten Stabes werden mit Hilfe der Knotendrehwinkel untersucht, indem diejenigen geometrischen Verhältnisse bestimmt werden, für die endliche Einspannungsmomente zu unendlich großen Verdrehungen der Endquerschnitte führen. Dieser Weg führt schließlich auch zur Untersuchung der Knickbedingungen von Stabzügen und Stabringen und damit zur Beurteilung der aussteifenden Wirkung, die der einzelne Stab als Glied eines Tragwerks durch den konstruktiven Zusammenhang erfährt. Die umfangreichen Rechnungen, die hiermit verbunden sind, werden durch eine Reihe ausführlicher Tabellen wesentlich erleichtert. Sie zeigen, in welchem Maße der Verfasser stets bemüht ist, die Ergebnisse der Theorie für die Anwendung nutzbar zu machen. Dafür dient insbesondere der zweite Teil der Arbeit, in dem die Knickbedingungen einer Reihe von Rahmen und geschlossenen Stabverbindungen ausführlich behandelt und teilweise auch als Zahlenbeispiele durchgerechnet werden. Das Buch bildet einen wesentlichen Beitrag zur Knickfrage und zeigt den Weg, den die Theorie auf diesem Gebiete einschlägt und der zunächst der Bearbeitung der Knickbedingungen ebener Stab- und Fachwerke gilt. Das Buch wird den Fachgenossen bestens empfohlen. B.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. IV. Teil: Baumaschinen, 2. Bd. III. Kap. Gesteinsbohrmaschinen von Baurat Ing. Otto Schueller. IV. Kap. Elektrische Gesteinsbohrmaschinen von Professor Dr.-Ing. e. h. W. Phillipi. 3. Aufl. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig 1925. 303 Seiten mit 299 Abb. Preis: Geh. 16.— RM., geb. 19.— RM.

Gegenüber der früheren Auflage ist der vorliegende Band über Gesteinsbohrmaschinen vollständig neu bearbeitet worden, insbesondere sind die neuesten Maschinen dieser Art, die elektrischen Gesteinsbohrmaschinen, von den übrigen Maschinen getrennt in einem besonderen Kapitel behandelt worden. In systematischer Weise werden wiederum alle Bauarten für Hand-, Druckluft- und Wasserdruckbetrieb, sowie für elektrischen Betrieb eingehend besprochen, wobei in der Neuauflage mit Rücksicht auf die sprunghafte Entwicklung der Bohrmaschinentechnik in den letzten Jahrzehnten besonderer Wert auf die ausführlichere Darstellung der neueren Systeme und Bauarten gelegt worden ist, während die älteren, bereits überholten Maschinen als Entwicklungsstufen nur kurz gestreift werden. Besonders wertvoll sind die umfassenden Zusammenstellungen über Bohrleistungen und Kosten, die wohl kaum in einem anderen Werke in gleicher Ausführlichkeit anzutreffen sind. Das gleiche gilt für die überaus zahlreichen Literaturangaben, die bis auf die neueste Zeit ergänzt worden sind. Damit stellt der vom Verlag in gewohnter Weise gut ausgestattete Band auch in der Neuauflage einen wirklichen Berater bei allen einschlägigen Fragen dar. Dr. S.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Trotz unserer wiederholten Mahnungen sind leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit dem Beitrag rückständig. Wiederholte Ersuchen und Mahnungen um den Beitrag bedeuten Leerlaufarbeit, verursachen unnütze Kosten und verschlingen Mittel, die für nützliche Zwecke verwendet werden können.

Wir bitten daher dringend, den Beitrag, wenn irgend möglich, auf das ganze Jahr so bald wie möglich auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100329 an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Unbekannt verzogene Herren.

Dipl.-Ing. Arwin, Otto, Wilhelm Winderlich, zuletzt wohnhaft: Tegal-Java. Cand.-Ing. Wilhelm Grosse, Karlsruhe i. Baden, Kaiserstr. 39. Dr.-Ing. Max Kleemann, zuletzt wohnhaft: Raumünzach i. Baden. Cand.-Ing. Fritz Grehl, Karlsruhe i. Baden, Karl-Wilhelm-Str. 13 III.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 30. April 1926 | Heft 18

EISENBETONARBEITEN FÜR EINEN GETREIDESPEICHER MIT ANGEBAUTER WERFTHALLE DER RHENUS A.-G. AM RHEINHAFEN IN KEHL.

Von Dr.-Ing. Wilhelm Adolf Stark, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Im Auftrag der Rhenus A.-G. zu Basel sind der Niederlassung Karlsruhe der Dyckerhoff & Widmann A.-G. durch Herrn Architekten Josef Weiß in Mannheim um die Jahreswende 1924/25 die gesamten Rohbauarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle übertragen worden.

Die Eisenbetonarbeiten an diesem Bauwerke sind nun für die Fachwelt deshalb von Interesse, weil die Geschoßdecken nach dem aus Amerika stammenden Pilzsystem ausgeführt worden sind, und weil außerdem im Getreidelagerhaus ein größerer Silo aus Eisenbeton eingebaut worden ist.

Das am Rheinhafen Kehl liegende Gebäude besteht, wie aus Abb. 1 (Längenschnitt durch den Gesamtbau) hervorgeht,

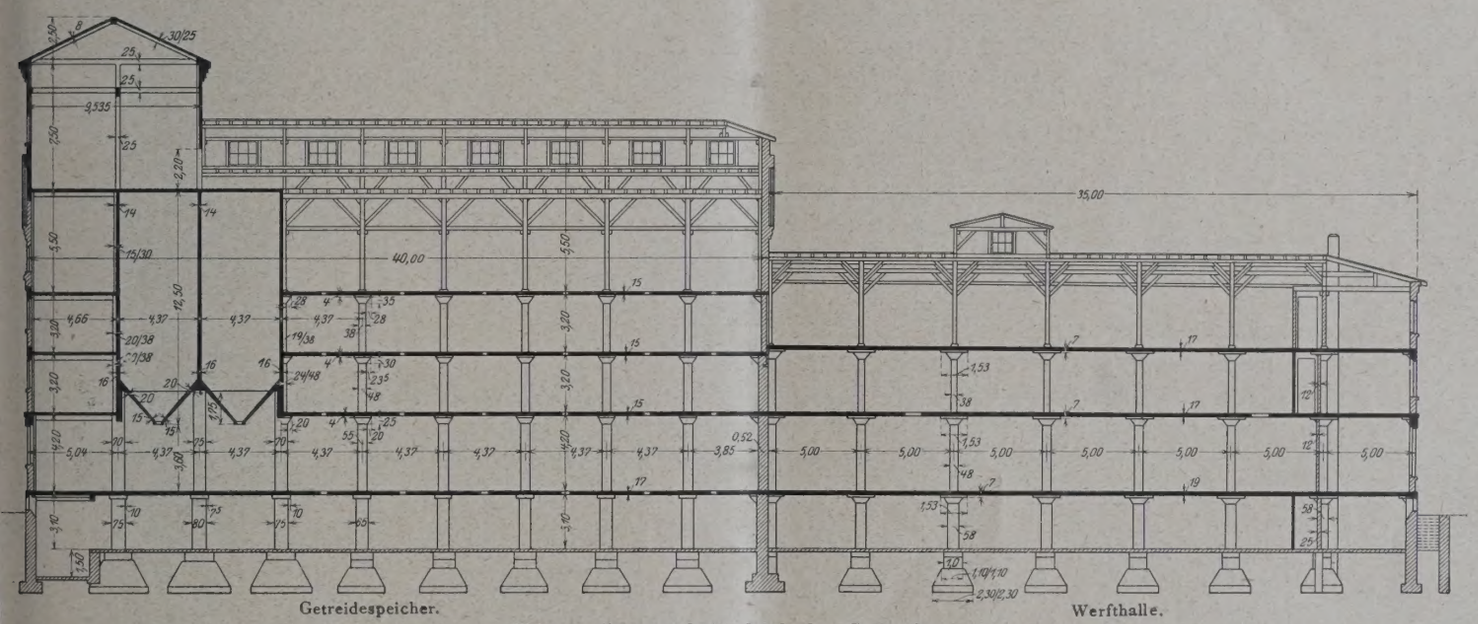


Abb. 1. Längenschnitt durch den Gesamtbau.

aus zwei Teilen, einer Werfthalle von 35 m Länge und 21,2 m Breite mit einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß, einem Obergeschoß und einem Dachgeschoß, sowie aus einem giebelseitig anschließenden Getreidespeicher von der gleichen Breite und einer Länge von 40 m, mit einem Kellergeschoß, einem Erdgeschoß, zwei Obergeschossen und einem Dachgeschoß. Der Gesamtbau enthält in der Querrichtung vier innere Stützenreihen, welche Querabstände von ca. 4 bis 4,60 m und Längsabstände von 5 m in der Werfthalle und von 4,37 m im Getreidespeicher aufweisen.

Der Getreidespeicher, angrenzend an die Werfthalle, umfaßt ein ca. 26 m langes, mehrgeschossiges Lagerhaus und, daran anschließend, ein Getreidesilo aus Eisenbeton von ca. 9 m Längenerstreckung, welches in der Längsrichtung einmal, in der Querrichtung fünfmal durch bis zum Dach hochgehende Zwischenwände unterteilt ist und einen Gesamtfassungsraum von rund 1500 m³ aufweist. Die Höhe der Einzelzellen steigt (siehe Abb. 2, Querschnitt durch den Silo) von der Seite nach der Mitte zu, entsprechend dem Dachgefälle, von 9 m auf 12,5 m an, jede einzelne Zelle von ca. 3,00/4,20 m Lichtweite hat trichterförmige Böden mit mittleren Auslauföffnungen. Als Längsabschluß des Baues ist dann noch ein Gebäudefeld von 5 m Breite vorgesetzt, welches die Elevatoranlage enthält, durch die das Getreide im Bauinnern nach einem oberen Turmaufbau hochgefördert und von dort durch einen Bandkanal nach den Silos bezw. dem Lagergebäude weitergeleitet wird.

Die Lagerung des Getreides erfolgt auf den einzelnen Geschoßdecken abteilungsweise so, daß die Entnahme des Getreides aus den durch Holzzwischenwände getrennten Abteilen, welche in jedem Stützenfeld Bodenöffnungen (Abb. 1) aufweisen, jederzeit bequem vor sich gehen kann. Die Elevatoren- und Förderanlagen sind durch die Maschinenfabrik Luther, Braunschweig, geliefert und eingebaut.

Die Kellerdecke des Getreidespeichers läuft unter Lagergebäude, Silo und Elevatorbau auf die ganze Baulänge durch. Außerdem springt der Keller beider Bauteile gegen das hafenseitige Bahngleis zu (vgl. Abb. 3, Querschnitt durch die Werfthalle) unter einer Rampe um 3,45 m vor. Auf der Landseite kragt die Kellerdecke als Rampe 1,15 m weit gegen das dortige Gleis zu aus (Abb. 2).

Die sämtlichen fünf Geschoßdecken im Elevatorenfeld des Lagerhauses sind als Plattenbalkendecken konstruiert, weil diese Decken für die Elevatorenanlage zahlreiche Öffnungen aufweisen und auch verschiedene schwere Einzellasten, wie kleinere Silos usw., zu tragen haben. Auch die Kellerdecke unter der wasserseitigen Rampe ist eine Plattenbalkendecke. Dagegen sind sämtliche übrigen Hauptgeschoßdecken als Pilzdecken ausgebildet und für Belastungen von 2000 kg/m² über dem Kellergeschoß und von 1500 kg/m² in sämtlichen übrigen Geschossen bemessen. Die Festigkeitsberechnung erfolgte nach dem Entwurfe der neuen amerikanischen Bestimmungen

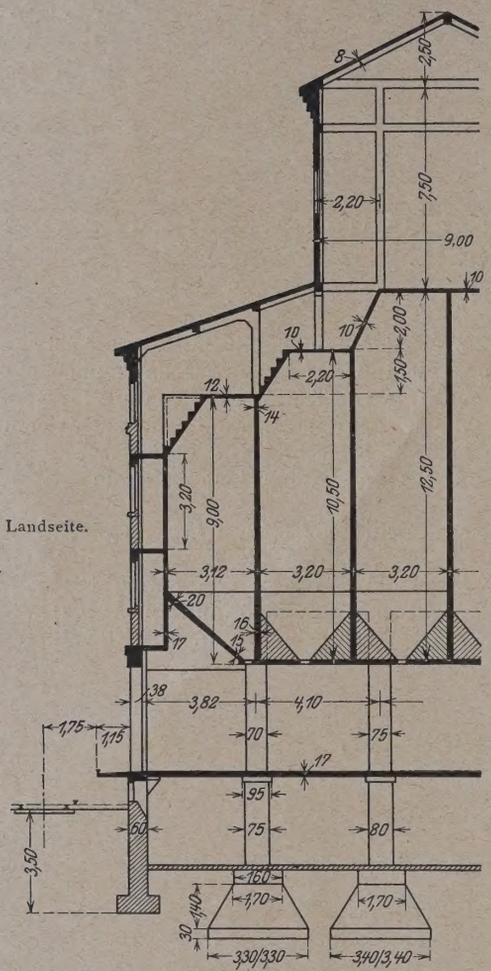


Abb. 2. Querschnitt durch den Silo.

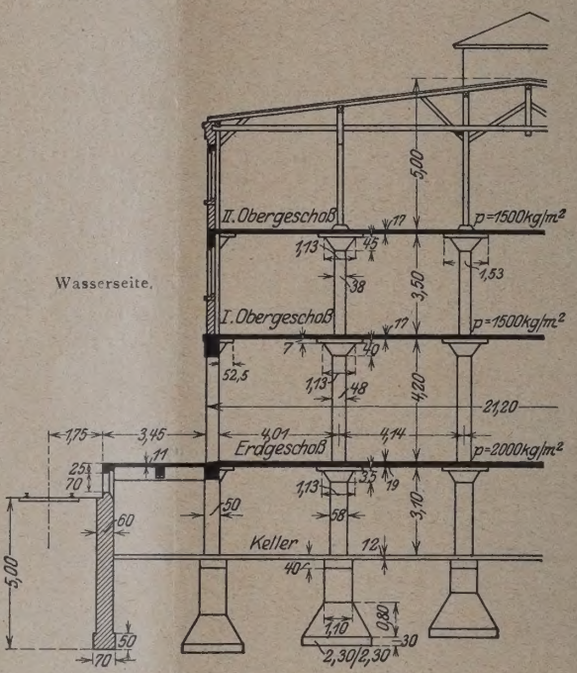


Abb. 3. Querschnitt durch die Werfthalle.

den andern beiden Schrägflächen der Taschen sind durch aufbetonierten Leichtbeton gebildet worden. Die Eisenbetonschrägflächen sind unterhalb der Außenquerwände auf bis zur nächsten Geschoßdecke hinabreichende Eisenbetonträger gelagert, während die beiden inneren Eisenbetonschrägflächen an die Mittelquerwand angehängt sind.

Als Taschenbelastung wurde die innere Getreidefüllung abzüglich der schon durch Wandreibung auf die Wände übertragenen Teillasten angenommen; ebenso wurden die Wände für einen Seitendruck berechnet, bei welchem das Nachlassen des Füllungsgewichtes durch die Wandreibung nach bekanntem Verfahren (vergl. Hdb. f. E. B. Kap. Silos) berücksichtigt ist. Abb. 6 bringt als Baubild die fertig verlegten Eisen.

Das Turmdach ist als vierseitiges Zeltdach (vierseitige Pyramide) über einer Grundrißfläche von etwa 9/9 m mit zwei 30 cm hohen Gratsparren und dazwischengespannten nur 8 cm starken Eisenbetonplatten ausgeführt. Der von den Gratsparren an den vier Dachecken ausgeübte Schub wird durch Zugbänder aus Rundeisen aufgenommen, welche in das rings umlaufende Turmgesims einbetoniert sind.

Schließlich ist noch die Ausführung der Geschoßtreppen zu erwähnen. Im Lagerhaus besteht die Eisenbetonkonstruktion der Treppe aus Laufplatten, welche auf den Podesten gelagert sind. Die Stufen sind aus Beton aufbetoniert und mit Glattstrich versehen. In der Werfthalle wurden dagegen

(vergl. „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1921 und „Beton und Eisen“ 1924), die Prüfung der Berechnung durch Herrn Professor Dr.-Ing. E. Probst von der Technischen Hochschule Karlsruhe als amtlichem Sachverständigen.

Die Außenwände sind als 1—1½ Stein starke Backsteinwände zwischen Eisenbetonfachwerk ausgeführt worden. Es war also möglich, den Deckenanschluß an die Eisenbetonstützen der Außenwände, wie in Amerika üblich, mittels halber Pilzköpfe auszubilden und damit die Randfelder als in den Randstützen eingespannt zu berechnen, wie dies die amerikanischen Vorschriften vorsehen. Da die Stützweite der Randfelder nur unwesentlich geringer ist als diejenige der Mittelfelder, waren für die Höhenbemessung der Deckenplatten die Momente in den Randfeldern maßgebend, so daß die erwähnte Ausführung von Wandpilzköpfen zur geringen Bemessung der Deckenhöhe wesentlich beigetragen hat.

Die Deckenstärke beträgt über dem Keller der Werfthalle 19 cm, über dem des Lagerhauses 17 cm, bei den übrigen Geschoßdecken in der Werfthalle 17 cm und im Lagerhaus 15 cm.

Die Anordnung der z. T. noch nicht fertig verlegten Eiseneinlagen ist aus Abb. 4 bei einer ähnlichen Decke zu ersehen, die ebenfalls von Dyckerhoff & Widmann A.-G., Karlsruhe, 1924/25 bei dem Fabrikerweiterungsbau für die Firma Lindauer & Cie., Cannstatt, ausgeführt wurde und für eine photographische Aufnahme, die einen guten Einblick in die Eisenbewehrung gibt, leicht zugänglich war. Die Abb. 5 zeigt eine Innenansicht der ausgeschalten und geweißelten Pilzdecke in der Kehler Werfthalle.

Von den übrigen Eisenbetonarbeiten am Lagerhaus Kehl ist noch vor allem die Ausbildung der Auslauftaschen der Silos von Bedeutung. Zur Vereinfachung der Schalung sind die schrägen Taschenwände in der Querrichtung des Baues auf die ganze Silobreite durchgeführt worden. Die normal dazu liegen-

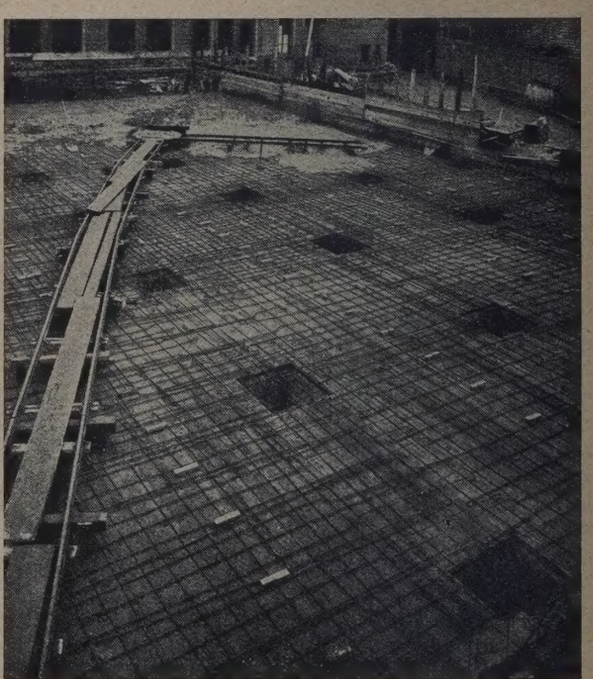


Abb. 4. Eiseneinlagen einer Pilzdecke.

die Treppenstufen als Eisenbetonwerkstücke in die Treppenhauswände eingespannt versetzt. Das granitähnliche Vorsatzmaterial der Sichtflächen wurde steinmetzmäßig bearbeitet. Die Zwischenpodeste sind hier an Ort und Stelle betoniert und über Eck

gespannt, so daß die diagonal verlegten unteren Haupttrageisen von oberen Eiseneinlagen gekreuzt werden, welche von den Treppenhauswänden nach dem inneren Podesteck verlaufen.

Der Bau wurde am 2. Februar 1925 begonnen; die Abnahme des Rohbaues erfolgte am 20. November 1925, so daß unter

Abb. 5. Innenansicht der fertigen Pilzdecke.

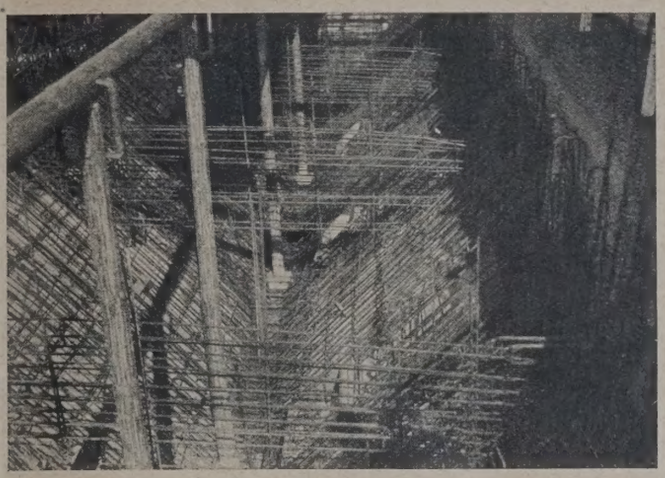


Abb. 6. Eiseneinlagen der Silotaschen.

Abzug eines Streikes von 12 Wochen Dauer die ganzen Arbeiten in einer Bauzeit von nur 29 Wochen durchgeführt worden sind.

Der Erdaushub von ca. 6000 m³, von welchen 5000 m³ abzufahren waren, wurde auf der wasserseitigen Längshälfte des Bauwerkes, soweit diese durch den dort laufenden Hafenkran bestrichen werden konnte, durch einen Vierseil-Steingreifer von ¾ m³ Fassungsraum bewirkt, während auf der andern Längsseite der Aushub auf einem gewöhnlichen Schrägaufzug hochgezogen wurde, nachdem er diesem durch in der Baugrube verlegte Rollbahngleise zugeführt worden war. Die Abfuhr des Aushubs geschah auf Bahnwagen nach einem bahnseitig zur Verfügung gestellten Ablagerungsplatz.

Dem Betonieren diente je eine an den beiden Giebelseiten des Bauwerkes aufgestellte, elektrisch betriebene Mischmaschine von 450 bezw. 600 Liter Muldeninhalt mit Betonaufzügen. Das Hochfördern von Holz, Eisen und Backsteinen auf die einzelnen Geschosse geschah mit dem genannten Hafenkran. Ebenso wurde das Ausladen des durch Kähne angelieferten Kiessandes (Baggergut) für die Beton- und Eisenbetonarbeiten durch den Hafenkran unter Verwendung eines bauseitig gestellten Kohlengreifers bewirkt.

HOCHWERTIGE PORTLANDZEMENTE.

UNTERSUCHUNGEN IM LABORATORIUM UND EIN ANWENDUNGSBEISPIEL.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 336.)

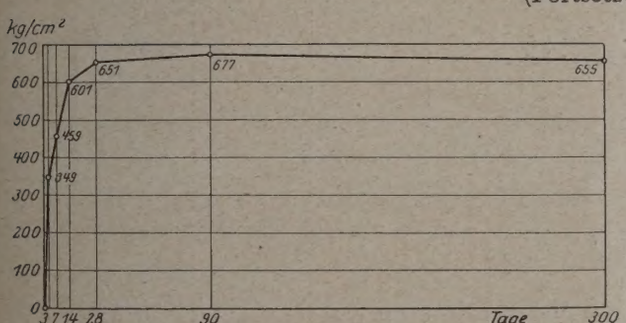


Abb. 2 a. Druckfestigkeiten bei Normenmörteln.

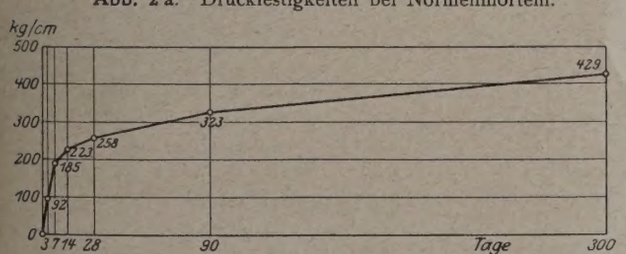


Abb. 2 c. Druckfestigkeiten bei Beton (1 : 5 in R.-T.).

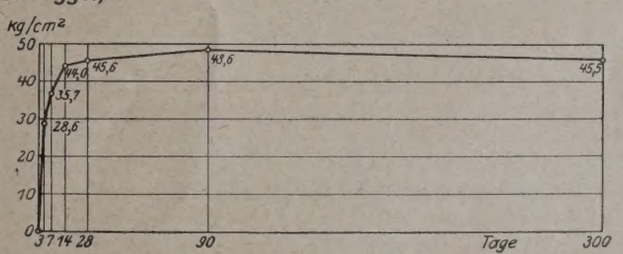


Abb. 2 b. Zugfestigkeiten bei Normenmörteln.

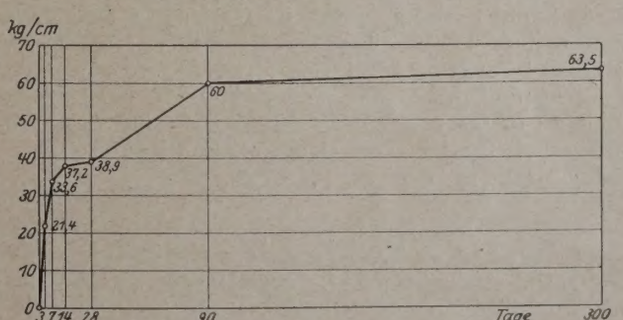


Abb. 2 d. Biegungszugfestigkeiten bei Beton (1 : 5 in R.-T.).

2. Der Einfluß des Alters auf die Festigkeiten.

Trägt man die aus den vorstehenden Zusammenstellungen sich ergebenden Festigkeiten in Kurven auf, so erhält man in Abb. 2 a—d ein anschauliches Bild über die Änderungen der Festigkeiten mit dem Alter. (Die Darstellung bezieht sich nur auf die Marke „N“ und könnte für jede andere Marke

wiederholt werden; wesentliche Unterschiede sind dabei nicht zu bemerken.)

Während in Abb. 2a und 2b die Linien der Normendruck- und Normenzugfestigkeit nach 300 Tagen entweder eine kleine Abnahme oder keine wesentliche Veränderung zeigen, kann man bei der Darstellung der Betonfestigkeiten in Abb. 2c und 2d eine gleichmäßige Zunahme mit dem Alter feststellen.

Wir ersehen daraus, daß bei hochwertigem Zement dieselben Beobachtungen gemacht werden, wie sie bei gewöhnlichem Portlandzement schon gemacht wurden, daß nach einem Jahr eine Abnahme in den Normenfestigkeiten festgestellt wird. Die Ursachen scheinen versuchstechnischer Art zu sein. Daß man diese Beobachtung nicht als Verminderung der Festigkeit anzusehen hat, ergibt sich sowohl aus den Zusammenstellungen wie aus den Abb. 2 c und d, die eine stetige Zunahme der Festigkeiten eines mit dem gleichen Zement hergestellten Betons ergaben.

3. Der Einfluß des Wasserzementfaktors und der Kornzusammensetzung des Zuschlags.

In Zusammenstellung 4 d sind die Festigkeitsergebnisse an Beton von verschiedenen Mischungsverhältnissen angegeben, die mit der Zementmarke „N" durchgeführt sind.

Zusammenstellung 4 d.

Würfelfestigkeiten von Beton mit verschiedenen Mischungsverhältnissen.

(Zementmarke „N".)

Mischungsverhältnis	kg/m³ fertigen Beton	WZF	nach 3 Tagen kg/cm²	nach 7 Tagen kg/cm²	nach 28 Tagen kg/cm²
1 : 5	273	0,68	92,3	185,3	256,6
1 : 6	234	0,78	—	— *)	218,0
1 : 8	180	1,04	—	81,8	127,8
1 : 10	144	0,85	—	85,7	142,0
1 : 12	122	0,9	33,9	71,4	116,5

*) Nicht ermittelt.

Die Zusammenstellung 4 d zeigt, ebenso wie dies schon die Zusammenstellung 4 b erwiesen hat, daß man mit hochwertigem Zement selbst mit der zementarmen Mischung 1 : 12 (= 122 kg pro m³ fertigen Betons) schon nach 3 Tagen eine verhältnismäßig ansehnliche Festigkeit erreichen kann.

Man ersieht aus dieser Zusammenstellung ferner den Einfluß des Wasserzementfaktors (Wassergehaltes), der selbst wieder durch den Sandgehalt beeinflußt wird.

Die 28-Tage-Festigkeit für das Mischungsverhältnis 1 : 8 (= 180 kg/m³ fertigen Betons) ist infolge des hohen Wassergehaltes nur unwesentlich verschieden von der 28-Tage-Festigkeit beim Mischungsverhältnis 1 : 12. Noch auffallender ist der Einfluß des Wasserzementfaktors beim Mischungsverhältnis 1 : 10 (= 144 kg/m³ fertigen Betons). Der geringere Wassergehalt führt hier zu einer größeren Festigkeit als beim Mischungsverhältnis 1 : 8.

4. Elastizität des Betons.

Die Untersuchungen im Laboratorium ergaben Elastizitätszahlen, die in Zusammenstellung 5 a enthalten sind.

Aus den Prüfungsprotokollen ergaben sich ferner wertvolle Beobachtungen über das Verhältnis der bleibenden zur gesamten Längenänderung bei verschiedenen Spannungen. Diese sind in Zusammenstellung 5 b für zwei charakteristische Spannungen von 25 und 50 kg/cm² dargestellt.

Zusammenstellung 5 a.

Elastizitätszahlen.

Betonmischungsverhältnis 1 : 5 in Raumteilen.

Marke „N" = 273 kg/m³ fertigen Betons; WZF = 0,68,
„ „L" = 248 „ „ „ WZF = 0,75,
„ „W" = 255 „ „ „ WZF = 0,706,
„ „P" = 273 „ „ „ WZF = 0,68.

Zementart	nach Tagen	Spannungen von σ_{bd}	Elastizitätsmoduli bei Druck E_{bd}
„N"	3	19,0 — 50,3	190000 — 168000
	7	18,45 — 62,7	227000 — 213000
	14	23,7 — 120,0	272000 — 239000
	28	29,2 — 118,7	284000 — 271000
	90	50,0 — 174,5	380000 — 336000
	300	48,6 — 169,5	375000 — 321000
„L"	3	17,2 — 37,6	156000 — 143000
	7	18,45 — 62,7	240000 — 223000
	14	29,5 — 97,7	250000 — 223000
	28	29,2 — 118,5	295000 — 259000
	300	47,9 — 167,2	334000 — 305000
„W"	3	16,55 — 29,2	151000 — 140000
	7	18,6 — 63,6	213000 — 210000
	14	21,6 — 62,6	288000 — 256000
	28	29,8 — 121,0	292000 — 272000
	300	15,3 — 175,56	343000 — 317000
„P"	3	22,0 — 49,8	195500 — 153050
	7	21,4 — 62,1	252000 — 217000
	14	29,6 — 120,5	265000 — 215000
	28	23,7 — 120,0	271000 — 159000
	300	48,15 — 168,0	348000 — 294000

Zusammenfassung 5 b.

Alter in Tagen	Druckspannung kg/cm²	Marke „N"	Marke „L"	Marke „W"	Marke „P"
3	25	0,187	0,285	0,441	0,154
	50	0,36	—	—	0,67
7	25	0,045	0,041	0,066	0,045
	50	0,2	0,175	0,222	0,24
14	25	0	0	0,125	0
	50	0,069	0,108	0,133	0,114
28	25	0	0	0	0
	50	0,087	0,054	0,074	0,121

Was zunächst das Verhältnis der bleibenden zu den gesamten Längenänderungen betrifft (Zusammenstellung 5 b), so drückt sich darin die Widerstandsfähigkeit und die Aufnahmefähigkeit elastischer Energie aus. Darnach erweisen sich auch die Marken „N" und „L" in allen Altersstufen als hochwertiger wie die Marken „P" und „W"; allerdings übertrifft letztere in höherem Alter als 4 Wochen die Marke „P", die als gewöhnlicher Portlandzement gilt. Ein ähnliches Verhalten zeigen die Elastizitätszahlen, die in Zusammenstellung 5 a enthalten sind. Die elastische Überlegenheit der hochwertigen Zemente gegenüber dem gewöhnlichen Zement „P" beträgt schon nach 3 Tagen etwa 10%.

5. Untersuchungen an Eisenbetonbalken.

Die in Abb. 1b dargestellten Eisenbetonbalken waren so bemessen, daß bei der Bruchlast die Spannungen in den Eiseneinlagen unterhalb der Streckgrenze blieben. Die Zerstörung erfolgte sonach bei Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit K_{bd} des Betons. Diese wurde ohne Zuhilfenahme von irgendwelchen Berechnungsmethoden direkt aus den Messungen nach dem Verfahren des Verfassers ermittelt. Sie sind in Zusammenstellung 6 gleichzeitig mit den aus den Untersuchungen ermittelten Würfelfestigkeiten des gleichen Betons (im Mischungsverhältnis 1:5) enthalten.

Bezüglich der Wertigkeit ergibt sich dasselbe Bild wie bei den vorher mitgeteilten Ergebnissen.

Mittelbar als ein Maß der fortschreitenden Erhärtung bzw. der Plastizität des Materials kann auch das Verhältnis der Biegungsdruckfestigkeit K_{bd} zur Würfeldruckfestigkeit K_d angesehen werden, weil darin zum Ausdruck kommt, in welchem Grade sich die bei der Biegung beanspruchten Querschnitte infolge größerer bleibender Deformationen verkrümmen. Deshalb sind die Verhältniszahlen $K_{bd}:K_d$ in Zusammenstellung 6 aufgenommen. Sie zeigen uns dasselbe Bild wie bisher die Abstufung der Wertigkeit in der Reihenfolge der Marken „N", „L", „W" und „P".

Bei manchen Bauteilen aus Eisenbeton, wie z. B. bei Plattenbalken, können die hohen Festigkeiten von Beton nicht voll ausgenutzt werden. Es lag daher nahe, zu untersuchen, wie die Unterbringung der Eiseneinlagen bei Verwendung hochwertiger Eisen mit höheren Streckgrenzen sich besser ausnutzen lassen könnte bei gleichzeitiger Verwendung von Beton aus hochwertigem Zement. Zu diesem Zwecke wurden mit der Marke „N" im Mischungsverhältnis 1 : 6 drei Eisenbetonbalken von demselben Querschnitt wie vorher hergestellt. Der Eisenquerschnitt wurde jedoch im Verhältnis der Streckgrenze in dem Maß verringert, daß an Stelle der vier Rundeisen von 20 bzw. 22 mm Durchmesser drei Rundeisen von 15,7 mm Dmr. von dem höherwertigen Eisen verwendet wurden. Der Eisenquerschnitt wurde sonach von 10,08 cm² auf 5,8 cm² verringert, das entspricht einem Eisenprozentsatz von 2,7 gegenüber 4,65 bei den andern Balken.

Der Bruch erfolgte gleichfalls bei Erreichung der Biegungsdruckfestigkeit des Betons.

Bei dem Mischungsverhältnis 1:6 ergab sich:

K_{bd} nach 7 Tagen zu 217 kg/cm², nach 28 Tagen zu 275 kg/cm².

Bei dem Mischungsverhältnis 1:5 ergab sich:

K_{bd} nach 7 Tagen zu 259 kg/cm², nach 28 Tagen zu 324 kg/cm².

Aus dieser Gegenüberstellung geht hervor, daß man mit dem Mischungsverhältnis 1:6 bei Verwendung von hochwertigem Eisen einen günstigeren Effekt erzielen konnte. Da die Druckfestigkeit des Betons nicht ausgenutzt werden kann, ist es gleich, ob die Biegungsdruckfestigkeit nach 7 Tagen 217 oder 259 kg/cm² beträgt, dagegen konnte ein erheblicher Prozentsatz an Eisen gespart werden, das außerdem mit schwächeren Abmessungen bei einer größeren Anzahl von Eisen leichter unterzubringen sein wird als der größere Eisenquerschnitt bei Verwendung von weniger hochwertigem Eisen.

6. Volumenänderungen von Beton mit hochwertigem Zement.

Die Schwindmessungen wurden an allen Probekörpern in einem Raum mit gleichbleibender Temperatur und Feuchtigkeit vorgenommen, um die Möglichkeit zu Vergleichen zu haben.

Zusammenstellung 6.

Biegungsdruckfestigkeit und Würfeldruckfestigkeit.

Alter in Tagen	$n = \frac{E_e}{E_{bd}}$ kurz vor dem Bruch	Marke „N" K_{bd}	Marke „N" K_d	Marke „N" $\frac{K_{bd}}{K_d}$	Marke „L" K_{bd}	Marke „L" K_d	Marke „L" $\frac{K_{bd}}{K_d}$	Marke „W" K_{bd}	Marke „W" K_d	Marke „W" $\frac{K_{bd}}{K_d}$	$n = \frac{E}{E_{bd}}$ kurz vor dem Bruch	Marke „P" K_{bd}	Marke „P" K_d	Marke „P" $\frac{K_{bd}}{K_d}$
3	20	157	92,3	1,7	138,5	69,5	1,98	109	54	2,02	20	126	58,2	2,16
7	16	258,5	185,5	1,39	240	134	1,79	223	128,8	1,73	16	204	110,4	1,84
28	15	323,6	256,6	1,28	318	244,1	1,30	324,5	257,7	1,26	15	297	219	1,36
300	10	527	429	1,23	459	387,6	1,185	422	381,5	1,11	10	477	317	1,50

Für den am meisten hochwertigen Beton 1:5 mit Zement „N" und dem als gewöhnlichen Portlandzement bezeichneten „P" ergaben die Messungen folgende Schwind- (−) und Schwellmaße (+), ausgedrückt in $^1/_{1000}$ mm pro laufenden m:

nach Tagen	Luftgelagerte Körper Schwindmaße „N"	Luftgelagerte Körper Schwindmaße „P"	Wassergelagerte Körper Schwellmaße „N"	Wassergelagerte Körper Schwellmaße „P"
1	0		0	
2			−19	0
3	− 57	+ 15		
4	− 65	− 29	−24	+ 43
5	− 79		−13	+ 41
6	− 94	− 59	− 9	+ 44
7	−108	− 54	− 8	+ 34
8		− 64		
9	−133			
10	−140			
11	−153			
14	−158	− 98	+18	+ 57
28	−194	−144	+56	+ 94
90	−210	−206	+77	+103
180	−204	−190	+58	+105
300	−220	−222	+81	+ 92

In den Zusammenstellungen 7a und 7b sind die Verhältniswerte für die Änderung an der Luft (Schwinden) und unter Wasser (Schwellen) eingetragen, die sich ergeben, wenn man die Meßergebnisse nach 90 Tagen mit 100 annimmt.

Zusammenstellung 7a.

Bezogene Schwindmaße

ermittelt an Betonprismen 12 × 12 × 50 cm.

Mischungsverhältnis 1:5.

Alter in Tagen	Marke „N" in % des Schwindmaßes nach 90 Tagen	Marke „L" in % des Schwindmaßes nach 90 Tagen	Marke „W" in % des Schwindmaßes nach 90 Tagen	Marke „P" in % des Schwindmaßes nach 90 Tagen
3	27,1	16,7	−20	−7,8
7	51,4	46,3	20	26,9
14	75	59	61,3	47
28	92	82,7	96	75
90	100	100	100	100
180	97	99	80	92
300	105	113,5	111	118

Zusammenstellung 7b.
Bezogene Schwellmaße
ermittelt an Betonprismen 12 × 12 × 50 cm.
Mischungsverhältnis 1:5.

Alter in Tagen	Marke „N" in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „L" in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „W" in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen	Marke „P" in % des Schwellmaßes nach 90 Tagen
3	— 24,6	+ 5,65	+ 2,3	41,8
7	— 10,4	40,3	25,0	52,5
14	+ 23,3	56,3	40,2	55,3
28	+ 73	83,7	74,2	91,3
90	+100	100	100	100
180	+ 75,5	80,5	98,5	102
300	53,5	38,7	46,2	56,3

Die Schwindmessungen an Betonprismen der verschiedenen Zemente zeigen die parallel zu allen übrigen Versuchen gehenden Erscheinungen, daß die beiden ausgesprochen hochwertigen Zemente „N" und „L" ihr Hauptschwindmaß in jüngerem Alter erreichen als die beiden andern. Man wird zu beachten haben, daß ein mit hochwertigem Zement hergestellter Beton in den ersten drei Tagen rascher schwindet.

Die Schwindmaße der hochwertigen Zemente nach 28 Tagen liegen wenig unter und die nach 90 Tagen gleich oder wenig über dem Dreimonatsmaß des gewöhnlichen Zementes. Die Gesamtschwindmaße sind also bei allen vier Zementen nach drei Monaten nahezu gleich, zumal wenn man berücksichtigt, daß die Marken „W" und „L" in den ersten Tagen an Länge etwas zunehmen.

B. Beobachtungen an einem Eisenbetonbau, ausgeführt mit hochwertigem Zement.

Bei dem Erweiterungsbau des Instituts für Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe ergab sich für den Verfasser die Gelegenheit, eine Nutzanwendung aus den vorstehend beschriebenen Untersuchungen zu ziehen.

Es sollte an einem praktischen Beispiel erprobt werden, in welchem kürzesten Termin der gesamte Rohbau fertiggestellt werden könnte.

Über die Einzelheiten ist im „Bauingenieur", Heft 26, Jahrgang 1925, berichtet worden. An dieser Stelle mögen einige Zeitangaben über die Ausführung der Rahmenkonstruktionen (Abb. 3a und 3b) und über die damit zusammenhängenden Kontrolluntersuchungen berichtet werden.

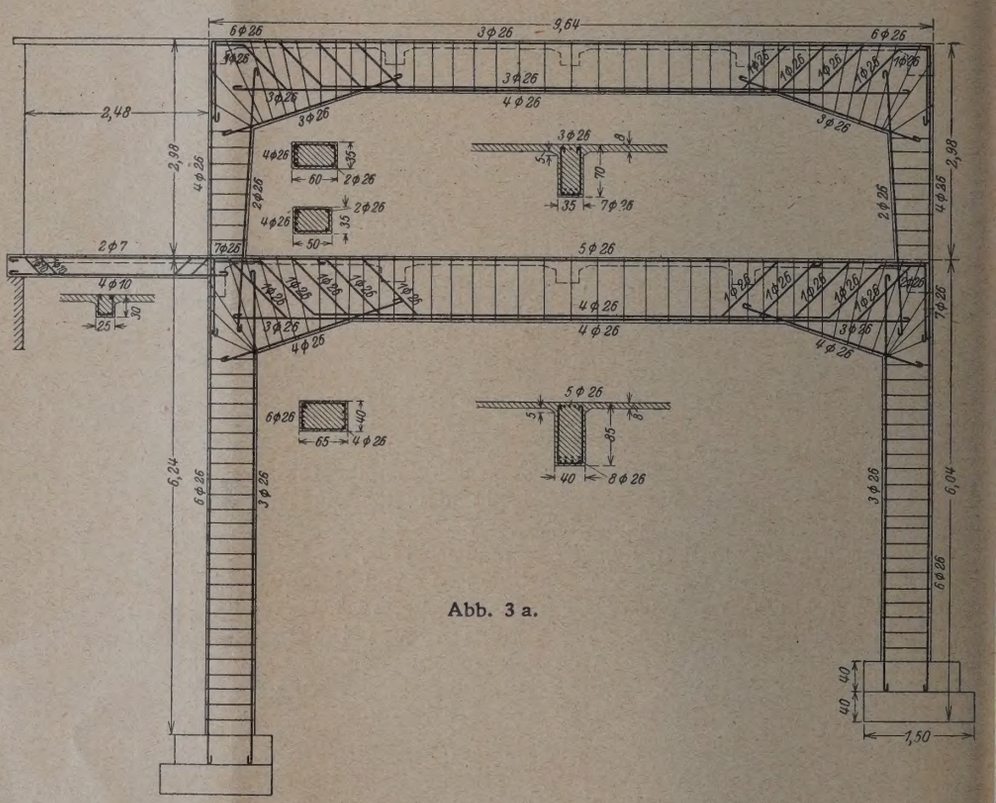


Abb. 3 a.

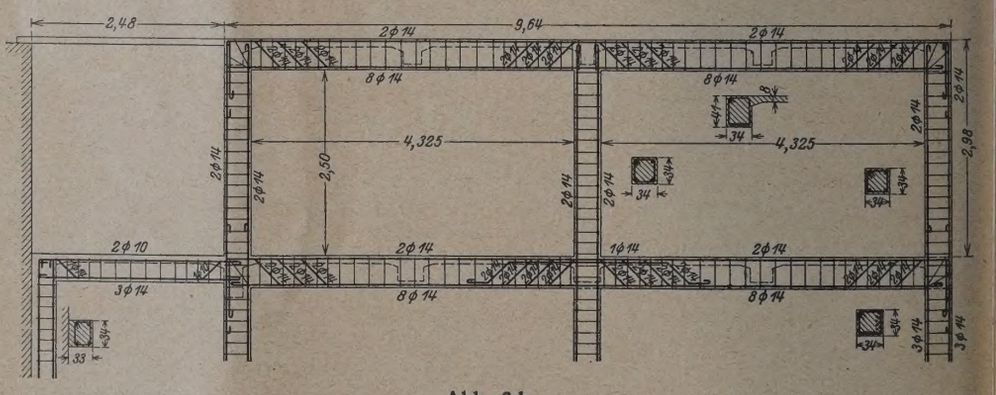


Abb. 3 b.

Das Gerippe des Neubaues in der östlichen und westlichen Umfassungswand (Abb. 3a) besteht aus dreistieligen Stockwerksrahmen mit einem zweistieligen Rahmen in derselben Richtung. Über diese spannen sich die rd. 100 m² großen Eisenbetonrippendecken des Erd- und Obergeschosses. Dem Eingang gegenüber führt eine Eisenbetonwangentreppe über ein Podest zum Obergeschoß.

Für das Erdgeschoß wurde der hochwertige Zement Marke „N", für das Obergeschoß die Marke „L" verwendet. Das Zuschlagsmaterial war scharfer, reiner Rheinkiessand mit einem größten Korn von 3 cm. Die Mischungen wurden im Verhältnis 1:6 (234 kg Zement pro m³ fertigen Betons) wegen der besseren Durcharbeitung des Gemenges trotz der geringen notwendigen Betonmassen durch einen Trommelmischer hergestellt. Dabei wurde auf die Wasserzugabe zur Erzielung größtmöglicher Gleichmäßigkeit und Zweckmäßigkeit der Betonkonsistenz besondere Aufmerksamkeit verwendet.

Um die Erhärtung des Betons zu gegebener Zeit feststellen und verfolgen zu können, wurde aus der Maschine heraus an jedem Betonierungstage eine Anzahl Würfel von 20 cm Kantenlänge in Eisenformen auf geöltem Holzboden betoniert. Zugleich wurde Zement und Zuschlagsmaterial nach den Normen geprüft, für die nach den amtlichen Vorschriften erdfeuchter Beton in eisernen Formen eingebracht wird. Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle (S. 359) zusammengestellt.

Diese Kontrolluntersuchungen, die mit dem Bauwerk fortgeschritten waren, zeigen, daß die in den amtlichen Be-

Stützenbeton des Erdgeschosses aus „N"-Zement, Mischungsverhältis 1:6, Konsistenz plastisch			Decken- und Trägerbeton des Erdgeschosses aus „N"-Zement Mischungsverhältnis 1:6, Konsistenz plastisch			Normenmäßig hergestellte Würfel aus „N"-Zement, Mischungsverhältnis 1:6, Konsistenz erdfeucht (Stampfbeton)		
Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm² einzeln	mittel	Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm² einzeln	mittel	Alter in Tagen	Würfelfestigkeiten in kg/cm² einzeln	mittel
	47,7						144	
3	44,1	46,7				3	147	147,7
	48,3						152	
	112			91			300	
7	102	108	7	90	86	28	308	303,3
	111			76,6			302	
	172			172,5			371	
28	197,5	188	28	184,0	174,3	90	375	367
	193,5			166,5			365	

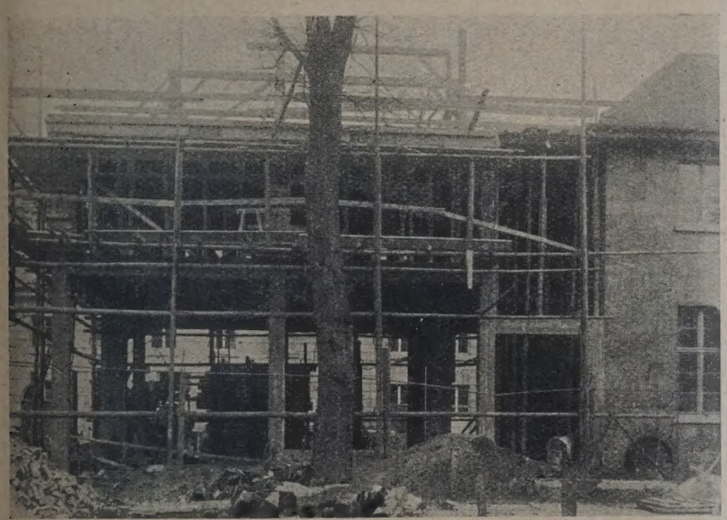


Abb. 3 c. Baubild vom 14. April 1925.

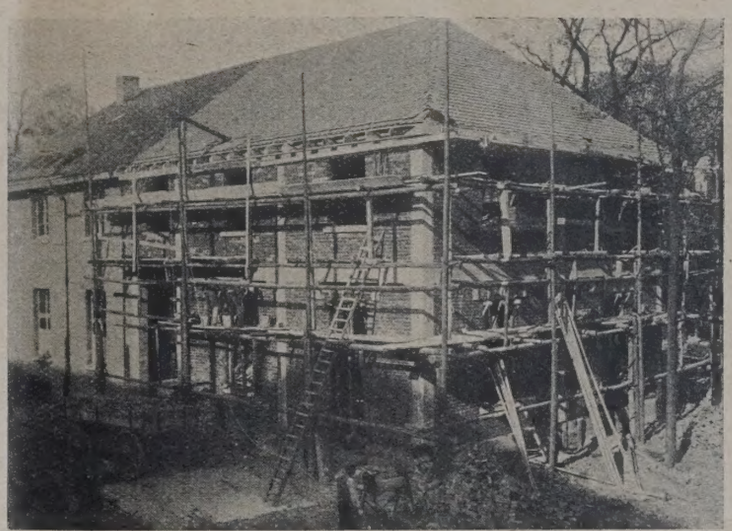


Abb. 3 d. Baubild vom 29. April 1925.

stimmungen für Eisenbetonbau aufgenommenen Festigkeitszahlen weit überschritten wurden. Sie ermöglichen ferner einen Vergleich des nach den Normen hergestellten erdfeuchten Betons mit dem aus dem Bau entnommenen Material. Sie beweisen schließlich, daß mit der in dem verwendeten Beton vorhandenen Zementmenge von 234 kg/m³ fertigen Betons sich ein selbst nach den neuen amtlichen Vorschriften als hochwertig bezeichneter Beton herstellen läßt.

Am 1. IV. wurde mit dem Aufstellen der Schalungen für das Obergeschoß bereits begonnen. Das Ausschalen des Erdgeschosses erfolgte am 6. IV., im Alter des Betons von sieben Tagen, noch bevor das Obergeschoß betoniert war. Durch das Einbringen des Betons in die Schalungen des Obergeschosses am 7. und 8. IV. wurde die Belastung der ausgeschalten Konstruktion auf etwa 65% der der statischen Berechnung zugrunde gelegten Last gebracht, so daß sich beispielsweise im Riegel des zweistieligen Rahmens rechnerisch eine Beanspruchung von etwa 34 kg/cm² ergab. Da die Betondruckfestigkeit im Alter von sieben Tagen mit 108 kg/cm² festgestellt wurde, betrug die Sicherheit das Dreifache. Die Schalungen des Obergeschosses wurden am 14. IV. ebenfalls im Alter des Betons von 6 bzw. 7 Tagen entfernt. Die Festigkeiten dieses Betons ergaben sich auf Grund von Untersuchungen wie vor nach:

7 Tagen . . . 186,8 kg/cm²
28 „ . . . 284,3 „
90 „ . . . 357 „

Nach Fertigstellung der beiden Geschosse wurde die Eisenbetontreppe aus Beton mit dem hochwertigen Zement „L" betoniert und bereits im Alter von vier Tagen entschalt.

Zwei Tage nach Herstellung der oberen Eisenbetondecke wurde das Holz für den Dachstuhl aufgezogen (9. IV.) und mit dem Aufschlagen des Dachstuhles begonnen, der in drei Arbeitstagen fertiggestellt wurde. Während des Betonierens der Obergeschoßdecke wurde das Ausriegeln der Erdgeschoßaußenwände begonnen und in vier Arbeitstagen beendet. Die Ausmauerung des Obergeschosses folgte in drei weiteren Arbeitstagen. Etwa vier Wochen (29. IV.) nach Beginn der Hauptarbeiten waren die Rohbauten (Abb. 5 c) beendet, und es konnten die Außengerüste entfernt werden.

Innerhalb 30 Tagen nach Beginn der Hauptbauarbeiten war der ganze Rohbau fertiggestellt, was nur durch die rasche Beseitigung von Schalung und Rüstung möglich war.

C. Schlußfolgerungen.

Die nach 300 Tagen abgeschlossenen Untersuchungen gestatten vorerst gewisse Bedenken, die in der Baupraxis bei der Einführung der hochwertigen Portlandzemente geltend gemacht wurden, zu zerstreuen.

In erster Linie wurde die Befürchtung ausgesprochen, daß der Beton aus hochwertigem Portlandzement als Begleiterscheinung der höheren Festigkeiten größere Sprödigkeit aufweise. Ferner wurde die Frage laut, wie weit die Zugfestigkeiten mit der Erhöhung der Druckfestigkeiten gleichen Schritt halten.

Die Ergebnisse der Untersuchungen, die nicht nur auf die Prüfung des Zementes und der dabei verarbeiteten Zementmörtel, sondern auch auf Beton- und Eisenbeton ausgedehnt

Abb. 4.

wurden, haben erwiesen, daß keinerlei Einbuße bezüglich der elastischen Eigenschaften des Materials festzustellen war. Der hochwertige Portlandzement weist mindestens dieselben elastischen Eigenschaften auf wie der einfache Zement.

Bezüglich der Zugfestigkeiten ist zu bemerken, daß bei 90 Tage alten Betonbalken bei Verwendung von ausgewähltem Zuschlagsmaterial die Biegungszugfestigkeit ungefähr 60 kg/cm² betrug. Das beweist eine nicht unwesentliche Erhöhung der Zugfestigkeiten gegenüber den gewöhnlichen Portlandzementen.

Die beigefügte Abb. 4 zeigt die Bruchflächen eines 90 Tage alten Betons, aus denen zu ersehen ist, daß der Bruch nicht durch den Mörtel, sondern durch das Zuschlagsmaterial hindurch geht. Da es sich hier um einen auf Zug beanspruchten Körper handelt, so ist dies ein Beweis für die höhere Zugfestigkeit.

Die Druckfestigkeiten von Beton mit hochwertigem Zement sowohl bei reinem Druck als auch bei Biegungsbeanspruchung übertreffen diejenigen mit gewöhnlichem Zement sehr erheblich.

Z. B. erreicht man mit der Marke „N" bei Beton 1:5 (273 kg Zement pro m³ Beton bei einem Wasserzementfaktor WZF = 0,68, also plastischer Konsistenz) nach drei Tagen fast 44%, nach sieben Tagen 85% der 28-Tage-Würfelfestigkeiten des Betons gleicher Zusammensetzung mit dem an sich sehr guten Zement Marke „P".

Auch beim Mischungsverhältnis 1:12 (122 kg Zement pro m³ fertigen Betons mit WZF = 0,9) erhielt man mit der hochwertigen Marke „N" nach drei Tagen über 45% der 28-Tage-Würfelfestigkeit des Betons gleicher Zusammensetzung mit Marke „P".

Für die Biegungsdruckfestigkeiten lagen die Verhältnisse ganz ähnlich.

Bezüglich des Schwindens von Beton mit hochwertigem Zement ist zu bemerken, daß die Schwindmaße in den ersten drei Tagen erheblich größer sind als bei gewöhnlichem Zement. Sie werden aber in der Zeit zwischen 28 und 90 Tagen einander gleich.

Man wird daraus die Folgerung ziehen müssen, daß man bei hochwertigem noch mehr als bei gewöhnlichem Zement für ein gleichmäßiges allmähliches Erhärten durch Naßhalten des Betons in der ersten Zeit Sorge zu tragen hat.

Bezüglich der Verwendungsmöglichkeiten läßt sich aus den Ergebnissen der Untersuchungen folgern:

Neben den Fällen, bei denen prinzipiell nur hochwertiges Material genommen werden sollte (Eisenbetonpfähle), fällt bei Hochbauten am meisten ins Gewicht die Ersparnis an Bauzeit.

Auch ästhetische Gründe, der Wunsch, schlankere Bauglieder zu erhalten, werden manchmal den Ausschlag geben für die Wahl hochwertigen Materials.

Die Anwendung hochwertigen Zementes bringt es mit sich, auch hochwertiges Eisen zu verwenden, um alle Vorteile der höheren Beanspruchungsmöglichkeiten ausnützen zu können. Besonders wird im Brückenbau und bei Unterzügen hochwertiges Eisen am Platze sein, schon damit bei den geringeren Querschnittsabmessungen die Eisen gut untergebracht werden können.

Schließlich mag der Vorteil erwähnt werden, der sich bei der Anwendung hochwertiger Zemente bei Bauwerken ergibt, die in vorgerückter Jahreszeit oder sonst bei zu erwartenden niedrigeren Temperaturen rasch erhärten sollen, wie dies bei Wasserbauwerken verschiedener Art der Fall sein kann.

Welche wirtschaftlichen Möglichkeiten ergeben sich sonach bei der Verwendung von hochwertigem Portlandzement?

Das Beispiel des Institutsneubaues beweist, daß es möglich ist, die Herstellung eines Baues zu beschleunigen.

Die Möglichkeit des raschen Ausschalens bei Beton- und Eisenbetonbauten führt zu Ersparnissen an Schalungs- und Rüstungsmaterial und an Zeit.

Die höheren Festigkeiten gestatten höhere zulässige Beanspruchungen im Bauwerk und damit kleinere Abmessungen.

Die höhere Zugfestigkeit ermöglicht größere Sicherheit gegen Rißbildungen.

DEUTSCHE INGENIEURARBEIT IM STRASSBURGER MÜNSTER[1]).

Von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin.

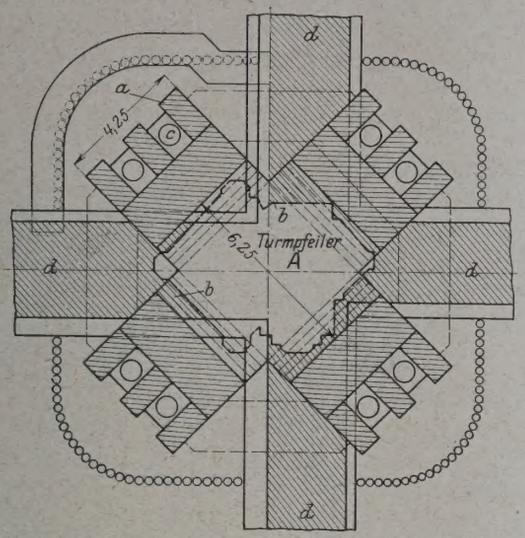
(Schluß von Seite 317.)

Der Ausführungsplan war nun wie folgt entwickelt:

Im ersten Bauabschnitt sollte zunächst ein äußeres neues Fundament für die Hilfskonstruktion zur Abfangung der Turmlast hergestellt werden, welches später als Teil des endgültigen ganzen Turmfundamentes dienen sollte. Hierfür wurde nach verschiedenen nicht ausreichenden Planungen ein biegungsfester Eisenbetonring von 125 m² Grundfläche (s. Abb. 10) entworfen, welcher den Pfeiler unter der „Brücke" mit den Hilfsbauten, zusammen 4300 t, zu tragen hatte. Die Last sollte gegen das neue Fundament zur Vermeidung späterer Setzungen angepreßt werden. Der Ring war stückweise in drei einzelnen Bauvorgängen unter dem romanischen Fundamentkreuz durchzuführen. Im ungünstigsten Falle hatte dieser Ring auch noch die übrigen Lasten zu tragen, wodurch sich 8,5 kg/cm² Bodenpressung ergaben, was zulässig erschien, da der Boden am Ausweichen durch eine Betonspundwand geschützt worden war.

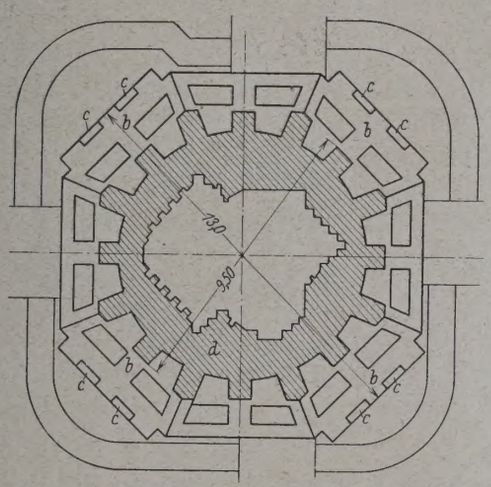
Der zweite Bauabschnitt betraf die Abstützung, welche ursprünglich als gut verstrebte, starke Holzkonstruktion gedacht war, die sich gegen den vorerwähnten Eisenbetonring

[1]) Dieser Aufsatz erscheint als erweiterter Sonderdruck im Verlag von Julius Springer, Berlin.



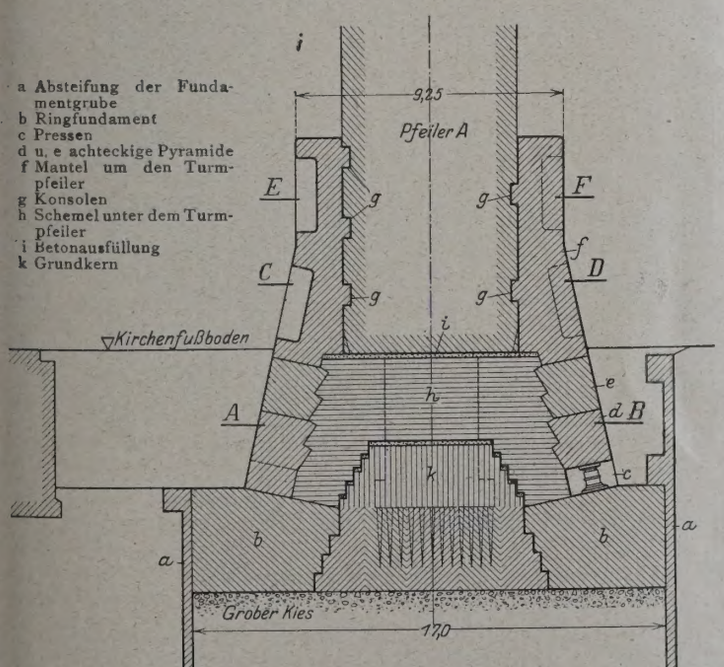
1. Lage des Turmpfeilers A zu der alten romanischen Fundamentkreuzung d d
2. Stützung der provisorischen Abfangung
b Schemelstützung c Strebenstützung

Abb. 7. Schnitt AB durch die Stützfüße der Abfangung.



b achteckige Pyramide c Kammern für die Pressen

Abb. 8. Schnitt CD durch den Mantel.



a Absteifung der Fundamentgrube
b Ringfundament
c Pressen
d u. e achteckige Pyramide
f Mantel um den Turmpfeiler
g Konsolen
h Schemel unter dem Turmpfeiler
i Betonausfüllung
k Grundkern

Abb. 10. Senkrechter Schrägschnitt durch die Abfangung und Neugründung des Turmpfeilers A aus Eisenbeton.

um den Turmpfeiler stemmte. Man entchied sich aber für einen höheren Eisenbetonmantel um den Turmkörper über Kirchenfußboden (Abb. 10 u. 11), der die Turmlast von 7500 t mittels Haftfestigheit der 180 m² großen Berührungsoberfläche tragen sollte. Zwischen diesem Mantel bzw. unter diesem und dem Ringfundament war im Zusammenhang damit eine pyramidenförmige Fortsetzung geplant; auf dem Fundament waren acht Druckpressen vorgesehen, welche langsam und allmählich den zur Anpressung erforderlichen Druck erzeugen konnten.

Im dritten Bauabschnitt sollte die Drucküber-tragung vom Pfeilerkern auf das genannte Fundament erfolgen. Ursprünglich war hierfür eine Trägerkonstruktion aus Eisenbeton in Aussicht genommen, welche jedoch nicht den Ansprüchen des Baugedankens gerecht wurde, da sie auch von unten gegen die Pfeilersohle in Kirchenfußbodenhöhe gepreßt werden mußte. Man entschloß sich deshalb zu einem Rahmengebilde, bestehend aus einer mittleren Platte von 3,20 m Höhe mit vier daran befindlichen schrägen Stützen, einer Art „Schemel" (Abb. 10 u. 11). Dieser stand auf einer Verzahnung der Abfangungskonstruktion, so daß mit deren Anpressen dieser Schemel samt Auflast des Turmpfeilers so lange nach oben gepreßt werden konnte, als damit keine Verschiebung in der Höhenlage des Schwerpunktes des Turmpfeilers erzeugt wurde,

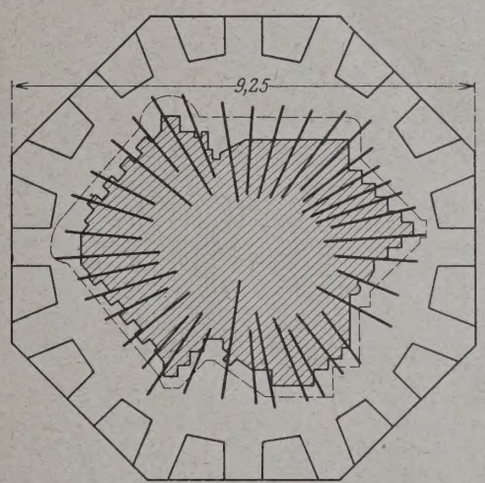


Abb. 9. Schnitt EF.
Verbindung des Mantels mit dem alten Turmmauerwerk durch Eisenstäbe.

um mit Sicherheit eine Hebung des Pfeilers zu vermeiden. Zur Kontrolle dieser Vorgänge waren seismographische Apparate aufzustellen. Damit war die gesamte Turmlast auf den Fundamentring zu übertragen möglich.

Im vierten Bauabschnitt sollte endlich das Kernfundament (Abb. 10) zur Erhöhung der Sicherheit ausgeführt werden. Nach dieser Arbeit war eine Gesamtlast von 11050 t mit 6,5 kg/cm² Bodenpressung vom ganzen Fundament zu tragen, die sich nach Entfernung des Betonmantels auf 5,9 kg/cm² ermäßigte.

Nach vorstehender Erläuterung, und an Hand ausführlicher Berechnungen und Zeichnungen der drei Beauftragten Wagner, Züblin und Knauth, oblag mir im Jahre 1915 die Prüfung des gesamten Ausführungsplanes und der bis dahin durchgearbeiteten Einzelheiten, um damit die Beschlußfassung der städtischen und kirchlichen Behörden herbeizuführen. Der Ausführungsplan, den zu schwach gegründeten Turmpfeiler mittels eines um den ganzen Turmpfeiler gelegten Eisenbetonmantels durch vier Strebenfüße aus Eisenbeton gegen ein Eisenbetonringfundament abzufangen, und zwar die Turmlast mit hydraulischen Pressen vorläufig zu tragen und dann die endgültige Übertragung durch einen Eisenbetonschemel, der unter dem Kirchenfußboden angeordnet war und dessen vier Füße mittels Zähnen in die Abfangstreben greifen, dann durch die Preßvorrichtung den Schemelrücken unter den Mauerkern des Turm-

pfeilers zu pressen, zeigte einen hohen Grad technischer Reife und Ausführbarkeit. Besonders war das an vier Punkten belastete Ringfundament mit seinen Eiseneinlagen nach Berechnungen von Dr. Arnstein[3]) durchgebildet und von mir nachgeprüft. Die Übertragung der Turmlast von 7500 t durch den Eisenbetonmantel mit 180 cm² Innenfläche setzt eine Haftspannung von 4,2 kg/cm² voraus. Das Münsterbauamt hatte durch Versuche, wie oben dargestellt, im kleinen

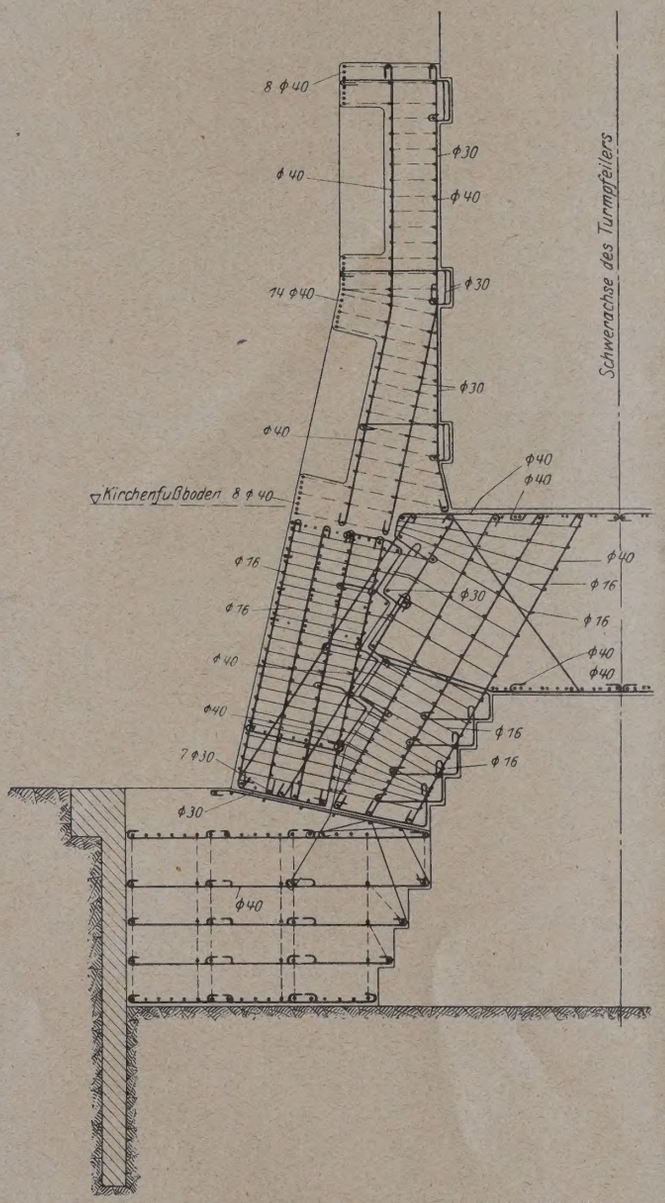


Abb. 11. Eisenbewehrung der Ab- und Unterfangung des Turmpfeilers sowie des Ringfundamentes.

die Haftfestigkeit, d. h. den Grenzwert der Reibung zwischen Beton und Sandstein bei glatten Flächen infolge der Querdehnung des belasteten Steins im Mittel zu 21,3 kg/cm² festgestellt, erhoffte also eine fünffache Sicherheit für die Übertragung der Last von Pfeiler auf Mantel. Es ist natürlich nicht zu erwarten, daß dieses Maß von Sicherheit wirklich und gleichmäßig vorhanden ist. Es fehlen auch die Versuche im großen. Mein Hinweis, daß die Sicherheit dieser Übertragung namentlich bei der Unkenntnis der Zuverlässigkeit des inneren Mauerwerks nur knapp sei, hat dann bei der Ausführung später zu einer weiter unten zu besprechenden Verbesserung der Verbindung zwischen Mantel und Turmpfeilermauerwerk Anlaß gegeben.

[3]) Später bekannt geworden als Statiker des nach Amerika gebrachten Luftschiffes Z. R. III (s. Bauingenieur 1926, S. 252).

V. Bauausführung.

Unmittelbar nach meiner Prüfung des Entwurfes ist mit der Ausführung begonnen worden. Mir sind dauernd noch bis in die letzte Zeit Mitteilungen, Zeichnungen und Abbildungen

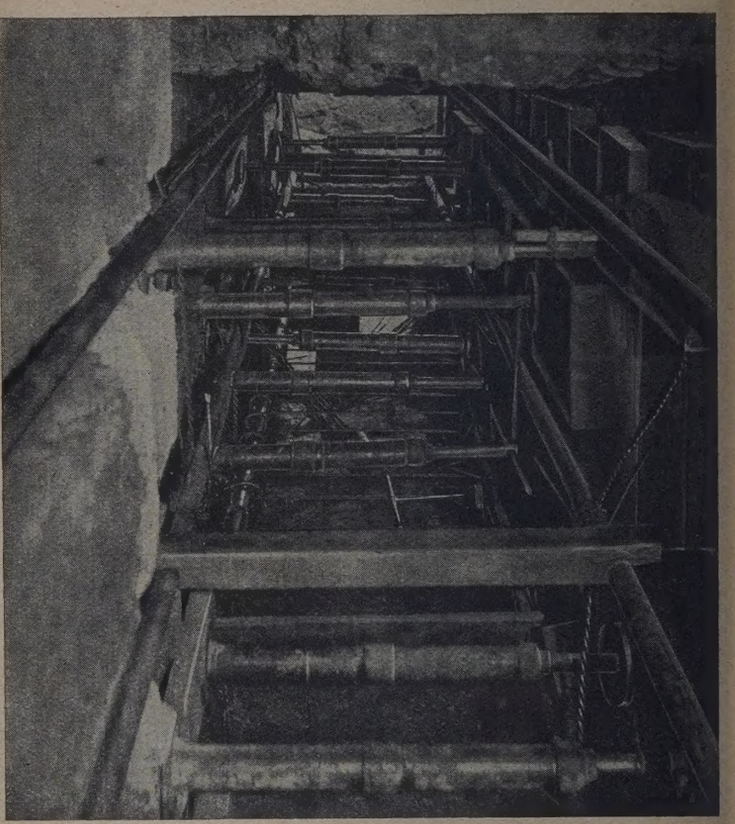


Abb. 12. Unterfahrung des romanischen Fundamentes und Absteifung der Baugrube für ein Ringdrittel.

Abb. 13. Eiseneinlagen für den unteren Fundamentring.

der Ausführung zur Verfügung gestellt, wovon in Auswahl hier einige vorgeführt werden mögen, da sie ein sprechendes Bild von der Sorgfalt bieten, mit welchem die gewaltigen Schwierigkeiten der Ausführung bewältigt worden sind.

Abb. 11 zeigt die Bewehrung der gesamten Abfangung. Das aus drei Einzelringen bestehende Ringfundament ist zu-

nächst noch während des Krieges fertiggestellt. Die Unterfahrung des romanischen Turmfundaments für eines der Ringdrittel (s. IV, Schluß des ersten Bauabschnittes) bis auf den groben Kies und die vorsichtige Absteifung der seitlichen Erdwände zeigt Abb. 12. Die Aufstellung der Eiseneinlage unter den alten Fundamenten und deren runde Verbindungen zeigt Abb. 13. (Die hierzu erforderlichen Stollen unter den Fundamenten hatten 1—1,5 m Breite, 2,50 m Höhe und 3,50 m Länge.) Noch während des Krieges war der erste Bauabschnitt erledigt und die Grundlage für die Abfangung geschaffen.

Auf dem fertigen Ringfundament ist dann, jedoch ohne

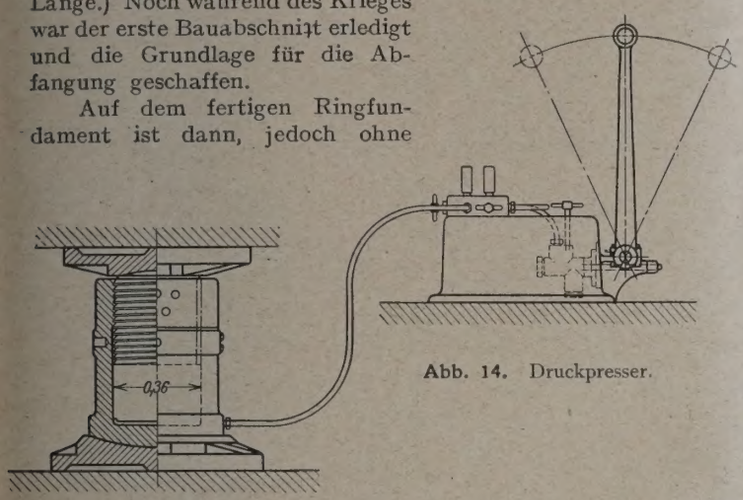


Abb. 14. Druckpresser.

Verbindung damit, zunächst eine achteckige Eisenbetonpyramide bis zum Kirchenfußboden errichtet, deren rechtwinklig zu den alten Fundamenten stehende Wände diese derart umfassen, daß zwischen ihnen und der Hilfskonstruktion hinreichend Platz geblieben ist, um den späteren Abbruch der alten Fundamente zu ermöglichen. In den schräg gerichteten Wänden der Pyramide sind unten je zwei Kammern für die hydraulischen Pressen ausgespart, die sich auf den Fundamentring stützen und oben gegen die Pyramide drücken (s. Abb. 7, 8 u. 10). Diese Pressen sind erst kurz vor Beginn ihrer Arbeit im Spätherbst 1922 aufgestellt. Hier möge über die Einzelheiten der von der Maschinenfabrik Graffenstaden ausgeführten Pressenanlagen folgendes eingeschaltet werden:

Jede einzelne Presse ist für eine Leistung von etwa 500 Tonnen; je zwei Pressen sind durch eine gemeinschaftliche Pumpe betätigt (s. Abb. 14).

Die obere äußere Mantelhälfte ist an der Innenseite mit einem Gewinde versehen, welches in dem zugehörigen Gewinde des inneren Druckzylinders läuft; sobald der innere Zylinder gehoben wird, bewegt sich die obere äußere Mantelhälfte mit diesem und wird durch Zurückdrehen mittels Stahlhebel, die in die zu diesem Zwecke vorgesehenen Einsätze gesteckt werden, wieder auf die untere Mantelhälfte aufgelagert. Es wird auf diese Weise ermöglicht, den Druck, den die Ventile auszuhalten haben, auf die kurze Zeit von einem Ruck zu beschränken und sie sogleich wieder zu entlasten. Dieses System hat sich beim Bau gut bewährt, ohne daß während der ganzen Arbeit ein einziges Ventil versagt hat.

Der äußere Mantel ist mit einem Gradmesser von 360 Grad versehen; jeder Grad entspricht einer Hebung von $^5/_{100}$ mm. Um die Presse in schräge Lage stellen zu können, ist die Auflagerplatte mit einer Kugelfläche von 800 mm Dmr versehen. Die Zylindermäntel sind aus geschmiedetem Stahl, die oberen und unteren Auflagerplatten aus Gußstahl. Der Querschnitt ist also etwa 1000 cm², d. h. der innere Zylinder hat einen Durchmesser von 360 mm.

Die Pumpen sind für einen Druck von 600 kg/cm² bemessen; die Ventile sind in Nickelstahl, die Leitungen sind aus Kupfer und für 500 at gebaut, ebenso halten die Manometer 500 at Druck aus.

Wie Abb. 10 u. 11 zeigen, sind die inneren Seiten der oben genannten achteckigen Pyramide mit sägeförmigen Absätzen versehen, in welche später die Absätze des Schemels zur Unterstützung des Turmmauerwerks über Kirchenfußboden eingreifen sollen.

Über Kirchenfußboden ist dann der Turmpfeiler mit einem achteckigen Mantel umspannt, der mit der vorgenannten Pyramide unter dem Fußboden einen einheitlichen Eisenbetonkörper bildet. Abb. 15 zeigt die Ansicht dieser mehrfach erwähnten Ummantelung. Diese Abbildung zeigt auch die Hilfsgerüste zur Abstützung der vom Turmpfeiler aufsteigenden Bogen, während Abb. 16 Anordnung und Einzelheiten der Eisenarmierung, besonders der senkrechten Streben und Ringumschnürungen, wie sie auch in der Konstruktionszeichnung Abb. 11 angegeben ist. Dieser Mantel erhebt sich bis zu den Kapitälen auf 7,50 m Höhe über Kirchenfußboden. Die bereits oben erwähnten, zur sicheren Übertragung der Turmpfeilerlast auf den Mantel notwendigen Maßnahmen bestanden bei der Ausführung nicht nur aus den inneren konsolartigen Eingriffen der Eisenbetonabfangung in das Verblendmauerwerk, sondern noch in der Anordnung von etwa 600 wagerechten Rundeisen, welche über die ganzen Anliegeflächen verteilt, in Verbindung mit der Eisenarmierung des Mantels gebracht waren und in 0,90

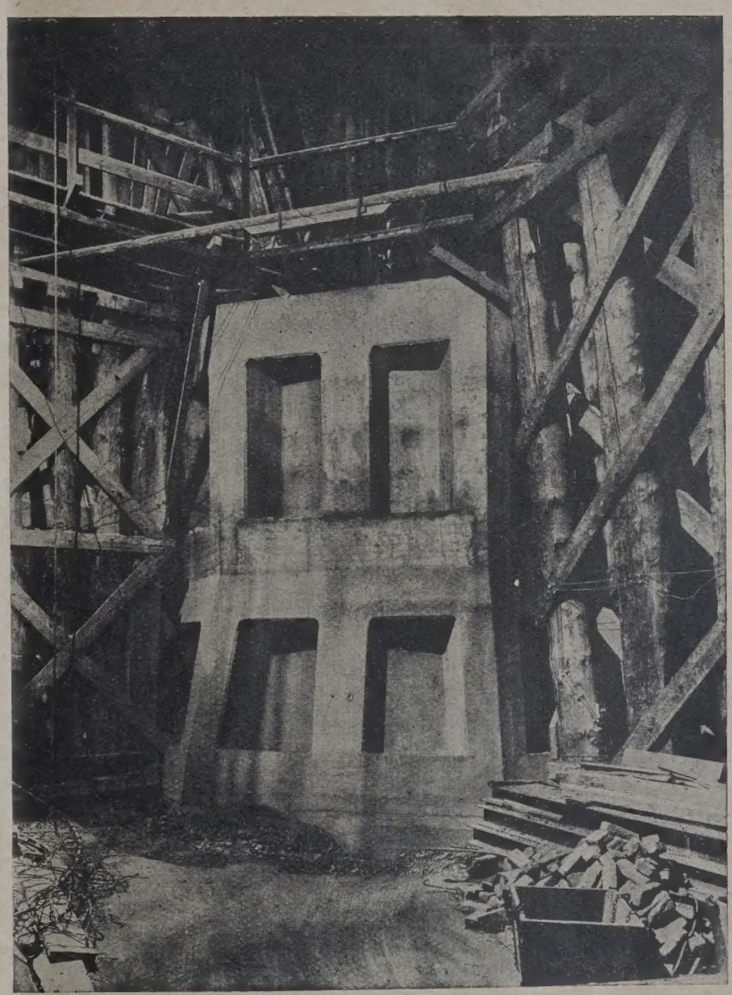


Abb. 15. Ansicht der fertigen Eisenbeton-Ummantelung der Turmpfeiler.

bis 1,80 m tief in das Turmmauerwerk gebohrte Löcher unter Druck einzementiert waren (s. Abb. 9). Hierdurch sind noch die Bedenken beseitgt worden, auf die ich in einem Schreiben vom 10. Mai 1920 an den Münsterbaumeister Knauth hingewiesen hatte und die daraus entstanden waren, daß in Ergänzung meines Gutachtens vom Jahre 1915 über die knappe Sicherheit der Übertragung der Turmlast auf den Mantel, das innere Mauer-

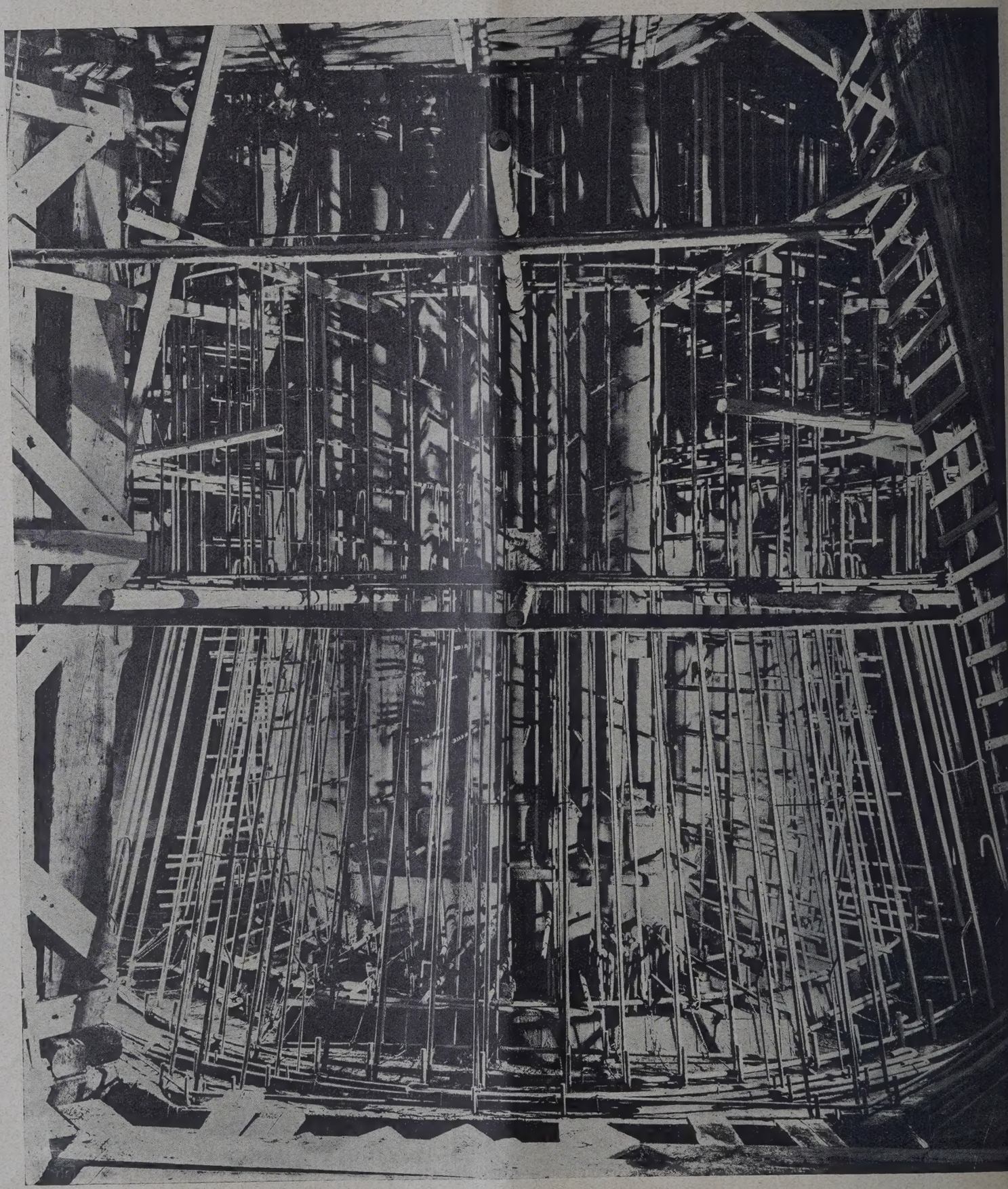


Abb. 16. Ansicht der Mantelbewehrung des Turmpfeilers A zwischen Kirchenfußboden und Kapitell nebst Verankerungen des Pfeilermauerwerks mit dem Mantel.

werk und auch dessen Zusammenhang mit der Werksteinverblendung von zweifelhafter Sicherheit sein könne. Durch diese tief in das Mauerwerk gebohrten 600 Rundeisen ist jedenfalls eine wirksame Verankerung und Sicherung in dem Zusammenhang des Turmmauerwerks bei der Abstrebung durch den Mantelbau erzeugt. Daß ihre Anordnung nach dem Génie civile 1925 einem französischen beratenden Ingenieur zugeschrieben wird, möge dahingestellt bleiben. Jedenfalls darf man mir die Priorität für die Erkenntnis ihrer statischen Notwendigkeit nicht absprechen, was ich im Interesse des deutschen Bauingenieurs hier feststellen möchte. Des weiteren möchte ich mir die kritische Anmerkung gestatten, daß die gleichmäßige Bespickung des alten Mauerwerks mit eingebohrten Eisenstäben nicht der statischen Forderung entspricht; richtiger wäre auch die Durchführung einiger Stäbe von einer Seite zur anderen gewesen.

Im Jahre 1920 waren infolge der zeitweisen Schwierigkeiten in der Materialbeschaffung die Schrägpfeiler der unteren Pyramide nach einem Briefe Knauths noch nicht beendet, die Pressen waren bereits in Auftrag und Arbeit gegeben. Die Fertigstellung der ganzen Abfangevorrichtung ist im Jahre 1922 erfolgt. Die acht Pressen sind dann in Wirkung gesetzt. Sie sind durch eine Ringleitung verbunden gewesen derart, daß sie mit Hilfe eines Blockierungsventiles einzeln ausgeschaltet werden konnten. Das Ziel war, den Druck der Turmlast von 8000 bis 10 000 t auf das Ringfundament zu übertragen, ohne die Höhenlage des Turmschwerpunktes zu ändern. Zunächst ist vorsichtshalber, um den vorhandenen Gleichgewichtszustand durch die Brückenbildung nicht vorzeitig zu stören, nur die Hälfte davon auf den Ring gesetzt; die Pressen sind deshalb nur auf 250 at gespannt worden.

Abb. 17. Freigelegte Sohle des romanischen Fundamentes mit den von den Grundpfählen herrührenden Löchern.

Dann ging man in den Jahren 1923 u. 1924 zur Ausführung des dritten Bauabschnittes, zum Einbau des Eisenbetonschemels unter der Sohle des Turmes. Zunächst sind die inneren Letteschichten zwischen dem romanischen Fundamentkreuz und Abfangungspyramide entfernt und durch die geplante Eisenbetonkonstruktion ersetzt worden. Und zwar sollte diese Arbeit in vier Vierteln nacheinander erfolgen. Die beiden ersten Schemelviertel ruhten zuerst mit aufgebogenen Eiseneinlagen für die Verbindung mit den noch auszuführenden Schemelteilen auf den romanischen Fundamentmauern. Die beiden letzten Viertel sind jedoch der Zeitgewinnung und schwieriger Zugänglichkeit wegen dank der inzwischen gewonnenen Sicherheit zusammen, also hälftig ausgeführt. Die

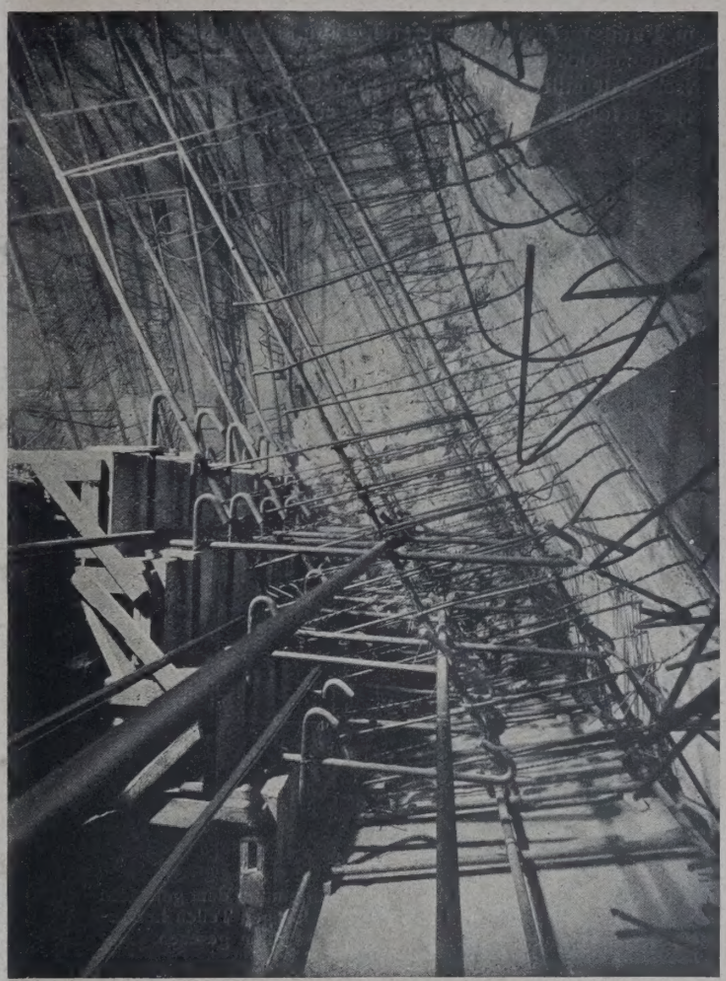


Abb. 18. Bewehrung und Einschalung eines Schemelfußes.

oberen Fugen aller Schemelteile sind sogleich in sorgfältigster Weise ausgestampft. Alsdann sind die Pressen allmählich auf 500 at gespannt worden, um die ganze Pfeilerfast auf die neuen Fundamente zu übertragen und die alten Fundamente gänzlich zu entlasten.

Die Abb. 17 zeigt, von unten gesehen, die Freilegung der Sohle des romanischen Fundamentes im April 1923 mit den

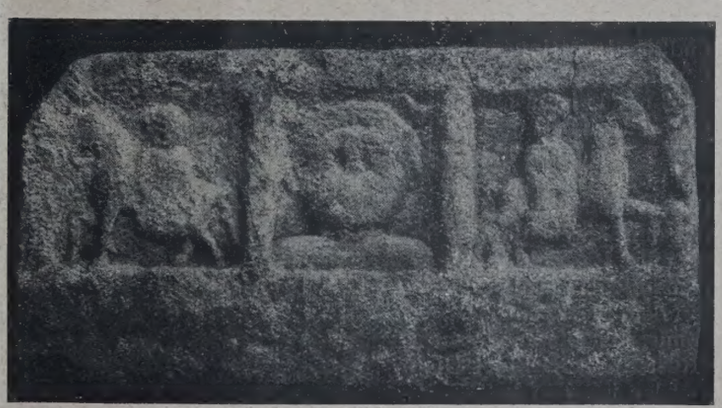


Abb. 19. Altrömisches Relief aus dem abgebrochenen romanischen Fundamentmauerwerk.

Löchern, in welchen die Pfähle durch die jetzt entfernte Letteschicht gesteckt haben; Bewehrung und Einschalung der Schemelfüße werden durch Abb. 18 veranschaulicht. Man sieht rechts die Zähne und Verbindungseisen aus dem unteren Abfangungskörper und unten die geneigte Auflagerfläche auf

dem Fundamentring des ersten Bauabschnittes. Hier konnte nur die stückweise Freilegung des Raumes für die Schemelfüße zwischen den alten Fundamenten und dem unteren Abfangungskörper erfolgen. Das geschah bis zum Spätherbst 1923. Beim

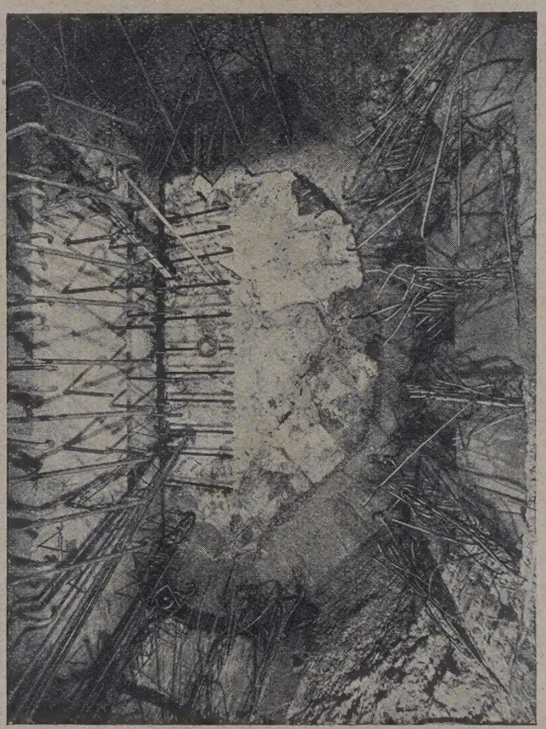


Abb. 20. Baustelle der Schemelhälfte unter dem gotischen Turmmauerwerk mit den aus den fertigen Teilen hervorragenden Bewehrungseisen, von unten gesehen.

Abbruch der romanischen Fundamente sind Werkstücke zutage gefördert, welche römischen Bautenentstammen. Abbildung 19 stellt ein solches dar, welches im Januar 24 gehoben worden, mit Reliefs eines Merkurkopfes und Schutzgöttinnen der Pferde (Ephonae) geschmückt ist. Dieses soweit mir bekannt noch an keiner anderen Stelle veröffentlichte Abbildung bildet den Beweis, daß die unter I. erwähnte romanische Basilika auf dem Platze einer römischen Siedlung (Kastell) errichtet worden ist. Ein besonders lehrreiches Bild ist Abb. 20 vom Februar 1924. Es stellt die Baustelle der Schemelhälfte nach Entfernung aller alten Teile dar, von der Sohle nach der Decke gesehen. Letztere läßt die Hälfte der Sohle des gothischen Turmmauerwerks in Höhe des Kirchenfußbodens, umrahmt von einem Teil der Betonsohle des oberen Mantels, erkennen. Links ist die fertige Schemelhälfte mit den für die andere Hälfte bestimmten Stößen der Eiseneinlagen, rechts sind die Zähne und Verbindungseisen des freigelegten Ringfundamentes zu sehen. Nach Fertigstellung des Schemels ist dann der 20 cm hohe Raum zwischen Schemelrücken und Pfeilersohle durch Zementmörtelguß unter Druck gefüllt, von dessen bei seiner Abbindung entstehender Dehnung nach vorher angestellten Versuchen eine hinreichende Spannung zwischen Turmsohle und Schemel erwartet werden konnte. Nachdem das eingetreten war, erfolgte der Abbau der Pressen und die Füllung ihrer Kammern mit Eisenbeton.

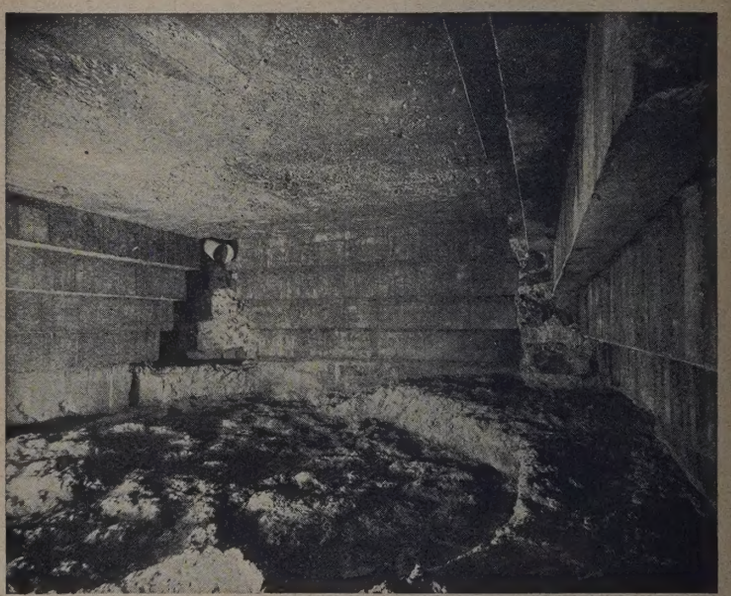


Abb. 21.
Raum unter dem Schemel während des Erdaushubes für den restlichen Mauerkern.

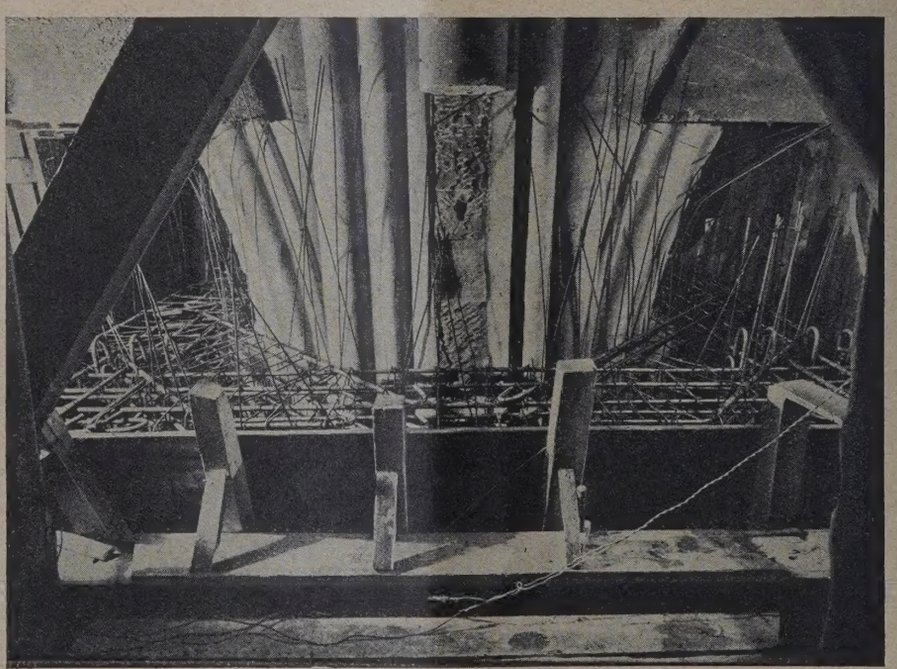


Abb. 22. Abfangung des Schiffspfeilers B durch Eisenbetonkragen auf Holzrüstung.

Dem vierten Bauabschnitte, der im Mai 1924 begann, war es zunächst vorbehalten, den Mauerkern in Beton über der neuen Bausohle im groben Kies unter dem Schemel auszuführen. Abb. 21 zeigt den Raum dieses Kernes nach Freilegung der Schemelfüße, links kommt der obere Absatz des Fundamentringes vom ersten Bauabschnitt zur Erscheinung. In Deckenhöhe zwischen den Schemelfüßen erblickt man ein zu Lüftungszwecken eingebautes Rohr. Nach Vollendung des noch 2—3 m tiefen Bodenaushubes konnte das Kernmauerwerk zur Ausführung kommen. Mein Vorschlag, dieses mit dem Fundamentring derart zu armieren, daß zum Schluß das ganze Fundament dauernd als einheitliche Eisenbetonplatte wirkt, ist nach diesem Bilde nicht zur Ausführung gelangt. Schließlich sind auch hier alle 20 cm dicke Fugen zwischen Kern- und außenstehendem Betonmauerwerk wie oben zwischen

Schemel und Turm, mit Zementmörtel unter Druck gefüllt. Damit war die Herstellung eines soliden neuen Fundamentes für den Turm beendet.

Es blieb nunmehr nur noch die Auswechslung des beschädigten Schiffspfeilers B vorzunehmen, welche im Herbst 1924 begonnen wurde. Die Abfangung erfolgte in Höhe der Bogenanfänge mittels eines Kragens aus Eisenbeton, welcher diese umschloß. Dieser Kragen, dessen Eiseneinlage in der Einschalung Abb. 22 zeigt, ruhte auf kräftigem auf dem Kirchenfußboden stehenden Holzgerüst. In welch mangelhaftem Zustande sich der Schiffspfeiler befunden hat, erkennt man aus Abb. 23, welche eine mittlere Schicht des Schiffspfeilers im März 1925 darstellt. Aus großer, einseitiger Überlastung sind die Risse entstanden und bilden den abschließenden Beweis für die richtige Erkenntnis der Ursachen der Schäden und Gefahren, in welchen das herrliche Bauwerk bislang geschwebt hat.

Noch im Jahre 1925 ist der Wiederaufbau des Schiffs-

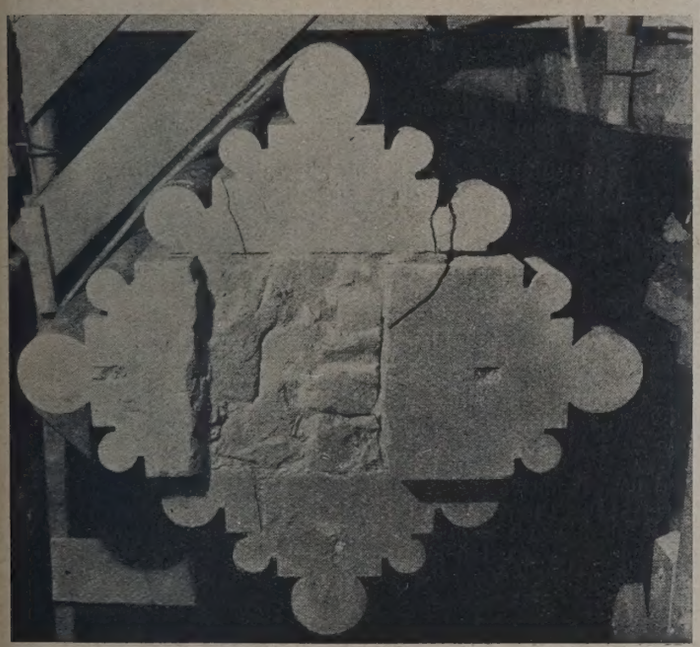


Abb. 23.
Querschnitt des Schiffspfeilers B bei seinem Abbruch.

pfeilers erfolgt. Die Entfernung der Rüstungen und die Beseitigung des Eisenbetonmantels um den Turmpfeiler über Kirchenfußboden, welche mit Drucklufthämmern geschieht, ist im Gange, wie es in der letzten Aufnahme der Abb. 24 zu erkennen ist. Die beschädigte Werksteinverblendung des Turmpfeilers wieder auszubessern, ist dann das letzte des ganzen Bauvorganges. Im Laufe des Jahres 1926 ist die Freigabe des ganzen Münsters zu Straßburg in seiner alten und neuen, von deutscher Kunst und deutschem Können zeugenden Kultur zu erwarten.

VI. Schluß.

Ein weit ausführlicherer Bericht wird mit der Zeit von französischer Seite veröffentlicht werden. Um jedoch den Anteil der deutschen Bauingenieure, besonders aber die hervorragenden Verdienste des Münsterbaumeisters Knauth in das richtige Licht zu setzen, habe ich mich berufen gefühlt, die mir bekannt gewordenen Vorgänge bereits jetzt zu veröffentlichen. Knauth hat auf Wunsch der französischen Regierung mehrere Jahre, allen widrigen Verhältnissen zum Trotz, auf seinem Platze standgehalten und ist kurz darauf im Februar 1924 im nahen Schwarzwald gestorben. „Unter Beiseitesetzung aller persönlichen Wünsche werde ich unser liebes Münster während der vielleicht kritischsten Zeit seiner Geschichte ohne zwingende Notwendigkeit nicht im Stich lassen." So schrieb der treue Hüter und Retter dieses deutschen Kulturwerkes vor Ende seiner Arbeit an mich.

Für die Ausführung hat sich noch der elsässische, in Straß-

Abb. 24. Schluß der Arbeiten 1926: Abbruch des Eisenbetonmantels um den Turmpfeiler A.

burg ansässige Ingenieur Th. Wagner verdient gemacht, der von Anfang bis zum Ende die Arbeiten leitete.

Die über 2 Millionen RM. zu schätzenden Umbaukosten sind aus den Mitteln des „Stift unserer Frauen Werk", das sich großen Grundbesitzes und anderer Reichtümer erfreut, in Verbindung mit den Zuschüssen des Landes bestritten. Fließen doch dem Münster vom Stift jährlich fast dreiviertel Millionen RM. zu, wodurch auch die Erhaltung des Äußeren mit den vielen und schönen Bildwerken gesichert erscheint. Vor und während des Krieges wurden die Aufwendungen teilweise durch eine Lotterie gedeckt.

Die nunmehr abgeschlossene Baugeschichte des Straßburger Münsters muß aber zugleich eine Warnung für die deutschen Verwaltungen von Monumentalbauten aus vergangener Zeit sein, mit der größten Sorgfalt und gründlichsten statischen Untersuchungen aller Bauteile vor ähnlichen Gefahren rechtzeitig zu schützen. Mit Tatkraft ist auch der Mainzer Dom in jüngster Zeit vor ähnlichen Gefahren geschützt worden. Trotz der schwierigen wirtschaftlichen Verhältnisse unseres armen Deutschlands können wir also hoffen, daß das bei den hohen und unersetzlichen Kulturwerten, welche in unseren alten Baudenkmälern ruhen, rechtzeitig geschieht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wasserkraftanlage im ligurischen Apennin.

(Fortsetzung von S. 177.)

Zu S. 176 folgt hier noch eine genaue Zeichnung des Hebers (Abb. 4) und eine Zeichnung des Begehungs- und Entwässerungsstollens der Hauptsperrmauer mit den lotrechten Sickerröhren (Abb. 5).

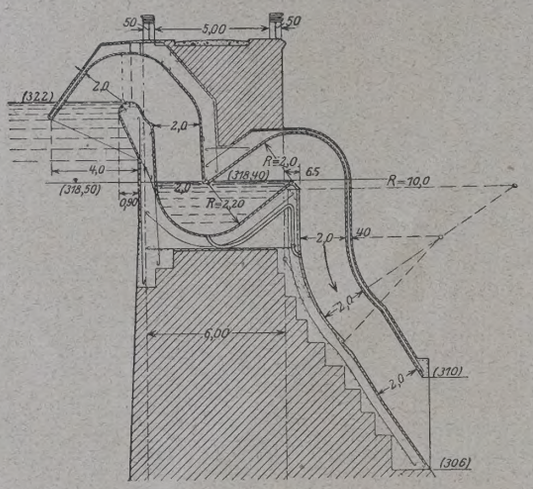


Abb. 4.

Zu bemerken ist noch, daß der Verschlußschild für den auf 2,50 m erweiterten Einlauf des Grundablasses auf gummibereiften Rädern läuft, seinen tiefsten Stand nicht durch Anschläge unten begrenzt erhält, die verschlammen würden, sondern durch auskragende Pufferrollen oben, beim Anheben durch einen Umlauf entlastet und beim Heraushol en so hoch gezogen wird, daß ein

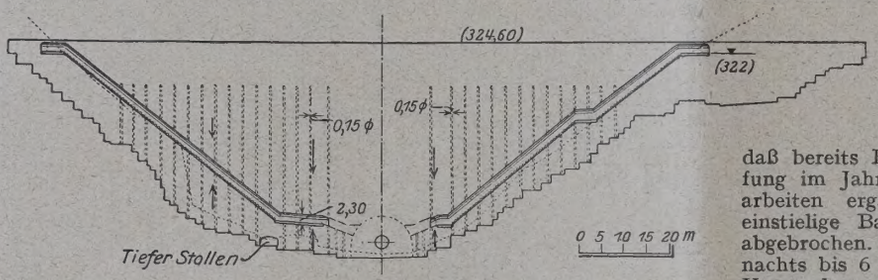


Abb. 5.

Wagen zum Fortschaffen unterfahren kann.

Das Glokkenventil (Abbildung 6) für das 3,40 Meter weite Hauptentlastungsrohr sitzt auf einer Messingauskleidung, die ein sicheres Auflager und eine gute Führung für das 5 m weite Ventil und einen guten Einlauf des Wassers gibt, das zur Milderung des Anpralls an die Rohrwandung aus einer Ringleitung an der Stelle der stärksten Ansaugung mit Luft durchmischt wird. Die Bewegung des Ventils geschieht durch Ein- oder Auslassen von Druckwasser

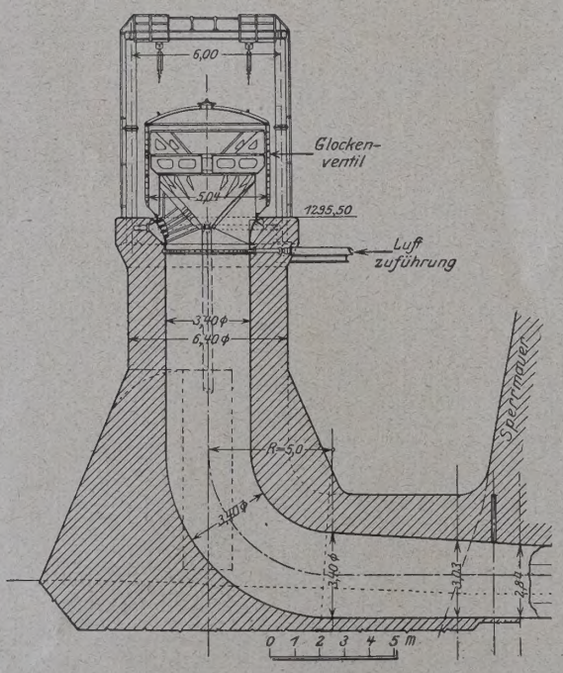


Abb. 6.

aus dem Stausee, wozu die Ventile sich gegenseitig verriegeln. Die Ventile werden von Hand oder hydraulisch gesteuert von einer Kammer in der Staumauer oder mittels Glyzerinpumpen von der Mauerkrone aus. Alle Teile des Glockenventils sind durch Patent geschützt.

Die 4 Turbinen sind Francis-Spiralturbinen von je 12 000 PS mit 6,6 m Saughöhe, die bei 90—110 m Gefälle je 12,5—10 m³ Aufschlagwasser brauchen. Sie treiben zu zweien mit 500 Umdrehungen in der Minute unmittelbar je einen Drehstromerzeuger von 12 000 kVA, der aber ohne gefährliche Temperaturerhöhung eine dauernde Überlastung bis 14 000 kVA verträgt. Jede Turbine kann auch für sich allein laufen, ohne die andere leer mitschleppen zu müssen.

Ein Ausgleichbecken von 160 000 m³ Inhalt regelt den Abfluß vom Kraftwerk in den Fluß. Es ist durch ein Schützenwehr mit 8 Öffnungen von je 6 m Lichtweite abgeschlossen, dessen eiserne Rollschützen von 4,5 m Höhe durch Gegengewicht entlastet sind. Die vorgeschriebene ständige Abgabe von 2250 oder 1125 l in der Sekunde wird in einer Meßkammer neben dem Wehr geregelt, deren Einlaß-Sektorschützen durch Schwimmer gesteuert werden und deren wagerechte Trompetenüberläufe teils offen, teils durch Glockenventile gedrosselt, die vorgeschriebene Wassermenge abgeben. Die Überläufe sind so bemessen, daß die schwimmergesteuerten Glockenventile niemals zum Aufsitzen kommen, also immer leicht beweglich bleiben. Alle Teile sind, der Abgabe entsprechend, samt Ersatzanlagen doppelt vorhanden. Sie arbeiten bei der kleinsten Wasserabgabe noch mit einer Genauigkeit von 2,5 v. T. Unterhalb der Meßkammer leitet ein Beruhigungsbecken das Wasser zu einem Überfallmeßwehr nach dem Fluß.

(Aus L'Energia Elettrica [Mailand] vom Dez. 1925, S. 1178 bis 1219, und vom Jan. 1926, S. 3—48, mit zus. 126 Abbild.) N.

Erneuerung einer Bahnsteigüberdachung.

Nach Eng. News Rec. v. 16. April 1925.]

Die früher allgemein übliche Überdachung mehrerer Gleise durch eine großräumige Halle ist auch in den Vereinigten Staaten mehrfach durch kleinere Bahnsteigdächer ersetzt worden. Auf dem Unionbahnhof zu Duluth, Minn. U. S. A. bestand eine im Jahre 1892 erbaute Halle von 122 m Länge mit Polonceau-Dachbindern von 52 m Stützweite. — Lokomotiv-Rauchgase hatten an den Metallteilen unter den Oberlichten im Laufe der Jahre erhebliche Rostschäden verursacht, so daß bereits Holzsprossen eingebaut werden mußten, und eine Prüfung im Jahre 1924 die Notwendigkeit von größeren Ausbesserungsarbeiten ergab. — Statt dessen hat man unter der Halle einstielige Bahnsteigdächer ausgeführt und später die alte Halle abgebrochen. Dieser Abbruch konnte nur in der Zeit von 11½ Uhr nachts bis 6 Uhr früh durchgeführt werden und vollzog sich unter Verwendung zweier Lokomotivkrane in einfacher Weise. Zu dem gesamten Abbruch wurden 6 Arbeitstage gebraucht. A. Dürbeck.

Absonderliche Bauweise eines Sprengwerks in einem alten amerikanischen Bankgebäude.

Aus Eng. Rec. vom 24. XII. 1925.

Ein interessantes Sprengwerk, das jeweils das Obergeschoß trägt, wurde beim Abbruch einer alten New Yorker Bank entdeckt.

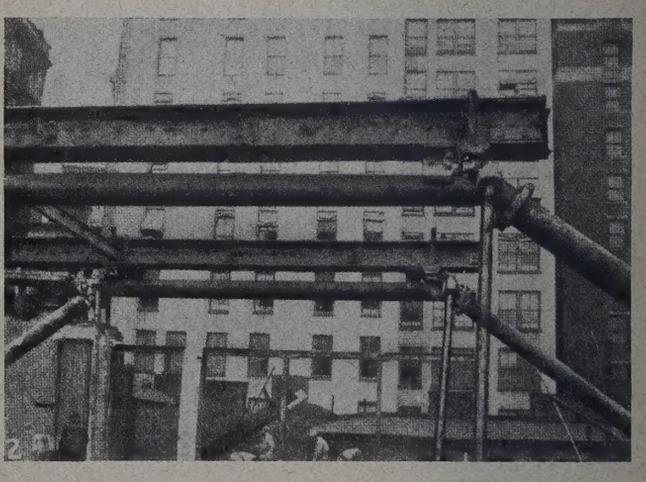


Abb. 1.

Diese Sprengwerke, über 12 m spannend, sind in Abb. 1 dargestellt, Abb. 2 gibt ihre Lage im Grundriß.

Der große Bankbüroraum, der den rückwärtigen Teil eines Hochhauses unmittelbar über einem niedern Erdgeschoß einnahm, war durch die beiden Sprengwerke gestützt. Offenkundig hatten

sich die Verfasser des Bauentwurfs gescheut, die Lasten von drei Geschossen auf ein Sprengwerk allein zu nehmen, oder wollten vielleicht unerwünscht große Stabquerschnitte vermeiden. Jedenfalls verwendeten sie für jedes Geschoß für sich ein gesondertes Sprengwerk.

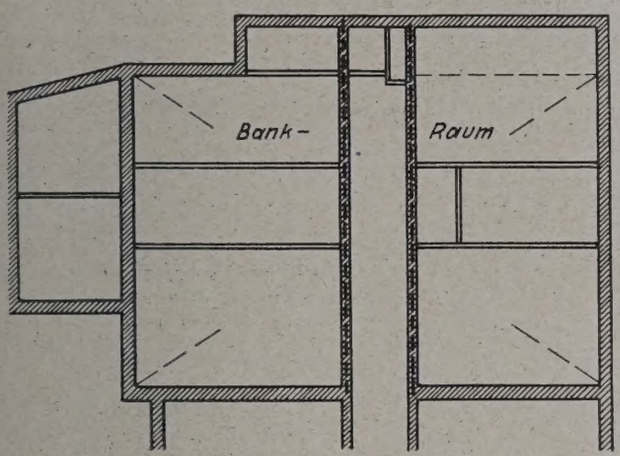


Abb. 2.

In seinem 54-jährigen Dasein hat das Bauwerk ununterbrochen zufriedenstellende Dienste geleistet, woraus geschlossen werden kann, daß die ganz in Gußeisen gehaltene Sprengwerkkonstruktion vollständig dem vorgesehenen Zwecke entsprochen hat.

* * *

Die Konstruktion, ein altwürdiger Veteran, der nun ausgedient hat, ist aus doppeltem Grunde interessant. Erstens weil das gußeiserne Sprengwerk an sich recht geschickt gegliedert ist; es erzeugt nämlich die Sprengwerkwirkung in dem nach unten gekrümmten Spannriegel im krummen Teil außen Zug und innen Druck. Dieser Wirkung entgegen arbeitet die Wirkung der Hängestangen und des etwas weiter nach der Mitte zu aufgesattelten flußeisernen Unterzuges. Es ist in der Tat denkbar, daß sowohl Krümmungslänge als auch die Anfallpunkte der Hängestangen und Sattelpunkt für den Unterzug derart ausgesucht sind, daß sich die Beanspruchung des gekrümmten Spannriegelteils äußerst günstig gestaltet hat.

Zweitens gibt der Anschluß der Hängestangen Ursache zu andern Gedanken; berücksichtigt man nämlich den gegenüber den gußeisernen Anschlußnocken gewiß sehr kräftig erscheinenden Zugstangenquerschnitt, so hat man die Empfindung, daß die Bemessung der an den Streckbalken angegossenen Anschlußnocken unzureichend und zu schwach erscheint. Beachtet man ferner, daß die Konstruktion 54 Jahre lang gut gehalten hat, so drängt sich der Gedanke auf, daß die zugrunde gelegten Nutzlasten eben nicht aufgetreten sein dürften. Dies scheint auch der Grund dafür zu sein, daß auch manche andere offenkundig zu schwach bemessene Eisenkonstruktion jahrelang gehalten hat. Wir haben dies ja öfters bei manchen der belgischen und französischen Hallenbauten zu beobachten die Gelegenheit gehabt.

Dr. Luz David.

Internationaler Wettbewerb Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen.

Der Magistrat von Kopenhagen hat am 1. Febr. 1925 einen internationalen Skizzen-Wettbewerb zur Erlangung von Entwürfen für den Neubau einer Hochbrücke über den Kopenhagener Hafen ausgeschrieben, zu dem insgesamt 33 Entwürfe eingingen.

Das Preisgericht hat nachstehend angeführte Entwürfe durch Preise ausgezeichnet bzw. zum Ankauf empfohlen:

Erster Preis: 15 000 Kr.

Motto: 1925. Verfasser: Gutehoffnungshütte, Oberhausen, Rhld., Ingenieur cand. polyt. Ghr. B. Petersen, Kopenhagen, Architekt Prof. Anton Rosen, Kopenhagen.

Zwei zweite Preise: Je 10 000 Kr.

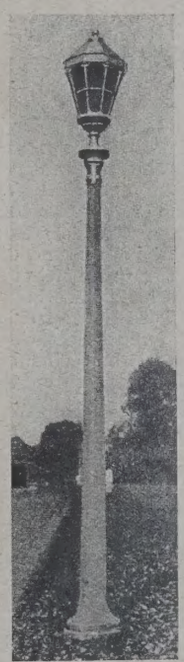
Motto: Beslutsomhed. Verfasser: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg, Christiani & Nielsen, Kopenhagen, Architekt Koj Gottlob, Professor an der Kunstakademie Kopenhagen.

Motto: Bifrost. Verfasser: Dr. techn. Chr. Nokkentoed, Kopenhagen, Ingenieur cand. polyt. S. Fries-Jespersen, Kopenhagen.

Außerdem soll für 2000 Kr. angekauft werden der Entwurf mit dem Motto „Alfa". Verfasser: Flender A.-G. für Brückenbau, Benrath/Rhld., Ingeniörfirmaet Monberg & Thorsen, Kopenhagen, Prof. Karl Wach, Kunstakademie Düsseldorf.

Erfreulicherweise hat auch bei diesem internationalen Wettbewerb die deutsche Eisenbau-Industrie den Sieg davongetragen. R.

Laternenständer für St. Louis.



Bei der Einführung der elektrischen Straßenbeleuchtung hat sich die Stadt St. Louis nach mancherlei Versuchen für Laternenständer aus Eisenbeton als die gefälligsten und haltbarsten entschieden und stellt auf einem eigenen Werkplatz mit 20 Mann täglich 100 Stück her. Die Ständer sind 5,3 m hoch, wovon 1,3 m in den Grund kommen, am Fuß 45×45 cm stark, nach oben um 11 cm verjüngt und an den Kanten abgeschrägt, und wiegen 540 kg. Sie bestehen aus Beton der Mischung 1 : 4 mit rotem Granitsteinschotter von 1 cm Korngröße und höchstens 30% feineren Teilen, mit 9 mm starkem Eisen bewehrt, werden in liegenden Holzformen hergestellt und nach 24 Stunden ausgeschalt und mit nassen Säcken abgedeckt, dann abgerieben, zweimal mit Salzsäure, auf 50% verdünnt, gewaschen, mit Karborundum und Drahtbürsten nachgerieben und nach Abspülen mit Wasser 14 Tage trocknen gelassen; durch diese Behandlung kommt Farbe und Korn vorteilhaft zur Geltung. Die Laterne aus Aluminium wiegt nur 5 kg (gegen 15 kg in Eisen), die Zuleitungen gehen durch ein verzinntes Rohr in der Ständermitte, das wegen des leichten und raschen Einziehens der Leitungen 50 mm weit ist. (Concrete vom September 1925, S. 42.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Berufsschulpflicht und Deckung der Schulunterhaltungskosten. Nach § 120 der Reichsgewerbeordnung und nach dem Gesetz über die Berufs- (Fortbildungs-)schulpflicht vom 31. Juli 1923 können in Preußen durch Satzung des zuständigen Kreises alle Jugendlichen unter 18 Jahren, die nicht eine öffentliche Fachschule, eine Innungs- bzw. Fachvereinsschule oder eine Privatschule besuchen, deren Unterricht von der Schulaufsichtsbehörde als ausreichender Ersatz anerkannt ist, zum Besuche der Berufsschule verpflichtet werden. Auch diejenigen Jugendlichen sind vom Besuche der Berufsschulen ohne weiteres befreit, die eine höhere Ausbildung nachweisen oder das Zeugnis über die bestandene Gesellenprüfung vorlegen können.

Die Arbeitgeber sind ihrerseits gehalten, die zum Besuche der Berufsschule verpflichteten jugendlichen Arbeiter spätestens am siebenten Tage nach dem Eintritt in das Arbeitsverhältnis bei der zuständigen Stelle anzumelden und spätestens am siebenten Tage nach dem Austritt ebenda abzumelden. Ferner haben sie den Jugendlichen die zum geordneten Schulbesuche nötige freie Zeit zu gewähren und sie zum pünktlichen und regelmäßigen Schulbesuch anzuhalten. Diese Vorschriften können von den Gemeinden durch hohe Geldstrafen erzwungen werden.

Die Schulunterhaltungskosten für das Jahr 1926/27 sollen auf Grund der Vorschriften des gegenüber dem Vorjahre mit einigen Abänderungen am 31. März 1926 von den preußischen gesetzgebenden Körperschaften wieder in Kraft gesetzten § 16 des Gewerbe- und Handelslehrer-Diensteinkommengesetzes zu etwa 11% durch Staatszuschüsse, zu 39% aus Mitteln der Gemeinden und zu 50% durch Arbeitgeberbeiträge aufgebracht werden. Da die Etats der Gemeinden zurzeit zum überwiegenden Teil auf den Gewerbesteuern beruhen, müssen Industrie, Handel und Handwerk tatsächlich etwa 89% der Kosten tragen. Die Berufsschulbeiträge sind daher — abgesehen von der starken Steigerung der Gewerbesteuern — jetzt sehr viel höher als in der Vorkriegszeit. Damals betrugen die Staatszuschüsse für die Pflichtfortbildungsschulen $33\frac{1}{3}$% des gesamten Bedarfes, und der Rest wurde fast ausschließlich von den Gemeinden beigesteuert, die ihren Finanzbedarf bis zum Inkrafttreten der Finanzreform aus Mitteln der Allgemeinheit, d. h. in Form von Zuschlägen zur Einkommensteuer und nicht vorwiegend mit Hilfe der Gewerbesteuern, deckten.

Namentlich für Unternehmungen, die viele Arbeiter beschäftigen, z. B. für den Eisenbeton- und Tiefbau, fallen die Berufsschulbeiträge erheblich ins Gewicht, in denen die Gemeinden von dem ihnen gewährten Recht Gebrauch machen, die Schulbeiträge entsprechend der Zahl der beschäftigten Arbeiter und Angestellten zu erheben. Dieses Verfahren entspricht nicht dem Grundsatz der Gleichmäßigkeit der Besteuerung, da die Eisenbeton- und Tiefbaufirmen im Verhältnis zum Umsatz eine weit größere Zahl von Arbeitern beschäftigen als die Fabrikationsindustrien und daher entsprechend härter belastet werden. Es wäre erwünscht, wenn die Gemeinden

vorwiegend von der anderen ihnen überlassenen Erhebungsform Gebrauch machen und die Schulbeiträge als Zuschläge zur Gewerbesteuer einziehen würden.

In Fällen, in denen die Beitragserhebung in Form der Kopfsteuer gewählt ist, wird es zweckmäßig sein, wenn die in Frage kommenden Bauunternehmungen oder deren Verbände bei den zuständigen Gemeindeverwaltungen beantragen, daß für sie ein niedrigerer Beitragssatz festgesetzt wird. Die Gemeinden sind durch § 16 des Gewerbe- und Handelslehrer-Diensteinkommengesetzes ausdrücklich ermächtigt, die Beitragssätze für einzelne Gruppen der Beitragspflichtigen in verschiedener Höhe festzusetzen, um so Härten auszugleichen. — Einzelne Baustellen wären im Sinne von § 35 des Preußischen Kommunalabgabengesetzes und § 10 des Finanzausgleichsgesetzes zur Leistung von Berufsschulbeiträgen nur heranzuziehen, wenn die Bauausführung die Dauer von 12 Monaten überschreitet und die betr. Baustellen daher als „Betriebsstätten" im Sinne der vorgenannten Gesetzesbestimmungen anzusehen sind.

Die Kosten für die auf Grund von § 120 der Reichsgewerbeordnung errichteten Pflichtfortbildungsschulen werden in den meisten übrigen deutschen Ländern nach ähnlichen Grundsätzen aufgebracht. In Württemberg beträgt der Staatszuschuß allerdings 50% des erforderlichen Bedarfes, während die andere Hälfte die Gemeinden zu tragen haben. Ebenso werden in Sachsen nicht besondere Berufsschulbeiträge erhoben. Die Kosten der Schulen werden vielmehr ausschließlich aus Mitteln des Staates gedeckt. Die Gemeinden haben nur die Räumlichkeiten zu schaffen. Die in Preußen für das Jahr 1926/27 vorgesehene Regelung soll vorläufig nur bis zum 31. März 1927 gelten. In der Zwischenzeit ist beabsichtigt, die Art der Kostenaufbringung auf Grund der gesammelten Erfahrungen zweckmäßiger zu gestalten.

Das Gesetz zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft. Bekanntlich sollen auf Antrag des Reichswirtschaftsrats und des Vereins für Sozialpolitik weitgehende Untersuchungen über die gegenwärtige Struktur und Lage der deutschen Wirtschaft veranstaltet werden, die im wesentlichen über die Fragen der Kreditnot, der Steuer- und Reparationslasten, der Zollpolitik, der Arbeitszeit und -leistung Klarheit schaffen sollen. Das auf Grund dieses Planes geschaffene „Gesetz über einen Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft" ist nunmehr unter dem 15. April 1926 verkündet worden. Dieser Ausschuß ist innerhalb eines Monats nach Inkrafttreten dieses Gesetzes (d. i. bis zum 4. Juni d. J.) von der Reichsregierung einzuberufen. Er besteht aus 29 bis 35 Mitgliedern, von denen berufen werden: 11 Mitglieder auf Vorschlag des Reichstags, 9 Mitglieder auf Vorschlag des Vorstandes des Vorläufigen Reichswirtschaftsrates, 9 Mitglieder nach freiem Ermessen der Reichsregierung. Ferner können weitere höchstens 6 Mitglieder auf Vorschlag des Ausschusses selbst von der Reichsregierung berufen werden. Näheres über Verfahren der Untersuchungen, Verwertung des gewonnenen Materials usw. siehe „Bauingenieur" Heft 14, S. 288 f.

Keine Belebung in der Ziegel-Industrie. Trotz der wärmeren Witterung und des langsamen Ingangkommens der Bautätigkeit ist bei den Ziegeleien eine Belebung der Nachfrage nicht zu bemerken. Aus beinahe allen Produktionsbezirken lauten die Nachrichten gleich ungünstig. Die Preise sind zwar offiziell unverändert, jedoch werden sehr häufig nicht unbedeutende Zugeständnisse gemacht. Die Lagerbestände haben weder im Märkischen Bezirk noch in Schlesien und Westfalen einen merklichen Rückgang erfahren. In Oberschlesien hat sich die Konkurrenz der polnischen Ziegeleien, die infolge der Valutaverhältnisse sehr billig verkaufen können, erheblich verstärkt. In Westfalen ist im abgelaufenen Jahre nur ein Viertel der normalen Produktion abgesetzt worden, und die Bestände halten sich noch auf der außerordentlichen Höhe von 450 Millionen Stück.

Die Geschäftslage der Pflasterstein- und Schotter-Industrie. Die Lage der deutschen Schotter-Industrie hat sich in letzter Zeit etwas besser gestaltet, da vor allem die Reichsbahn auf Grund ihres Kredites befriedigende Abrufe vorgenommen hat. Dagegen ist der Abruf bei der Pflastersteinindustrie, vor allem in Anbetracht der Jahreszeit, außerordentlich zurückgeblieben, und es werden sich weitere Betriebsstillegungen in gewissem Umfange nicht vermeiden lassen, wenn nicht bald eine günstigere Tendenz einsetzt. Die meisten Firmen werden mit Rücksicht auf die hohen Bankzinsen nicht in der Lage sein, weiterhin auf Lager zu arbeiten. Die Ursache des Auftragsrückganges liegt vor allem in der Geldknappheit der öffentlichen Hand, der Kommunen und Kreisverwaltungen; es zeigt sich, daß auf die Dauer eine Finanzierung von Verkehrsbauten nicht aus den laufenden Einnahmen, sondern auf dem Anleihewege durchgeführt werden muß.

Betonstraßenbau in Deutschland im Jahre 1925. Im abgelaufenen Jahre sind in Deutschland eine Anzahl neuer Betonstraßen hergestellt worden, deren Ausmaß allerdings nur etwa 45 000 m² erreicht. Es handelt sich z. T. um Versuchsstrecken wie: München—Forstenrieder Park (5500 m²), München—Tegernsee (9100 m²), Eschenlohe/Oberbayern (2160 m²), Braunschweig (1980 m²), Wiesbaden (1000 m²), Groß-Salza b. Magdeburg (1000 m²), Gelsenkirchen (450 m²), Berlin (425 m²), Düsseldorf—Mühlheim (1200 m²), Köln (9000 m²), Pirna (12 500 m²), München—Tegernsee (3500 m²), Dresden (1200 m²), Weissig i. Sa. (3000 m²) und Merseburg—Leipzig (500 m²).

Vorschriften für die Beton- und Eisenbeton-Bauweise. Die durch Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 9. 9. 25 eingeführten Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925 wurden nunmehr auch vom bayer. Staatsministerium des Innern als Oberpolizeiliche Vorschriften verkündet. Sie treten in Bayern vom 1. April ab in Wirksamkeit.

Großhandelsindex.

17. März	24. März	31. März	7. April	14. April	21. April
117,8	119,0	121,2	122,0	123,6	123,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 22. April).

Gesetz über einen Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft. Vom 15. April 1926. (RGBl. I S. 195.) Vgl. vorstehende Mitteilung.

Dritte Verordnung zur Änderung der Steuerzinsverordnung. Vom 8. April 1926 (RGBl. I, S. 194). Die Verordnung ermäßigt die Sätze für die Verzugszinsen von 10 auf 9% jährlich, für die Aufschubzinsen von 8 auf 7% jährlich und den Höchstsatz der Stundungszinsen von 8% auf 7% jährlich. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1 April 1926 ab in Kraft.

Gesetz über die Amtsdauer der Beisitzer der Verwaltungsausschüsse der Arbeitsnachweisämter. Vom 6. April 1926. (RGBl. I, S. 193). Die Amtsdauer der Beisitzer von Verwaltungsausschüssen der öffentlichen Arbeitsnachweise und der Landesämter für Arbeitsvermittlung, die vor dem 1. Oktober 1925 bestellt worden sind, endet am 30. Juni 1926. Die Amtsdauer aller nach dem 30. September 1925 bestellten Beisitzer endet am 31. Dezember 1928.

Gesetz zur Änderung des § 16 des Gewerbe- und Handelslehrer-Diensteinkommengesetzes. Vom 12. April 1926. (Gesetzsamml. S. 131.) Vgl. vorstehende Mitteilung.

Achte Verordnung zur Durchführung der Preußischen Steuernotverordnung. Vom 31. März 1926. (Gesetzsamml. S. 134.) Die Frist zur Einreichung von Anträgen gemäß § 2 Abs. 2a und gemäß § 3 Abs. 3 der Preußischen Steuernotverordnung (Verordn. über Hauszinssteuer) wird bis zum 30. Juni 1926 (bisher 31. März 1926) verlängert.

Dritte Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Verzinsung gestundeter Ausgaben. Vom 16. April 1926. (Gesetzsamml. S. 135.) Der Zinsfuß bei der Stundung öffentlicher Abgaben wird (von 8%) auf 7% herabgesetzt. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. April 1926 in Kraft.

Rechtsprechung.

(Bearbeitet von Staatsanwalt a. D. Stroux).

Schiedsgericht. Die Übernahme der Tätigkeit eines Schiedsrichters durch einen Richter gegen angemessenes Entgelt ist dann unbedenklich, wenn dabei die Unabhängigkeit und das Ansehen der Rechtspflege nicht in Frage gestellt wird. Anders liegt die Sache, wenn der Richter selbst mit dem Rechtsstreit befaßt ist und wenn die Parteien mit dem Ersuchen an ihn herantreten, in der vor ihm anhängigen Streitsache die Stelle eines Schiedsrichters gegen Entgelt zu übernehmen. Ein solcher Wechsel der Rollen ist mit der Würde des Richters und dem Ansehen der Rechtspflege schlechthin unvereinbar. Immerhin ist darin noch kein Verstoß gegen die guten Sitten zu erblicken, denn das Anerbieten beruht auf der vollkommen freien Entscheidung der Parteien und enthält den Ausdruck ihres Vertrauens. Anders, wenn der Richter die Überleitung der Sache aus dem ordentlichen in das schiedsgerichtliche Verfahren und seine Ernennung zum Obmann selbst betrieben hat. Darin liegt ein Mißbrauch des anvertrauten Richteramtes zum eigenen Vorteil und ein Verstoß gegen die guten Sitten. (R.G. III 29. I. 1926 R.G. Brfe.)

Schiedsgericht. Rechtliches Gehör. (§ 104, Ziff. 4 Z.P.O.) Der Kläger ist vom Termin zur mündlichen Verhandlung von dem Schiedsgericht benachrichtigt worden und erschienen. Er entfernte sich vorzeitig, bevor der Termin (mit einer Verspätung von 10 Minuten) begann, angeblich wegen einer unaufschiebbaren Reise. Das Schiedsgericht war nicht zur Vertagung gezwungen. Es ist in seinem Verfahren freier als das ordentliche Gericht und konnte auch ohne die Ausführungen des Klägers entscheiden. Es genügt, daß diesem Gelegenheit geboten war, Ausführungen vor dem Schiedsgericht zu machen. (R.G. IV 16. II. 1926. D.R.Ztg. 1926 S. 105.)

Schiedsgericht. Die Parteien hatten vereinbart, daß, wenn der Streitwert einen bestimmten Betrag überschreite, jede Partei gegen den Schiedsspruch den ordentlichen Rechtsweg beschreiten dürfe. Läßt ein Vertrag gegenüber dem Schiedsspruch den ordentlichen Rechtsweg über die Möglichkeiten des § 1041 Z.P.O. hinaus zu, so liegt kein Schiedsvertrag im Sinne der Z.P.O. vor. (R.G. II, 12. I. 1926 D.R.Ztg. 1926, S. 72.)

Reichsbahn. Die Reichsbahngesellschaft stellt eine Mischform zwischen einer juristischen Person des Privatrechts und des öffentlichen Rechts, einen eigenartigen Gesellschaftstyp dar. Ihre Dienststellen sind zwar nicht mehr Behörden des Reiches, sie sind aber öffentliche Behörden geblieben. Die öffentlich-rechtlichen Befugnisse der Reichsbahnbehörden sind auf sie übergegangen. Die von ihr ausgegebenen Fahrkarten müssen daher jetzt noch als öffentliche Urkunden angesehen werden. (RG. I, 27. I. 1925 J.W. 1926, S. 588.)

Eisenbahnbeamte. (§ 350, 351, 359 R.Straf.G.B.) Nicht nur diejenigen Beamten der Reichsbahn, denen öffentlich-rechtliche Funktionen übertragen sind, z. B. Bahnpolizeibeamte, sondern alle Beamten der Reichsbahn sind mittelbare Beamte des Reiches im staatsrechtlichen Sinne. (Bayer. O.L.G. München 24. IX. 1925 Recht 1926, 37.)

Grunderwerb der Reichsbahn; Gebühren. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat keine Gebührenfreiheit bei Grundstückserwerb. In den Bereich des der Reichsbahn-Gesellschaft zustehenden Betriebs- und Verwaltungsrechtes fällt auch der Erwerb von Grundstücken zum Zwecke der Reichseisenbahn. Die zum Grundstückserwerb erforderlichen Rechtsgeschäfte muß sie unter eigenem Namen vornehmen. Sie haftet allein aus diesen Geschäften und darf dabei nicht im Namen des Reiches handeln, wenn auch nach § 6 Abs. 2 des Reichsbahngesetzes kraft Ausnahmebestimmung alle Grundstücke, welche die Gesellschaft erwirbt, mit dem Erwerb Eigentum des Reiches werden. Die Anträge beim Grundbuchamt sind daher namens der Reichsbahn-Gesellschaft zu stellen. Die entstehenden Kosten sind Betriebskosten der Reichsbahn. Gebührenfreiheit steht ihr nicht zu. (Bayer. O.L.G. 7. 11. 1925. J.W. 1926, S. 826.)

Beamter. Die Verletzung einer Amts- oder Dienstpflicht im Sinne des § 332 St.G.B. (Bestechung) kann in einer an sich nicht unbefugten oder unter Umständen sogar gebotenen Auskunfterteilung (z. B. über Lieferungsbedarf der Behörde) bestehen, wenn z. B. die Auskunft ohne dienstlichen Anlaß aus Eigennutz zum Zwecke eines unlauteren Wettbewerbs erteilt wird. Schädigung der Behörde durch die Auskunfterteilung ist nicht erforderlich. (R.G. II 18. I. 1926, Recht 1926, 122.)

Eisenbahn. „Ablieferung" einer Wagenladung an den Adressaten. Keine Haftung der Eisenbahn, wenn ein Waggon nach der Ablieferung stehen bleibt und nach und nach entladen wird. Ein mit Schokolade und Kaffee beladener Eisenbahnwagen traf am 27. 7. ein. Der Adressat lud, ohne den Frachtbrief eingelöst zu haben, am 29. 7. einen Teil der Ladung aus. Dann verschloß er den Wagen und ließ ihn bis zum 13. 8. stehen. Am 12. 8. löste er den Frachtbrief ein. Als er am 13. 8. den Rest entladen wollte, stellte sich ein Verlust von 120 Sack Kaffee heraus infolge von Diebstählen, die zwischen dem 29. 7. und 13. 8. stattgefunden hatten. Es wurde festgestellt, daß mit dem 29. 7. die Bahn den Gewahrsam an dem beförderten Gut im Einverständnis mit dem Empfangsberechtigten aufgegeben und diesen, der selbst den Wagen wieder verschlossen hatte, in den Stand gesetzt hat, die tatsächliche Gewalt über das Gut auszuüben. Die Frage, ob die Eisenbahn nach solcher „Ablieferung" noch zur Obhut des stehen bleibenden Wagens verpflichtet sei, ist bestritten. Das Reichsgericht verneint sie. Die Bahn wisse gar nicht, ob der Wagen noch Güter enthalte. Sie erhebe auch kein Entgelt für eine Verwahrung. Das Wagenstandsgeld sei nur Ersatz für die der Eisenbahn entzogene Wagenbenutzung. Lediglich daraus, daß der Wagen noch auf einem Eisenbahngleise stehe, lasse sich keine Obhutspflicht dem Empfänger gegenüber folgern. Wenn auf dem an und für sich allgemein bewachten Bahnhofsgelände auch Güter stehen, die bereits „abgeliefert" sind, so übernimmt die Bahn nicht damit auch für diese eine Bewachungspflicht. Ebenso wenig ist aus § 86 Abs. 1 Ziff. 1 E.V.O. zu entnehmen, daß auch nach der Ablieferung zwecks Abladens eine Haftung der Bahn bestehe. Der Frachtvertrag ist mit der Ablieferung erledigt. (Vgl. auch § 97 Abs. 1 E.V.O.) Will also der Empfänger nicht selbst die Verantwortung für sein Gut und seine Bewachung übernehmen, so muß er es eben entladen oder sich mit der Bahn über seine Verwahrung einigen. (R.G. I. 16. I. 1926 J.W. 1926, 796.)

Verstoß gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst. § 330 St.G.B. bedroht denjenigen mit Strafe, der bei Leitung oder Ausführung eines Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt handelt, daß hieraus für andere Gefahren entstehen. „Gefahr" in diesem Sinne ist ein Zustand, der die ernste und naheliegende Besorgnis eines Schadens begründet. Die Gefahr muß eine gegenwärtige in dem Sinne sein, daß der Zustand, aus dem sie entspringt, bereits besteht und nicht erst durch das Hinzutreten weiterer Umstände geschaffen wird. Es genügt aber zur Strafbarkeit, daß zu irgendeiner Zeit eine derartige Gefahr bestanden hat. Im vorliegenden Falle war festgestellt, daß der vom Angeklagten geleitete und ausgeführte Neuhausbau so unsorgfältig und unsachgemäß hergestellt worden ist, daß die Außenwände und damit das ganze Gebäude zusammenbrechen und der Schornstein oder der Dachverband einstürzen könnten, wodurch das Leben der beim Bau beschäftigten Arbeiter bedroht wurde. Darin liegt eine gegenwärtige Gefahr im obigen Sinne. Unerheblich ist es, daß der Angeklagte willens war, die Mängel des Baues zu beseitigen und damit bereits begonnen hatte. Durch solche Maßnahme wurde die Gefahr beseitigt, aber die Tatsache nicht aus der Welt geschafft, daß sie bestanden hat. Die Strafbarkeit wird also nicht beseitigt. (R.G. IV vom 27. 6. 24 J.W. 26, S. 589.)

Steuerpflicht der Kolonnenführer. Ein kleiner Unternehmer war Betriebsherr einer Arbeiterkolonne, die er für Bauten vergab. Die Löhne erhielt er von dem jeweiligen Bauunternehmer zur Verteilung an die Leute, außerdem einen Aufschlag von 10% für sich selbst. Diesen Aufschlag hat er nicht versteuert, nach seiner Angabe, weil er als Vermittler nicht verpflichtet sei, von den Löhnen anderer Steuern zu zahlen, auch nicht von dem Aufschlag. Er wurde vom Landgericht wegen Steuerhinterziehung bestraft. Das Reichsgericht hob das Urteil auf aus dem formalen Grunde, weil nach § 433 der Reichsabgabenordnung erst durch die Finanzgerichte festzustellen war, in welcher Höhe ein Steueranspruch bestand oder verkürzt worden ist. (R.G. II Strafsenat 15. 2. 26.)

Nachbarrecht: Giebelmauer. Nach Art. 23 des Preuß. Ausf.-Ges. zum B.G.B. kann der eine Nachbar dem anderen nicht verbieten, die Grenzmauer, zu deren Benutzung beide gemeinsam berechtigt sind, ihrer ganzen Dicke nach zu erhöhen, wenn ihm nachgewiesen wird, daß durch diese Erhöhung die Mauer nicht gefährdet wird. Der Nachbar hatte trotz baupolizeilicher Genehmigung den Bau untersagt und den Widerspruch erst zurückgezogen, nachdem im Gerichtsverfahren das Gutachten eines Bausachverständigen vorgelegt worden war, aus dem sich die Gefahrlosigkeit der Erhöhung ergab. Das Gericht erklärte dieses Verfahren für berechtigt und legte dem einen Teil, der bauen wollte, die ganzen Kosten des Verfahrens auf, weil er nach dem Gesetz verpflichtet war, die Gefahrlosigkeit dem Nachbar nachzuweisen und dies erst im Gerichtsverfahren getan hatte. (O.L.G. Düsseldorf VIII v. 10. Dez. 1925 J.W. 1926, S. 852.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 1. April 1926.

Kl. 4 c, Gr. 35. D 49 587. Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vorm. A. Wilke & Comp., Braunschweig. Überlaufvorrichtung an Gasbehältertassen. 9. I. 26.

Kl. 19 a, Gr. 11. B 115 667. Carl Bach, Lange Straße 2, u. Richard Schrader, Weststr. 2, Hagen i. W. Klemmplatte zur Befestigung von Leitschienenwinkeln; Zus. z. Pat. 394 591. 10. IX. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. M 91 279. Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff, Mannheim. Steuervorrichtung für Eisenbahnschotterpflüge. 22. XI. 24.

Kl. 19 a, Gr. 31. A 43 528. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrbare Schienenschleifmaschine. 18. XI. 24.

Kl. 19 e, Gr. 1. M 70 269. Arthur Rivington, Mangnall, Whitefriars, Chester, u. Roy Forbes Irving, Bristol-Clifton, Derby.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, u. Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Stoßbohrvorrichtung f. wagerechte Bohrungen zwischen zwei Baugruben. 30. VII. 20.

Kl. 20 h, Gr. 7. R 63 176. Rheiner Maschinenfabrik Windhoff Akt.-Ges., Rheine i. W. Seilwindenanlage zum Verschieben von Eisenbahnfahrzeugen. 21. I. 25.

Kl. 37 e, Gr. 13. Sch 71 466. Otto Schrader, Hamburg, Hammerdeich 141. Beton- oder Rosthobel. 6. IX. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. V 20 172. Fa. Vereinigte Steinwerke G. m. b. H., Kupferdreh, Ruhr. Verfahren zum Mischen, insbes. von Kunststein-, Putz- oder Mörtelmassen. 27. IV. 25.

Kl. 80 a, Gr. 43. H 100 070. Johann Heintges, Andernach a. Rhein. Verfahren zur Herstellung von allseitig geschlossenen Hohlsteinen aus Beton. 16. IX. 24.

Kl. 80 a, Gr. 49. P 44 481. Emile Victor Preuß, Ixelles les-Bruxelles, Belg.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Mischen, Festrütteln und Stampfen von Betonmörtel u. dgl. in einer Form. 27. VI. 21. Belgien 28. VI. 21.

Kl. 80 b, Gr. 3. H 100 325. Albin Berthold Helbig, Berlin, Ludwigkirchplatz 10. Einrichtung zur Gewinnung eines hydraulischen Bindemittels. 30. I. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 73 286. Dr. Ehrhart Schott, Leimen b. Heidelberg. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners. 27. II. 25.

Kl. 80 b, Gr. 9. Sch 73 765. Dr. Hans Scheidemantel, Agnesstr. 64, u. Dr.-Ing. Julius Scheidemandel, Trogerstr. 54, München. Verfahren zur Herstellung von Wärmeschutzmassen aus Asche. 8. IV. 25.

Kl. 80 b, Gr. 21. F 57 898. Herbert Fritzsche, Berlin-Halensee, Lützenstr. 10. Beton. 27. VII. 25.

Kl. 84 d, Gr. 1. C 35 878. Carlshütte Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenbau, Waldenburg-Altwasser. Antriebsvorrichtung für durch Laufräder oder durch Raupenketten bewegte Fahrgestelle von Baggern oder sonstigen Hebezeugen. 17. XII. 24.

Kl. 84 d, Gr. 1. K 90 267. Keystone Driller Company, Beaver Falls, Pennsylv., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. An einem Ausleger einstellbar geführter Baggereimer. 15. VII. 24.

Kl. 84 d, Gr. 1. M 84 368. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Schaufelrad mit in Gelenken beweglich gelagerten Bechern. 24. III. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. K 90 266. Keystone Driller Company, Beaver Falls, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Löffelbagger mit am heb- und senkbaren Ausleger gelenkig sitzendem Löffelstiel. 15. VII. 24.

Kl. 85 c, Gr. 1. A 39 826. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Reinigen von Schwefelwässern der Braunkohlenindustrie. 25. IV. 23.

Kl. 85 e, Gr. 2. M 85 587. Mannesmann-Mulag (Motoren- und Lastwagen A.-G.), Aachen. Schlammabfuhrwagen mit zweikammerigem Behälter. 7. VII. 24.

B. Ertellte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 1. April 1926.

Kl. 20 i, Gr. 33. 428 045. Sönke Lambertsen, Hamburg, Habichtstraße 28. Vorrichtung zur Auslösung der Luftdruckbremse bei Haltstellung eines Signals. 17. V. 25. L 63 181.

Kl. 20 k, Gr. 9. 428 082. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrleitung mit Vorrichtung zum selbsttätigen Nachspannen der Fahrleitung. 8. IV. 22. A 37 488.

Kl. 37 a, Gr. 3. 427 826. August Linge u. Stephan Schiffer, Duisburg-Meiderich, Obermeidericher Str. 137. Decke mit untergehängter bewehrter Platte. 25. I. 25. L 62 215.

Kl. 37 b, Gr. 2. 428 055. Paul Meltzer, Darmstadt, Fuchsstr. 18. Geputzte Holzbauplatte. 7. XII. 24. M 87 431.

Kl. 37 b, Gr. 3. 428 056. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Schwenkbarer Ausleger an Hochspannungsmasten. 18. III. 25. A 44 484.

Kl. 80 a, Gr. 7. 428 128. John ver Mehr, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. G. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Drehtrommelmischmaschine. 15. V. 23.

Kl. 80 b, Gr. 3. 427 895. Urbain Bellony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Tonerde-Kalksteinbindemittels. 23. X. 24. V 19 582. Frankreich 6. V. bzw. 20. V. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. 427 896. Maxime Laqueille, Valenciennes, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Selbsttätiges Segmentwehr. 15. VII. 24. L 60 718.

Kl. 84 a, Gr. 4. 428 079. Georges Loppens, Lüttich; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Staudamm. 29. V. 24. L 60 313.

Kl. 85 c, Gr. 6. 427 848. Heinrich Blunck, Mozartstr. 7, u. Friedrich Klewinghaus, Ladenspelder Str. 85, Essen, Ruhr. Schlammförderanlage bei Abwasserkläranlagen. 27. V. 25. B 120 040.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kalender für das Gas- und Wasserfach 1926. Herausgegeben von dem Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern e. V., Berlin, unter Mitwirkung von Dr.-Ing. G. Thiem. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin. Preis 4,50 RM.

Der Inhalt setzt sich zusammen aus dem Brennkalender, dem erweiterten Abschnitt über Gesetze und Verordnungen einschließlich aller Bestimmungen und Entschließungen des Jahres 1925, aus dem Verzeichnis der Vereine und Verbände, der Steinkohlen-, Wasser-, Öl- und Luftgaswerke, der Wasser- und Elektrizitätswerke, ihrer leitenden kaufmännischen und technischen Beamten, das gleichfalls eine wesentliche Erweiterung erfahren hat, und dem Bezugsquellenverzeichnis. Druck und Ausstattung des Kalenders entsprechen dem vorjährigen Jahrgang. E.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Vergünstigung bei einer Krankenversicherung.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat mit der Barmenia Versicherungsbank für Mittelstand und Beamte (V. a. G.) zu Barmen, Berlin SW 48, Enckeplatz 4, einen Vertrag geschlossen, demzufolge die Barmenia den Mitgliedern der D.G.f.B. die folgenden Aufnahmevergünstigungen einräumt:

1. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Beibringung eines ärztlichen Gesundheitszeugnisses fällt für die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen fort. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die von der Barmenia im Aufnahmeantrag gestellten Fragen bezüglich des Gesundheitszustandes einwandfrei beantwortet sind und ihr keine Veranlassung zur Beanstandung geben. In solchen Fällen ist die Barmenia berechtigt, das ärztliche Gesundheitszeugnis nachträglich einzufordern. Die Aufnahme erkrankter Personen wird grundsätzlich ausgeschlossen.

2. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Aufnahmegebühr von 2 M wird von den Mitgliedern der D.G.f.B. nicht erhoben.

3. Die in den Versicherungsbedingungen vorgeschriebene Wartefrist von drei Monaten wird in der Weise gekürzt, daß allen denjenigen Mitgliedern der D.G.f.B. und ihren versicherten Familienangehörigen, die innerhalb vier Monaten nach Tätigung des Vertrages ihre Mitgliedschaft beantragen, ein Anspruch auf die Versicherungsleistungen bereits in solchen Krankheitsfällen zusteht, die nach Ablauf einer einmonatigen Wartezeit eintreten. Denjenigen Mitgliedern, die nach vier Monaten ihre Mitgliedschaft bei der Barmenia beantragen, werden die Versicherungsleistungen erst nach einer zweimonatigen Wartezeit gewährt. Die Frist beginnt mit dem Tage der bestätigten Aufnahme.

Dagegen bleibt die Wartezeit für Behandlung und Ersatz von Zähnen und für einige besonders gelagerte Fälle bestehen, die nach den Versicherungsbedingungen vorgesehen ist.

4. Alle notwendig werdenden Änderungen der Versicherungsbedingungen haben auch die Mitglieder der D.G.f.B. gegen sich wirken zu lassen.

Wir empfehlen unseren Mitgliedern, von dem Angebot der Barmenia Gebrauch zu machen, zumal diese Versicherung sich bekanntlich bereits einen bedeutenden Ruf für Versicherungen des geistig arbeitenden Mittelstandes erworben hat. Die Beitrittserklärungen bitten wir an die Geschäftsstelle der D.G.f.B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Trotz unserer wiederholten Mahnungen sind leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit dem Beitrag rückständig. Wiederholte Ersuchen und Mahnungen um den Beitrag bedeuten Leerlaufarbeit, verursachen unnütze Kosten und verschlingen Mittel, die für nützliche Zwecke verwendet werden können.

Wir bitten daher dringend, den Beitrag, wenn irgendmöglich, auf das ganze Jahr, so bald wie möglich auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Werbt neue Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder, für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen neue Mitglieder zu werben. Neue Mitglieder können vorläufig gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedsbeitrag noch das Jahrbuch 1925 erhalten.

Unbekannt verzogene Herren.

Regierungsbaumeister Metzig, früher Brandenburg a. d. Havel, Eisenbahnwerk. Dipl.-Ing. Meyer, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 103. Dipl.-Ing. Pfeiffer, Genthin, Gr. Schulstraße 45. Regierungsbaumeister Victor Herberg, Müncheberg-Stadt (Mark). Dipl.-Ing. Zink, Berlin-Siemensstadt, Nonnendamm 97.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 7. Mai 1926 | Heft 19

ÜBER SHEDBAUTEN AUS EISENBETON.

Von Dr.-Ing. Otto Skall, Oberingenieur der Firma Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig.

In der Fachliteratur ist das Kapitel Shedbauten recht knapp und unübersichtlich behandelt, und viele Ingenieure werden sich garnicht darüber klar sein, was man eigentlich unter einem Shedbau versteht. Man hat vor Einführung der Eisenbetonbauweise nur die Dächer mit sägeförmiger Anordnung der Dachflächen als Sheddächer bezeichnet, obzwar man zur Kennzeichnung dieser Dachform allein ebensogut und treffender das deutsche Wort „Sägedach" hätte gebrauchen können, zumal das englische Wort shed garnicht mit Säge, sondern mit Schuppe(Fischschuppe) zu übersetzen ist. In der englischen Fachliteratur ist die Bezeichnung shed zur Kennzeichnung des sägeförmigen Daches keineswegs gebräuchlich, sondern dieses heißt „lean-to roof" (siehe Bd. VIII, Seite 168 der Illustrierten Technischen Wörterbücher, Eisenbeton, Verlag R. Oldenbourg, München), hat also mit dem Wort Säge nichts zu tun, da ja dieses mit „saw" zu übersetzen wäre.

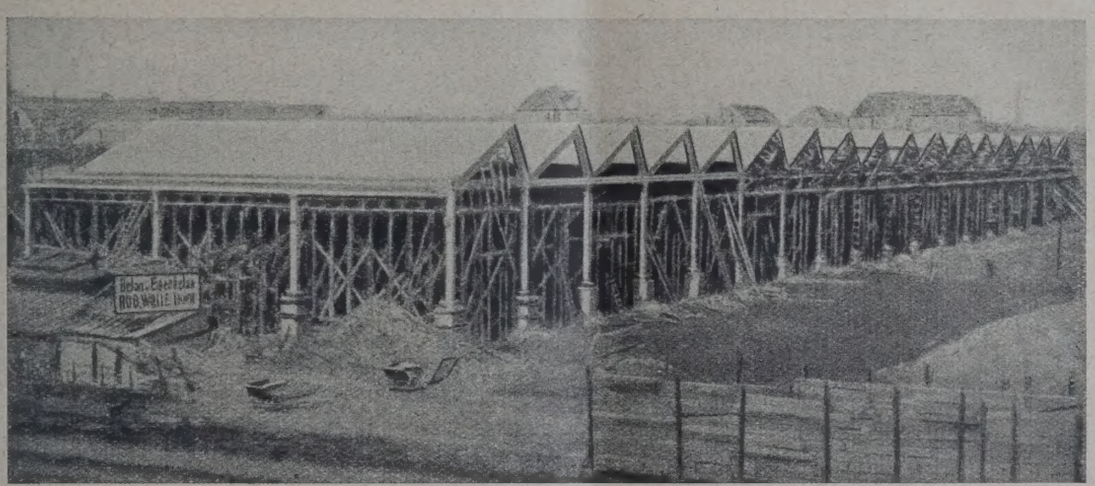


Abb. 1a. Shedbau in der Ausführung.

Abb. 1b. Blick in das fertige Innere.

Abb. 1a—b. Shedbau der Wollhaar-Kämmerei und Spinnerei A.-G. in Hainichen i. Sa.

Auch in Luegers Lexikon der gesamten Technik 7. Bd., S. 113 werden noch die Sägedächer allein als Sheddächer bezeichnet und als Satteldächer mit ungleich geneigten Dachflächen gedeutet. An dieser Stelle heißt es weiter über die Sheddächer:

„Sie werden gewöhnlich serienweise hintereinander angeordnet zur Überdeckung ebenerdiger Räume. Die vordere steilere Seite wird ganz oder teilweise verglast und gewährt die Möglichkeit einer bedeutenden Lichtzufuhr aus der als vorteilhaftest erachteten Himmelsrichtung."

Seit der Verbreitung der Eisenbetonbauweise sind auch die eingeschossigen Fabriksaalbauten mit ebenen Balkendächern und aufgesetzten sattelförmigen Oberlichtern oder mit Sprengwerksbindern verschiedener Ausbildung sehr beliebt geworden und man hat auch diese Bauten in die Gruppe der Shedbauten eingereiht. Mörsch bezeichnet in seinem Werk über Eisenbetonbau (II. Band, 1. Lieferung, S. 145) mit Shedbauten einstockige Gebäude, die im Grundriß nach beiden Richtungen so ausgedehnt sind, daß die Beleuchtung des Innenraumes von den Außenwänden her nicht mehr genügt, sondern durch verglaste Öffnungen in der Dachfläche ergänzt werden muß.

Wollte man versuchen, für diese Gebäudeform eine treffende deutsche Bezeichnung einzuführen, so ließe sich kaum eine finden, die den Begriff eindeutig festlegen würde. Man ist daher gezwungen, das Fremdwort shed beizubehalten, da die wörtliche Übersetzung mit Schuppe in der Zusammensetzung „Schuppenbau" eine andere Gebäudeart bedeuten würde.

Die Shedbauten mit ebenen Balkendächern, die sogenannten Laternensheds, und die mit geneigten Dachflächen und sprengwerkartigen Bindern sind im 2. Band des genannten Werkes von Mörsch auf Seite 145—147 eingehend behandelt, ferner auch im Handbuch für Eisenbetonbau (Kapitel Dachbauten).

Zu dem in diesen führenden Werken des Eisenbetonbaues behandelten Abschnitt über die sägeförmigen Sheddächer sollen im folgenden noch zwei Bauformen an Hand von Ausführungsbeispielen besprochen werden, von denen die eine in der genannten Literatur unzulänglich, die andere überhaupt nicht durch Beispiele erläutert ist.

Man könnte die Sägesheds in zwei Hauptgruppen einteilen, in zugbandfreie Sägesheds und solche mit Zugbändern. Eine andere Gruppeneinteilung ließe sich je nach der Annahme des statischen Grundgebildes treffen, doch sind da zu viele Auffassungsmöglichkeiten vorhanden, so daß eine derartige Einteilung nur Verwirrungen hervorrufen würde.

Über die erste Gruppe, die zugbandfreien Sägesheds, sagt Mörsch auf Seite 158 des 2. Bandes seines Eisenbetonbauwerkes, daß die Ausführung der Shedbinder ohne Zugband Ausnahmefälle vorstelle, und er verweist nur in einer Fußnote auf ein Beispiel dieser Art, das in der Schweizerischen Bau-

zeitung 1911, Bd. LVIII, Seite 341 beschrieben ist. Als weiteren Ausnahmefall bezeichnet Mörsch mit Recht die Lösung, die im Jahre 1906 beim Webereineubau G. Münch u. Cie. in Hof unter der Bauleitung der Architekten Händel und Franke, Leipzig, gewählt wurde (siehe Beton u. Eisen 1908, Seite 189). Bei dieser Ausführung sind über den Stützen querlaufende Unterzüge angeordnet, um die Traufbalken und mittels kleiner Stützen auch die Firstbalken der Dachdecke zu tragen.

Daß aber die zugbandfreien Sägesheds nicht als Ausnahmefälle zu gelten haben, sondern bei größeren Anlagen schräge Dachplatte in ihrer ganzen Länge als biegungsfester Träger wirkt und ihre Auflagerzugkräfte auf die Eckpunkte in den Längsgiebeln überträgt. Zur Aufnahme dieser Auflagerzugkräfte sind im Anschluß an die Endunterzüge in den Längsgiebeln auf die ganze Länge des Baues Zugriegel vorgesehen worden, die auch bei Windbelastung auf die Stirngiebelflächen ihre Aufgabe als Zugriegel zu erfüllen haben (siehe Abb. 1a—b).

Eine weitere Ausführung nach demselben Entwurfsgedanken wurde im Jahre 1922 von der Bauunternehmung

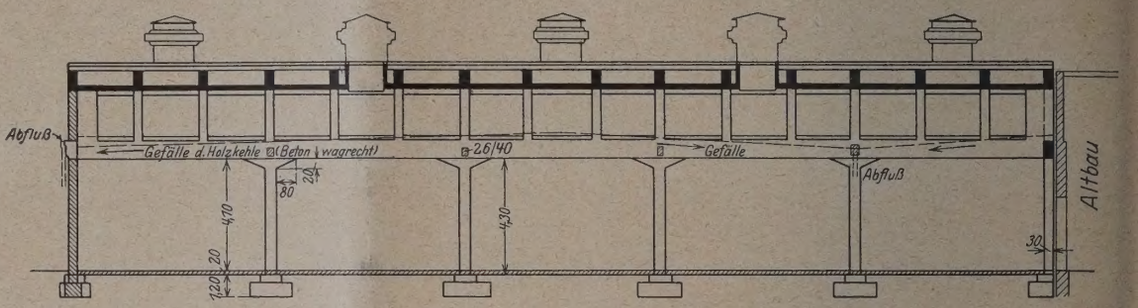


Abb. 2b. Längsschnitt.

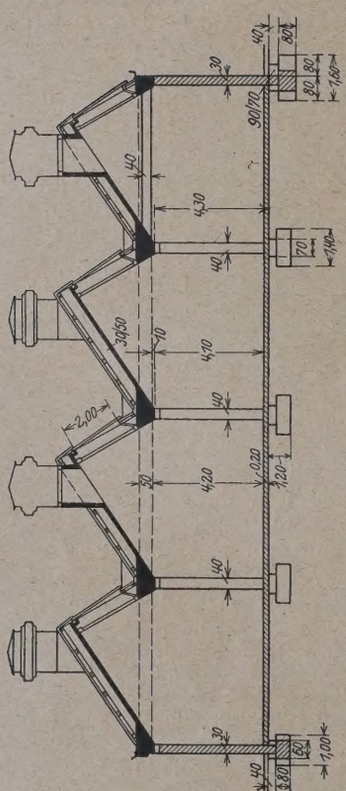


Abb. 2c. Querschnitt.

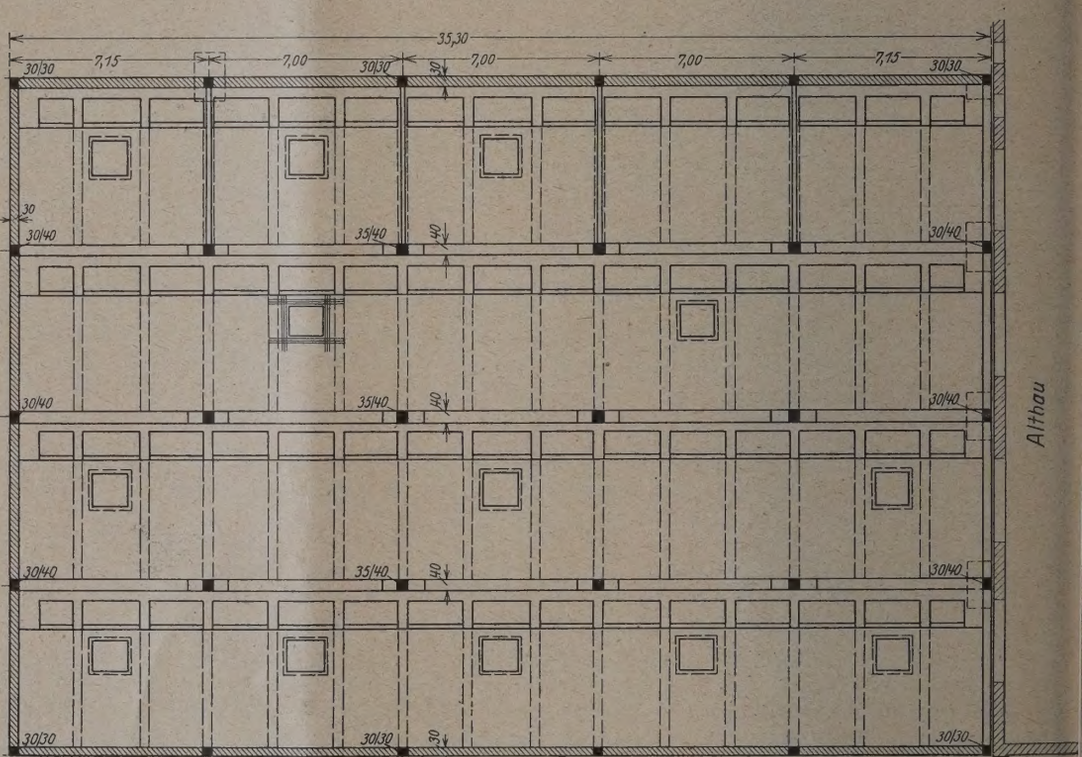


Abb. 2a. Grundriß.

mit bestem Erfolge zur Ausführung gekommen sind, möge an den nachfolgenden Beispielen gezeigt werden. Als erste größere deutsche Ausführung dieser Art können die Shedbauten der Wollhaar-Kämmerei- und Spinnerei-A.-G. in Hainichen in Sachsen genannt werden, die im Jahre 1917 von der Beton-Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, erstellt und in der Deutschen Bauzeitung 1919, Zementbeilage Nr. 10 auf Seite 61 ausführlich beschrieben sind. In statischer Hinsicht sind bei diesem Bau die Shedbinder als geknickte durchlaufende Balken für die ganze Spannweite zwischen den Säulen bzw. zwischen den Unterzügen ausgeführt worden, wobei die Zugbänder entbehrlich waren. Diese Auffassung war insofern begründet, als man ohne weiteres in der Lage war, die aus dem Seitenschub der schrägen Dachfläche am Ende übertragenen Zugkräfte aufnehmen zu können, vorausgesetzt, daß die Rud. Wolle, Leipzig, im Auftrage der bauleitenden Architekten Heyne & Hunger, Chemnitz, für die Bleicherei, Färberei und Appreturanstalt F. B. Reichel, Nachf., Grüna i. Sa., erstellt (Abb. 2a—d). Die rechnerische Behandlung war die gleiche wie beim vorgenannten Shedbau, auch hier wurden die Shedbinder als Durchlaufträger (Vierfeldträger) berechnet und ausgeführt. Die Aufnahme der Seitenschübe von den schrägen Dachflächen an den Enden wird hier ebenfalls den in den Umfassungswänden angeordneten Zugriegeln zugewiesen. In der südseitigen Längsfront des Baues wird der Seitenschub der schrägen Dachplatte durch ihre eigene Trägerwirkung in ihrer vollen Höhe und Länge als Stützweite auf die Zugriegel der Quergiebel übertragen. Auf der nördlichen Langseite dagegen, wo die Steilflächen endigen, ist zur Aufnahme des Seitenschubes infolge der Dachschräge

keine durchgehende Platte vorhanden, da die Felder zwischen den Steilrippen verglast sind. Der Schub wird hier auf den Zugriegel der nördlichen Langseite übertragen, der zur Vermeidung der wagerechten Durchbiegungen an den Kopfpunkten der Wandstützen durch Zugbänder mit den diesen Wandstützen gegenüberliegenden Innenstützen verankert wird. Beim Shedbau in Hainichen war eine derartige Verankerung nicht erforderlich, weil dort die Shedbinder gleichlaufend zur Langseite angeordnet waren, und daher die freie Stützweite des Wandzugriegels am nordseitigen Endgiebel bedeutend kürzer war als beim Shedbau in Grüna. Bemerkenswert ist noch beim Shedbau Grüna die Ausbildung der Dachhaut. Es wurde eine glatte Untersicht verlangt, weshalb die massive Dachplatte an der Unterseite angeordnet ist. Die wasserdichte Abdeckung des Daches geschah durch zwei Lagen Pappe, die auf einer Holzschalung aufgebracht wurden, welche auf einbetonierte Holzsparren aufgenagelt ist. Der Luftraum zwischen der äußeren Holzschalung und der inneren Eisenbetondachplatte bewirkt einen sehr guten Wärmeschutz und verhindert gleichzeitig die Tropfenbildung. Ein anderer eigenartiger Shedbau wurde in den Jahren 1924 und 1925 (Hauptbau und Erweiterungsbau) nach den Plänen und unter Oberleitung der Architekten Händel & Franke, Leipzig, ebenfalls von der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, für die Mechanische Weberei der Firma Rich. Möbius in Ullrichsberg i. Sa. ausgeführt (Abbildungen 3a—d). Nach den Anforderungen des Betriebes waren hier zahlreiche Transmissionen, Rohrleitungs- und Lichtträger an dem Balkengerippe zu befestigen, so daß eine wagerechte Balkendachlösung bevorzugt wurde. Nachdem aber andererseits zur Gewinnung eines gut belichteten Arbeitssaales von der bewährten Sägedachanordnung gleichzeitig Gebrauch gemacht werden sollte, so entstand auf diese Weise ein wagerechtes Balkendach mit aufgesetzten Sägedachbindern. Bei den ziemlich großen Stützenentfernungen von 8 m wäre ein von den Stützenköpfen ausgehendes Sägedach unnötig hoch ausgefallen, weshalb die

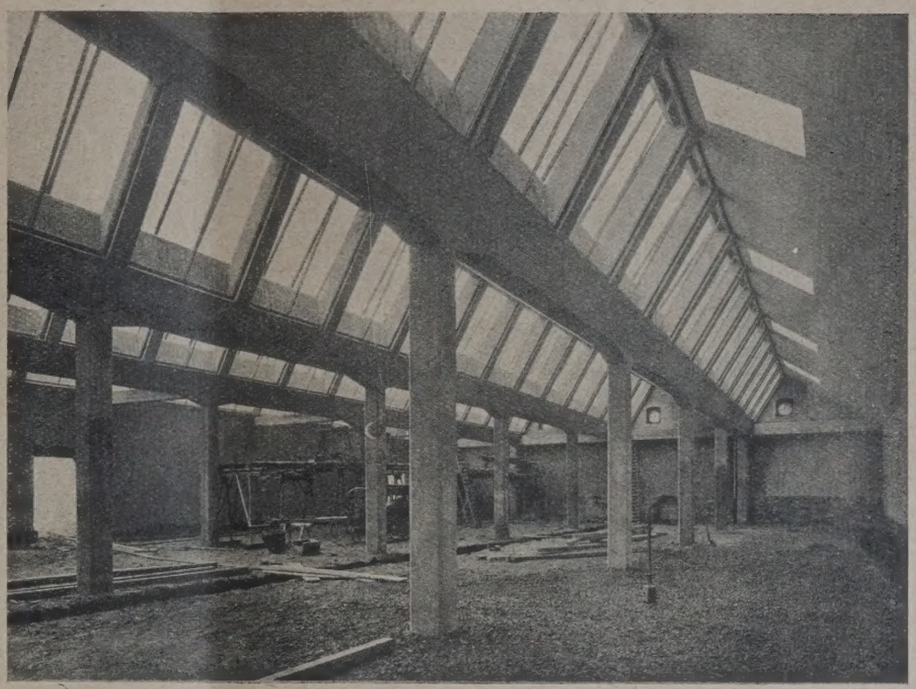


Abb. 2d. Innenansicht des Shedbaues der Färberei- und Appreturanstalt F. B. Reichel, Nachf., Grüna i. Sa.

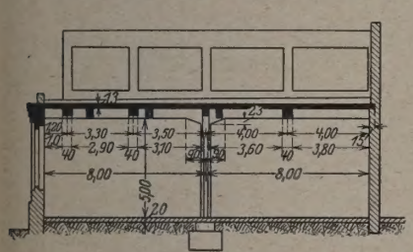


Abb. 3 c. Querschnitt.

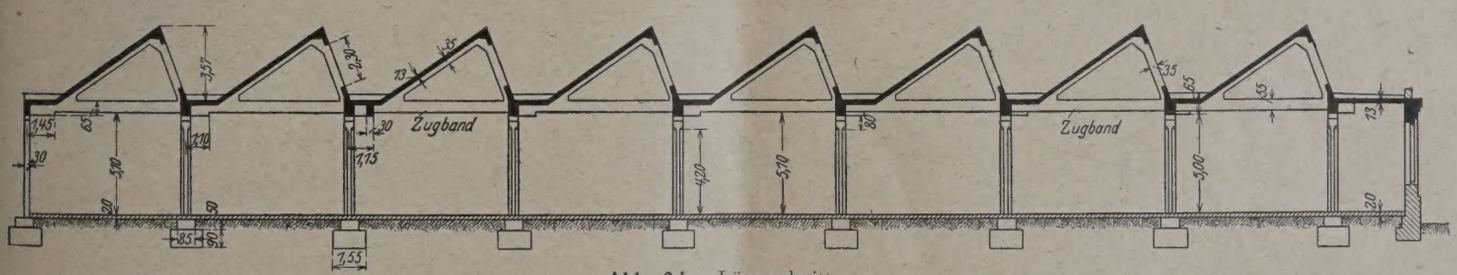


Abb. 3 b. Längsschnitt.

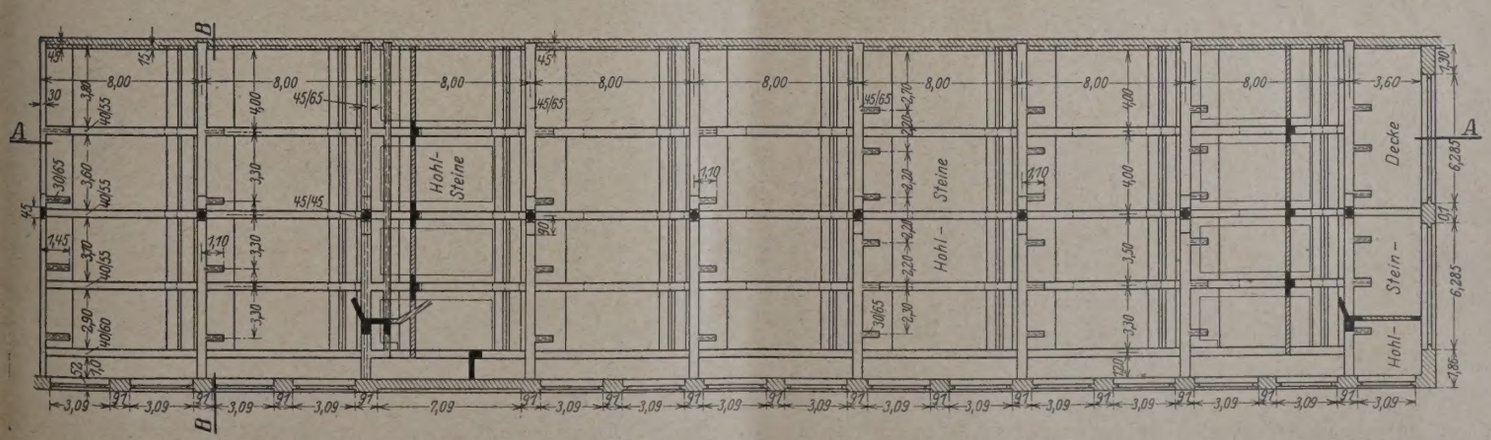


Abb. 3 a. Grundriß.

Fußpunkte der Flachriegel der Shedbinder so weit in das Feld verschoben wurden, als sich mit der vom Fenstermaß abhängigen Länge der Steilfläche und mit den verlangten Neigungswinkeln von 35° und 70° ergab. Dadurch werden die Verbindungsbalken der Sägedachfußpunkte nicht mehr bloße Zugglieder, sondern Unterzüge, belastet von den Einzellasten der Sägedachbinder. Für die rechnerische Behandlung wären im vorliegenden Falle verschiedene Auffassungen möglich gewesen. Man hätte die Shedbinder als beiderseits eingespannte, unsymmetrische Sattelrahmen, ferner auch als Zweifeldträger mit ungleichen Spannweiten bei Annahme eines gedachten Stützpunktes im Firstpunkt und beiderseitiger Fußeinspannung auffassen können. Man hat sich aber entschlossen, die Shedbinder im Zusammenhange mit den Unterzügen als geschlossene Dreiecksbinder zu berechnen unter Benutzung der Formeln von Kleinlogel (Rahmenformeln, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin). Die gleichzeitig als Zugbänder wirkenden Binderunterzüge sind Durchlaufträger, die als solche nach dem zeichnerischen Verfahren untersucht wurden. Zu den Momenten infolge der lotrechten Auflasten kommen noch Zusatzmomente aus den äußeren Angriffsmomenten an den Einspannstellen der Flachriegel der Shedbinder hinzu.

Abb. 3 d. Innenansicht des Shedbaues der Mechanischen Weberei Rich. Möbius, Ullrichsberg i. Sa.

Die Stützen mußten bedingungsgemäß mit achteckigem Querschnitt ausgeführt werden, erhielten aber normale Längsbewehrungen, da eine Umschnürung des Kernquerschnittes entbehrlich war. Erwähnenswert sind noch die Transmissionskragstücke, die beim Bauteil 1924 an einzelnen Stellen aus den Hauptunterzügen vorspringen und diese auf Drehung beanspruchen. Der Einfluß dieser Drehungswirkung wurde nach den Formeln von Dr. Rausch (Deutsche Bauzeitung, Zementbeilage 1922, Seite 146) berechnet. Beim Bauteil 1925 fielen diese Kragstücke weg, und es wurden in alle Unterzüge zwecks Befestigung der Transmissionen Jordahlschienen einbetoniert.

Die Dachhaut besteht aus einer Hohlsteindecke mit 3 cm Überbeton, die zwischen die Druckplatten der Shedbinder gespannt ist. Die Achsenentfernung der Binder beträgt 4,0 m, die Breite der Druckplatte ist mit 1,20 m bemessen, folglich ergibt sich als lichte Spannweite der Steineisenplatte das Maß von 2,80 m.

Bei der Wahl der Isolierung der Dachhaut mußte auf einen guten Wärmeschutz und Sicherheit gegen Schwitzwasserbildung Rücksicht genommen werden. Die Abdeckung erfolgte in den geneigten Betonflächen mittels Dachziegeln auf Holzlatten, in den wagerechten Flächen zwischen den Bindern mittels Holzzement. Diese Flächen mußten natürlich zur Entwässerung ein reichliches Gefälle zur Wasserableitung erhalten.

Mit diesen kurz beschriebenen Ausführungsbeispielen glaube ich einige Lücken in dem Schrifttum über dieses Gebiet ausgefüllt und die Anregung zur weiteren Ausgestaltung gegeben zu haben.

HILFSMITTEL ZUR WIRTSCHAFTLICHEN BEMESSUNG VON WINKELSTÜTZMAUERN.

Von Dr.-Ing. Herm.-Craemer, Vorst. d. techn. Büros der Dywidag, Düsseldorf.

Übersicht. Es wird eine Tafel geboten, die es ermöglicht, für die verschiedensten Bodenpressungen, Erdgewichte, Böschungswinkel und Nutzlasten die vordere und hintere Ausladung unter Berücksichtigung des Kostenminimums der Mauer nach einfacher Berechnung einiger Zwischenwerte ohne voraufgegangene statische Untersuchung unmittelbar abzulesen.

Die Eisenbetonbauweise, die vornehmlich mit biegungsfesten Konstruktionselementen arbeitet, hat bekanntlich auch eine ihrer Eigenart angepaßte Form der Stützmauer ausgebildet, die Winkelstützmauer. Bei Bemessung dieser aus einer fast oder ganz wagerechten Sohlplatte und der meist lotrechten Wand bestehenden Form treten nur wenige Grundgrößen auf; es liegt also der Gedanke nahe, anstatt die Standsicherheit einer probeweise angenommenen Mauerform in der üblichen Weise nachzuweisen, unmittelbar die Grundmaße aus den auf das Bauwerk wirkenden Kräften rechnerisch zu ermitteln, d. h. dasselbe in dem gewohnten Sinne zu dimensionieren.

Einige diesem Ziele zustrebende Veröffentlichungen gelangen durch Beiziehung zu vieler Grundbedingungen, besonders des irreführenden Kippsicherheitsgrades, zu übermäßig verwickelten Endformeln; andere, so auch diejenige von Dipl.-Ing. Baumstark (Beton u. Eisen 1908, S. 338), versagen, wenn über der Geländelinie noch eine Nutzlast, die die Mauerform erheblich beeinflussen kann, zu berücksichtigen ist.

Eine richtig konstruierte Stützmauer muß nun folgenden Bedingungen genügen:

1. Eine zu starke Setzung muß dadurch verhütet werden, daß an keiner Stelle die Bodenpressung das zulässige Maß σ überschreitet.

2. Einem Gleiten in der Sohlfuge wird dadurch vorgebeugt, daß das Verhältnis der Gleitkräfte zu den senkrechten Bodenpressungen unter einer als zulässig bekannten Größe bleibt. Entgegen anderen Verfahren, die diese Bedingung in die Rechnung einführen und deren Ergebnis dadurch unnötig

komplizieren, sei betont, daß es ohne weiteres möglich ist, die aus den übrigen Bedingungen abgeleiteten Sohlenabmessungen beizubehalten und durch eine meist geringe Neigung der Sohle die Gleitsicherheit zu erreichen.

3. Bezüglich der Kippsicherheit glaube ich in einer Zuschrift in der Bautechnik 1925, S. 627, nachgewiesen zu haben, daß der übliche, auch in manche Verfahren zur Dimensionierung von Winkelmauern übernommene Kippsicherheitsgrad n = Stabilitätsmoment: Umsturzmoment kein Maß für die Kippgefahr darstellt, sowie daß dieser Gefahr im allgemeinen genügend begegnet ist, wenn die Bodenpressung unter dem zulässigen Maß bleibt, sofern nicht die Resultierende die Sohlfuge ganz besonders nahe der Vorderkante schneidet; hierüber siehe auch Schröter in Beton und Eisen 1915, S. 292.

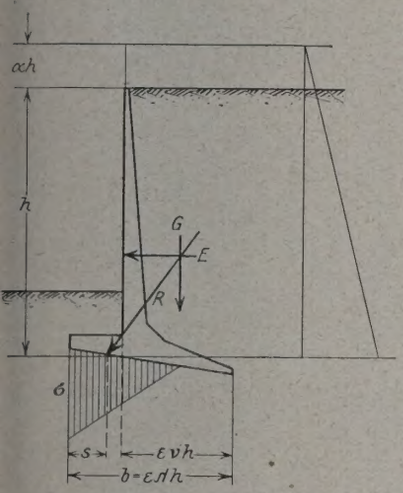


Abb. 1.

Wir beziehen nun, s. Abb. 1, alle Kräfte auf die stark ausgezogenen Begrenzungen, lassen also die geringe Gewichtsdifferenz des Eisenbetons gegenüber der Hinterfüllungserde außer Betracht; wir vernachlässigen ferner den von links auf die Mauer wirkenden Erdwiderstand sowie die belanglose Änderung der äußeren Kräfte infolge einer etwaigen Schräglage der Sohle und nehmen den Reibungswinkel von Erde gegen Wand, im allgemeinen zu ungünstig, mit Null an. Die wirkliche Standsicherheit ist also größer als hier angenommen.

Bezieht man alle Größen auf die Einheit der Mauerlänge, so ist, wenn $\alpha\,h$ die der Nutzlast entsprechende gleichschwere Überschüttung, γ das Erdgewicht und ε eine vom Böschungswinkel abhängige, aus den Handbüchern sowie aus der Tafel, Abb. 2, ersichtliche Konstante ist, der gesamte Erddruck:

$$E = \left(\frac{1}{2} + \alpha\right) \gamma\, \varepsilon^2 h^2, \tag{1}$$

ferner das Drehmoment desselben in bezug auf die Sohlfuge:

$$M_E = \frac{1 + 3\alpha}{6} \gamma\, \varepsilon^2 h^3 = \varrho\, \gamma\, \varepsilon^2 h^3; \tag{2}$$

die Größe ϱ ist als Funktion von α in Abb. 2 eingetragen; aus ihr kann das für Bemessung der Wandstärke maßgebende Biegungsmoment ermittelt werden. Das Gewicht von Erde, Mauer und Überschüttung ist genau genug erfaßt mit

$$G = \gamma\, \varepsilon\, \nu\, (1 + \alpha)\, h^2. \tag{3}$$

Die Mittelkraft aus E und G schneidet die Sohle in einem Abstand s von der Vorderkante, der sich aus

$$0 = G\, s + M_E - G\left(\lambda - \frac{\nu}{2}\right) \varepsilon\, h$$

zu

$$s = \varepsilon \left(\lambda - \frac{\nu}{2} - \frac{1 + 3\alpha}{6\, \nu\, (1 + \alpha)}\right) \tag{4}$$

ergibt, wofür mit der Abkürzung

$$\eta = 1 - \frac{\nu}{2} - \frac{1 + 3\alpha}{6\, \nu\, \lambda\, (1 + \alpha)} \tag{4a}$$

auch

$$s = \varepsilon\, \eta\, \lambda\, h \quad \text{oder} \quad s = \eta\, b$$

geschrieben werden kann. Die Tangente des Neigungswinkels von R gegen die Senkrechte, also das Gleitverhältnis, ist:

$$E : G = \frac{1 + 2\alpha}{2\, \nu\, (1 + \alpha)}\, \varepsilon = \varepsilon\, \eta. \tag{5}$$

Nimmt man an, daß stets $\eta \leqq 1/3$ ist, daß also die Resultierende aus dem Kern herausfällt, was bei den meisten ausgeführten Winkelmauern zutrifft und sich in Abschnitt I auch als wirtschaftlich erweisen wird, so erhält man die vordere Bodenpressung zu:

$$\sigma = \frac{2\, G}{3\, s} = \frac{2\, \nu}{3\, \eta\, \lambda} (1 + \alpha)\, \gamma\, h. \tag{6}$$

Mit dem der Tafel Abb. 2 zugrunde liegenden Leitwert

$$\beta = \frac{(1 + \alpha)\, \gamma\, h}{\sigma} \tag{7}$$

wird hieraus

$$\frac{2\, \nu}{3\, \eta\, \lambda}\, \beta = 1; \tag{6a}$$

β variiert zwischen 0 und 1, da man im allgemeinen nicht $\beta > 1$, also $\sigma < (1 + \alpha)\, \gamma\, h$ verlangen wird, da in einer der Sohle entsprechenden Tiefe der Boden hinter der Mauer infolge seines Eigengewichts und der Auflast überall ohnehin eine Pressung von $(1 + \alpha)\, \gamma\, h$ auszuhalten hat.

Hiernach können sowohl für eine gegebene Mauer alle Kraftwirkungen ermittelt, als auch umgekehrt — wie es im folgenden geschehen soll — aus den Standsicherheitsbedingungen die Abmessungen abgeleitet werden.

I. Mindestkostenmauer mit vorgeschriebener Bodenpressung.

Nach den eingangs entwickelten Grundsätzen bleibt im allgemeinen als einzige notwendige Bedingung für die Größe der Sohlplatte, daß die Bodenpressung unter der zulässigen bleibt; dies ist gleichbedeutend mit der Wahl eines bestimmten Wertes β. Da wir aber freie Verfügung über die zwei Größen λ und ν haben, kann die zweite Bedingung gestellt werden, daß die gesamte Sohlenbreite $\lambda\, \varepsilon\, b$ zu einem Minimum wird; hiermit ist zugleich annähernd das Kostenminimum erreicht, wenn auch die Stärke und Bewehrung der auf Biegung zu bemessenden Platten die Kosten beeinflußt. Zunächst findet sich aus den Gl. (4a) und (6a):

$$3\left(-\frac{1 + 3\alpha}{6\, \nu\, (1 + \alpha)} + \lambda - \frac{\nu}{2}\right) = 2\, \nu\, \beta \tag{8}$$

und hieraus mit Hilfe der Bedingung $\frac{d\lambda}{d\nu} = 0$:

$$\nu = \frac{3}{3 + 4\beta}\, \lambda,$$

was, in Gl. (8) eingesetzt,

$$\lambda = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{1 + 3\alpha}{1 + \alpha}}\, \sqrt{3 + 4\beta} \tag{9}$$

und

$$\nu = \sqrt{\frac{1 + 3\alpha}{1 + \alpha}}\, \sqrt{\frac{1}{3 + 4\beta}} \tag{10}$$

ergibt.

Wir erhalten ferner durch Einsetzen dieser Werte in Gl. (4a) und (5):

$$\eta = \frac{1}{2}\left(1 - \frac{3}{3 + 4\beta}\right) \tag{11}$$

und

$$E : G = \varepsilon\, \frac{1 + 2\alpha}{2 \sqrt{(1 + \alpha)\, (1 + 3\alpha)}}\, \sqrt{3 + 4\beta} = \varepsilon\, \mu. \tag{12}$$

Die Größen λ, ν, η und μ sind aus der Tafel, Abb. 2, als Funktionen der Leitwerte α und β zu entnehmen und dienen zur unmittelbaren Bemessung der Mauer sowie zu einer etwa noch gewünschten Beurteilung von Lage und Richtung der Resultierenden. Man sieht, daß η stets unter $1/3$ bleibt, daß also unter der rückwärtigen Sohlplatte ein spannungsloser Teil verbleibt, womit auch die Gültigkeit der Gl. (6) nachträglich bestätigt wird. Zu kleine Werte von β sind zu vermeiden, weil sie zu kleine η ergeben. Man sieht ferner, daß bei sonst gleichen Bedingungen das kleinste β, also die größte Bodenpressung, auf die geringste Sohlbreite führt.

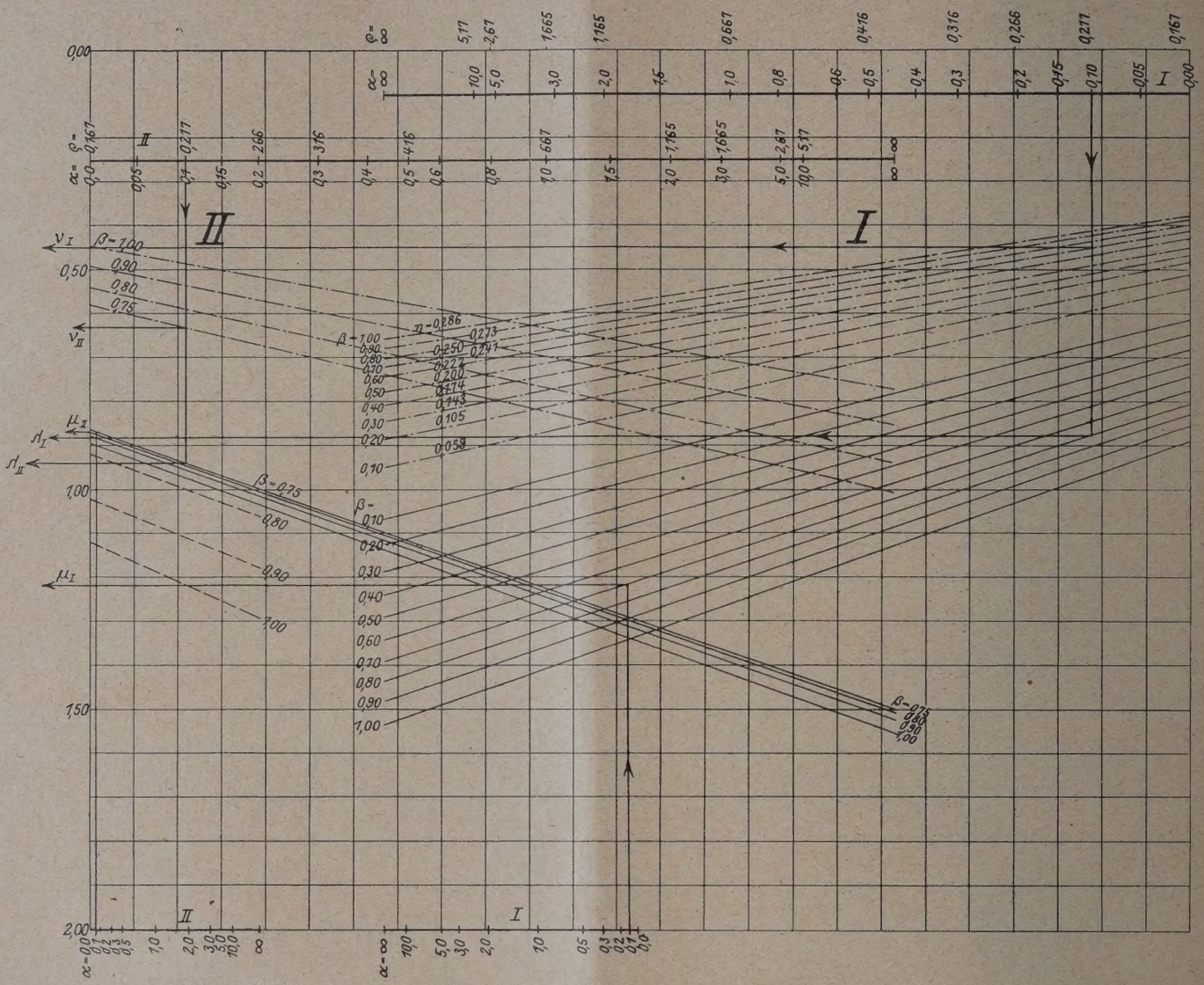


Abb. 2.

II. Bedingung $\sigma_l = \sigma_{zul}$, $\sigma_r = 0$.

Unter Umständen, etwa bei Gefahr der Bildung von Wasseradern, wird man den bei Bemessung nach I auftretenden spannungsfreien Bereich in der Sohle vermeiden wollen. Alsdann erhält man aus der Bedingung $\sigma_r = 0$ zunächst $\eta = 1/3$, und wenn man als zweite Bedingung die angestrebte Bodenpressung durch entsprechende Wahl von β zum Ausdruck bringt, erhält man aus Gl. (6a):

$$\lambda = 2\nu\beta$$

und durch Einführung dieses Wertes in die Beziehung (4a):

$$\nu = \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}}\sqrt{\frac{1}{8\beta-3}} \tag{13}$$

und

$$\lambda = \sqrt{\frac{1+3\alpha}{1+\alpha}}\,2\beta\sqrt{\frac{1}{8\beta-3}}. \tag{14}$$

Setzt man Gl. (13) in (5) ein, so folgt weiter:

$$E:G = \varepsilon\mu = \varepsilon\frac{1+2\alpha}{2\sqrt{(1+\alpha)(1+3\alpha)}}\sqrt{8\beta-3}. \tag{15}$$

Die Größen λ, ν, μ sind ebenfalls in der Tafel Abb. 2 ersichtlich.

IIa. Abhängigkeit des Kostenminimums von der Bodenpressung.

Das eben entwickelte Verfahren gestattet nicht, die Bedingung des Kostenminimums einzuführen, da mit den vorgeschriebenen Pressungen an den beiden Rändern der gegebene Spielraum bereits ausgenutzt ist. Wohl aber kann man nachprüfen, welche Bodenpressung, d. h. welcher Wert von β, die kleinste Plattenbreite ergibt. Bei Verfahren I führt übrigens, wie die Tafel zeigt, eine möglichst vollständige Ausnutzung der Bodentragfähigkeit, also ein kleines β, zum Kostenminimum. Durch Bildung von $\frac{d\lambda}{d\beta} = 0$ erhält man dagegen aus Gl. (14) $\beta = 3/8$ und $\beta = 3/4$ als die Stellen, denen ausgezeichnete Werte von λ entsprechen, und zwar lehrt ein Blick auf Abb. 2, daß zu $\beta = 3/4$ ein Kleinstwert gehört, also zu $\beta = 3/8$ ein Größtwert, und zwar $\lambda = \infty$; unterhalb $\beta = 3/8$ wird λ imaginär.

Man wird daher β nicht kleiner als 0,75 wählen, da geringere Werte β trotz größerer Bodenpressung und damit verminderter Standsicherheit eine Abweichung vom Kostenminimum und damit Materialverschwendung bedingen.

Beispiel.

Es sei eine 1,10 m tief fundierte Winkelstützmauer in Eisenbeton bei einem Böschungswinkel der Hinterfüllungserde von 30^0, einem Gewicht derselben von 1,6 t/m³, einer Verkehrslast von 640 kg/m² und einem Unterschied der Geländehöhen von 2,90 m mit möglichst geringen Kosten zu entwerfen; die Bodenpressung sei mit 1 kg/cm² = 10 t/m² anzunehmen.

Die der Nutzlast entsprechende Überschüttung ist $\frac{0,64}{1,6} = 0,40$ m; mit einer Mauerhöhe von 1,10 + 2,90 = 4 m erhält man also:

$$\alpha = \frac{0,40}{4,00} = 0,10;$$

es ist ferner lt. Gl. (7):

$$\beta = \frac{(1 + 0,10) \cdot 1,6 \cdot 4,00}{10,0} = 0,71;$$

es ist zu beachten, daß σ in denselben Einheiten wie γ und h einzuführen ist. Man findet ferner zu $\varphi = 30^0$ als Beiwert $\varepsilon = 0,568$. Mit den Leitwerten α und β ergibt nun die Tafel, Verfahren I:

$$\lambda = 0,88 \quad \text{und} \quad \nu = 0,45;$$

demnach ist die Gesamtbreite der Sohle:

$$b = \varepsilon \lambda h = 0,568 \cdot 0,88 \cdot 4,00 = 2,00 \text{ m}$$

und ihre rückwärtige Ausladung:

$$0,568 \cdot 0,45 \cdot 4,00 = 1,02 \text{ m}.$$

Man findet weiter aus der Tafel:

$$\eta = 0,243 \quad \text{und} \quad \mu = 1,22;$$

demnach schneidet die Mittelkraft die Sohle in einem Abstand

$$0,243 \cdot 2,00 = 0,47 \text{ m}$$

von der Vorderkante und hat die Neigung:

$$E : G = \varepsilon \mu = 0,568 \cdot 1,22 = 0,69 = 1 : 1,44;$$

man wird also gut tun, der Sohle eine Neigung von etwa 1 : 4 zu geben oder sie hinten mit einem einige Dezimeter ins gewachsene Erdreich eingreifenden Sporn zu versehen.

Nach Verfahren II würde ein Leitwert $\beta = 0,75$, also eine etwas geringere Bodenpressung, zu den Mindestkosten führen; man erhält:

$$\lambda = 0,94 \quad \text{und} \quad \nu = 0,63,$$

oder

$$0,568 \cdot 0,94 \cdot 4,00 = 2,14 \text{ m}$$

als Gesamtbreite und

$$0,568 \cdot 0,63 \cdot 4,00 = 1,43$$

als rückwärtige Ausladung. Mit einem Mehraufwand von 14 cm Plattenbreite läßt sich also ein Klaffen der Sohlfuge vermeiden.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 342.)

Die Kraftübertragung der Fahrbahn geschieht ähnlich wie bei der Bogenbrücke durch eine Plattenbalkenkonstruktion. Die Gliederung ist hier weiter durchgeführt, da außer den Quer- auch Längsträger vorhanden sind. Dadurch werden die Spannweiten der Platte und damit deren Abmessungen geringer.

Die Gründung jedes Rampenjoches besteht aus vier Einzelfundamenten, die als Eisenbetonflachfundamente ausgebildet sind.

Bemerkenswert an diesem Bauwerk ist die Schnelligkeit der Ausführung, die mit Rücksicht auf die rasch wachsende Stadt Los Angeles und den immer größer werdenden Verkehr notwendig war; die vorgeschriebene Bauzeit beträgt 400 Tage. Ohne das angewendete Gußverfahren wäre diese nicht möglich gewesen. Mit den 150 m hohen Gießtürmen wurde der Beton bis zu einer Entfernung von 150 m mit Hilfe von Rinnen befördert, wobei die Tagesleistungen 200—250 m³ betrugen.

Um am Leergerüst zu sparen, wurde zuerst die eine Hälfte der Bögen gegossen. Nach 28 Tagen wurde mit den gleichen Leergerüsten die andere Hälfte hergestellt.

Drei Baubilder vom 4. XII. 1924, vom 2. II. 1925 und vom 1.V. 1925 sind in Abb. 15 d—f zu sehen. Sie zeigen den Gießturm, die Einschalung und den Fortschritt innerhalb eines halben Jahres. Die Baukosten betrugen 401 000 Dollar, und die von der Stadt gelieferte Zementmenge kostete 50 000 Dollar.

Die Zahl der Eisenbetonbrücken im Eisenbahnwesen ist verhältnismäßig nicht größer geworden, weil das Mißtrauen, wie es auch bei uns z. T. noch vorherrscht, nur bei wenigen Eisenbahngesellschaften geschwunden ist. Großes Interesse wird den Eisenbetonbrücken bei der Delaware, Lackawanna Western R. R. unter der Leitung des Chefingenieurs G. J. Ray entgegengebracht.

Der Materialfrage wird die größte Aufmerksamkeit zugewendet. Die Anforderungen an den Zement sind bei dieser Eisenbahngesellschaft die weitgehendsten. In keinem Fall wird auf die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe (Kochprobe) verzichtet, weil man darin (ob mit Recht oder Unrecht, ist bei uns wohl auch noch nicht geklärt) einen Beweis für die besondere Güte des Zements ersieht. Das Zuschlagmaterial muß den Bestimmungen gemäß sorgfältig ausgesiebt werden.

Nach den Mitteilungen des Chefingenieurs gibt es nach anfänglichen kleinen Mißerfolgen verschiedene Eisenbetonviadukte in vollkommen einwandfreiem Zustande, seitdem man der Brückenentwässerung die größte Aufmerksamkeit zuwendet. Ein Beispiel dieser Art zeigt die Dichtung des Tunkhannock-Viadukts.

Das System ist ein durchgehender Bogen mit obenliegender Fahrbahn, deren Lasten durch Pfeiler auf die Bögen übertragen werden (Abb. 16a).

Die Entwässerung der Fahrbahn geschieht in der Weise, daß die Fahrbahnoberfläche in Längs- und Querrichtung

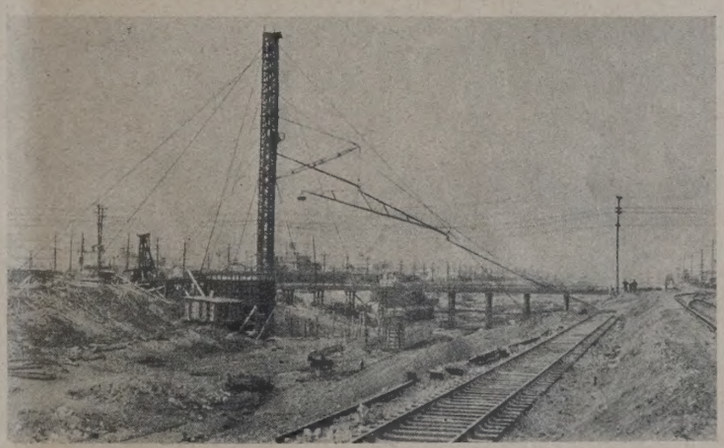


Abb. 15d. Baubild vom 4. Dezember 1924.

wellenförmig ausgestaltet ist und dadurch eine Anzahl tiefster Punkte erhält, nach denen das Wasser hinfließt. Die tiefsten Punkte liegen über den Fahrbahnstützen, durch die das Wasser abgeführt wird.

Die Dichtung der Fahrbahn wird durch eine dreifache Asphaltteerpappe bewirkt, die durch eine etwa 4 cm starke Asphaltschicht vor mechanischer Beschädigung geschützt ist.

An den Dehnungsfugen der Fahrbahn muß die Dichtung die Horizontalbewegungen ohne Beschädigung und ohne Beeinträchtigung ihrer Aufgabe mitmachen können. Zu diesem Zwecke erhält die Dichtungsfuge eine Nut, um die die Teer-

pappe herumgeführt ist, wie dies in Abb. 16b zu ersehen ist. Um das Maß der in der Nut geführten Pappe kann sich die Dehnungsfuge ohne Beschädigung der Dichtung öffnen. Als Unterlage der Pappe in der Nut mußte ein weiches, plastisches Material verwendet werden; man hat hierzu Kupferblech gewählt, das rechts und links neben der Fuge in dem Beton der Fahrbahn verankert ist. Die Fuge ist dann mit einem ebenfalls sehr weichen, schmiegsamen Material, mit einer Art Asphaltkitt, ausgefüllt. Die Fuge befindet sich auf einem Wellenberg der Fahrbahnoberfläche, da sie immerhin ein schwacher Punkt der Dichtung ist.

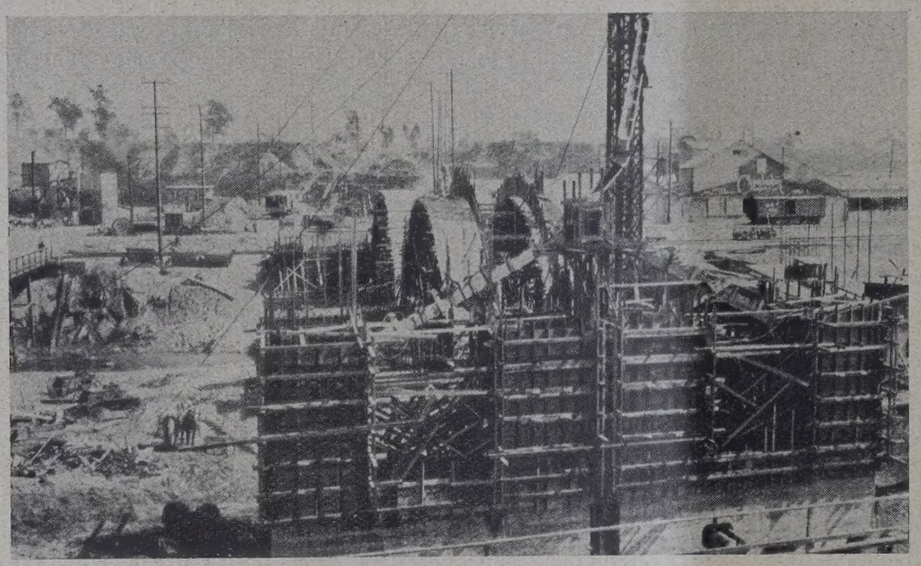


Abb. 15e. Baubild vom 20. Februar 1925.

Eine Reihe von Eisenbahnbrücken von der gleichen Eisenbahngesellschaft, die als trägerlose (Pilz-)Deckenkonstruktionen ausgeführt wurden, haben sich gleichfalls gut bewährt.

In neuerer Zeit werden nach Veröffentlichungen amerikanischer Zeitschriften wieder fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonbalken für Eisenbetonbrücken mit kleineren Spannweiten verwendet. In einem Beispiel aus der letzten Zeit hatten die für eine Spannweite von rd 12 m vorgesehenen Balken eine Gesamtlänge von 12,7 m und einen Querschnitt von 95 × 125 cm. Zur Verringerung der Querschnittshöhe werden Druckbewehrungen eingelegt. Die Randbalken, die keine Verkehrslasten aufzunehmen haben, sind entsprechend weniger bewehrt.

Die aus zwei Lagen Asphalt bestehenden Dichtungsschichten werden gleichzeitig mit den Balken hergestellt.

Zum Anheben dienten 30 mm starke, vertikal eingebettete Eisen, die an den Enden schleifenartig abgebogen waren.

Der Vorteil dieser Art von normierten Eisenbahnbrücken liegt darin, daß man die Auswechslung der alten eisernen oder hölzernen Brücken sehr rasch während Betriebsunterbrechungen vornehmen kann. Es liegt auch in dem Ermessen des verantwortlichen Ingenieurs, die fertigen Balken unter Naßhalten allmählich und lange genug vor der Verwendung erhärten zu lassen. Der Vorteil dieser Konstruktionsart könnte bei Verwendung von hochwertigem Zement noch größer werden.

Schließlich sei noch darauf verwiesen, daß man die Rostgefahr eiserner Brücken durch Anspritzen mit einer dünnen Betonschicht einzudämmen sucht. In Kansas City konnte ich einen Fall sehen, wo eiserne Träger, die trotz Anstrichs nach zwei Jahren stark angerostet waren, nach Aufbringen einer 7,5 cm starken Mörtelschicht mit Hilfe einer Zementkanone nach mehrjährigem Betrieb noch in sehr gutem Zustande waren.

Diese Art von Rostschutz eiserner Brücken soll sich auch an anderen Stellen, insbesondere bei Straßenüberführungen über Bahnhofsanlagen in Städten, die mehr als Überführungen auf freier Strecke den Angriffen von Rauchgasen ausgesetzt sind, bewährt haben.

V. Entwicklungen im Hochbau.

1. Der Eisenbeton bei Hochhäusern.

In den Werbeschriften der Vereinigung der amerikanischen Portlandzementfabrikanten findet man eine Zusammenstellung von Hochhäusern aus Eisenbeton, die zum größten Teil aus dem letzten Jahrzehnt stammen. Es ist mir nicht erinnerlich, daß vor dem Kriege mehr als ein oder das andere Hochhaus aus Eisenbeton erstellt wurde. Jedenfalls gehörte diese Art von Bauwerken zu den Ausnahmen. Im Osten ist noch heute die Regel, die eisernen Skelettkonstruktionen mit Beton oder andern feuersicheren Materialien zu ummanteln. Die Decken werden als Eisenbeton- oder Steineisendecken ausgeführt.

Im Westen — und zwar beginnt die Veränderung schon in Chicago selbst — ist in den letzten Jahren eine größere Zahl von Hochhäusern z. T. vollständig, z. T. in den obersten Stockwerken aus Eisenbeton entstanden. Um die starken Stützen in den unteren Stockwerken zu vermeiden, hat man steife gewalzte Profile angewendet. In einigen Fällen hat ein Ingenieur aus Chicago umschnürte gußeiserne Säulen angewandt, um die Säulen möglichst schlank zu halten und den baupolizeilichen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen zu genügen.

Die konstruktiven Voraussetzungen beim Eisenbetonhochbau sind einfach und übersichtlich. Das stärkste Hindernis gegen seine Einführung lag darin, daß man die Schnelligkeit der Bauausführung nicht in dem für amerikanische Verhältnisse erforderlichen Tempo fördern konnte. Dies ist in neuerer Zeit in verschiedener Weise möglich geworden. Wenn man bei dem Bau von Hochhäusern berücksichtigt, daß die Höhen der Stockwerke, Türen und Treppen und manches andere normiert sind, so war es naheliegend, auch für Träger und Stützen Normen zu suchen, die ein rasches und wirtschaftliches Bauen ermöglichen.

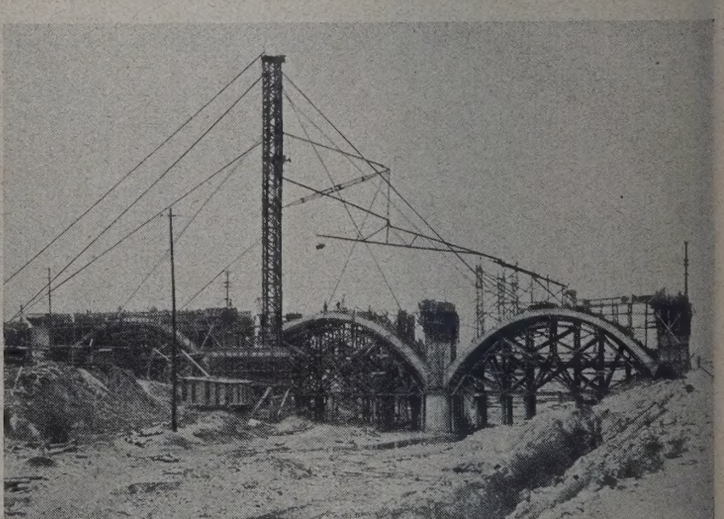


Abb. 15f. Baubild vom 1. Mai 1925.

In einem Ingenieurbüro einer größeren Stadt habe ich eine Reihe von Zusammenstellungen von Preisen und Normen für die Berechnung von Hochhäusern sowohl als Geschäfts-

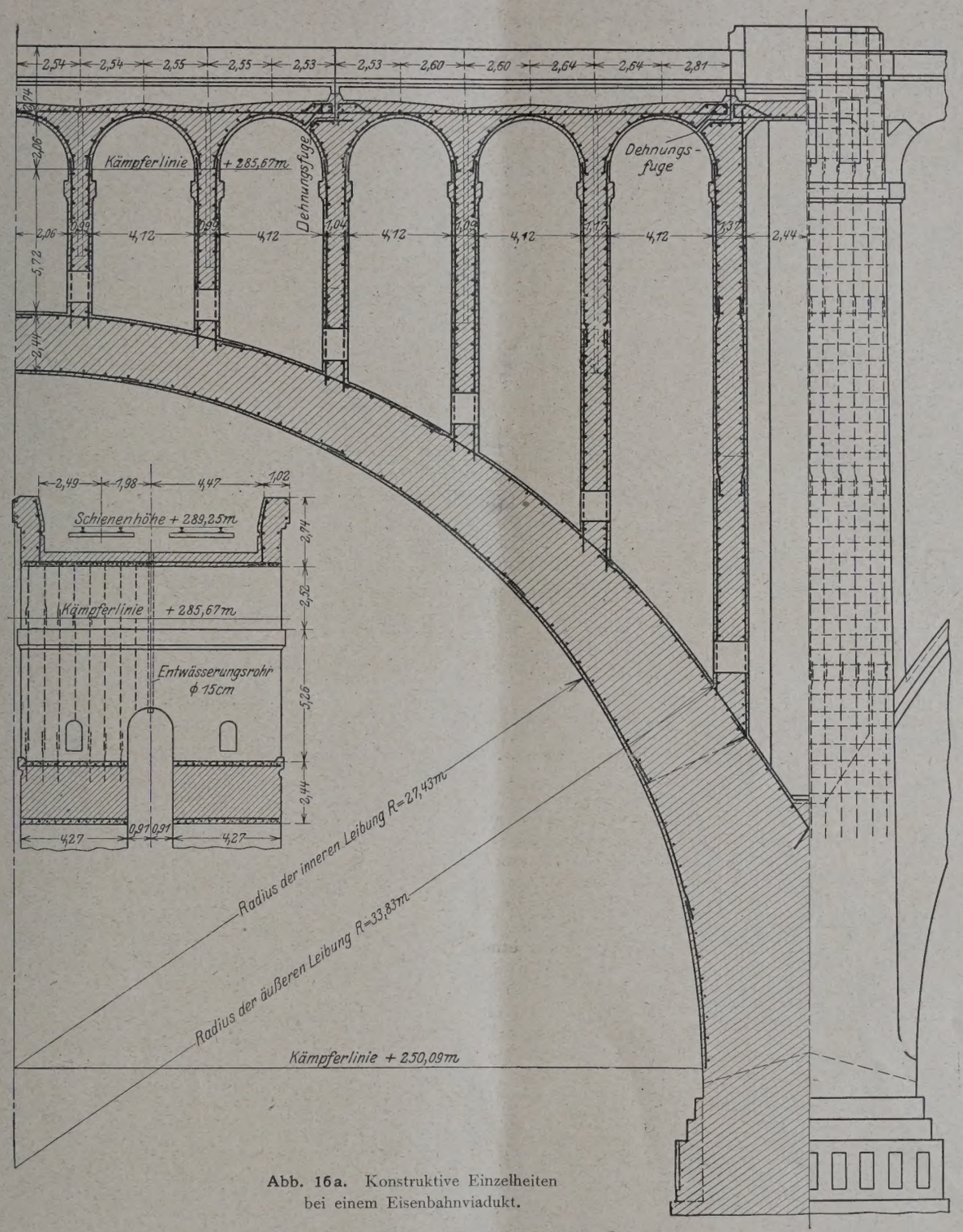


Abb. 16a. Konstruktive Einzelheiten bei einem Eisenbahnviadukt.

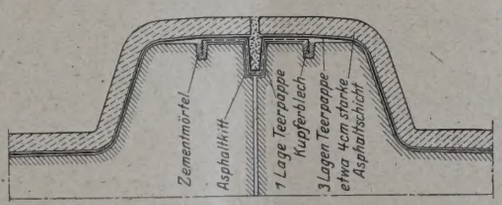


Abb. 16b.

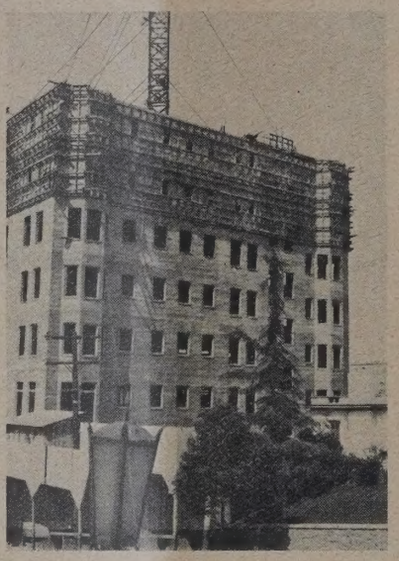
wie als Wohnhäuser bis zu 20 Stockwerken gesehen, die alle unter der gleichen Voraussetzung durchgearbeitet waren. Die lichte Höhe der einzelnen Stockwerke betrug 2,70 m, die Träger und Stützen waren gleich breit. Ebenso waren die Nebenunterzüge gleich hoch mit den Hauptunterzügen. Dies alles geschah, um die Schalungen und Rüstungen wirtschaftlicher und sparsamer ausnutzen zu können. In andern Fällen waren die Säulen innerhalb mehrerer Stockwerke gleich stark, den vermehrten Belastungen wurde durch Eisenbewehrungen und durch entsprechende Umschnürungen Rechnung getragen, nur um die Schalung der unteren Stockwerke weiter oben wieder verwenden zu können. Alle diese Bestrebungen liegen in der Richtung der Typisierung und Normung, die die Raschheit des Bauens fördern sollen.

Es sei auf die Beobachtungen verwiesen, die von Eisenkonstrukteuren bei ihren Reiseberichten aus Nordamerika gemacht wurden, und die es bestätigen, daß die Mechanisierung und Normung auch auf diesen Gebieten erhebliche Fortschritte in den letzten Jahren gemacht haben. Hierzu wäre zu bemerken, daß es in diesem Falle wie im Maschinenbau gegeben

ist, einzelne Elemente und Bauglieder zu normen. Anders liegt es allerdings bei Ausführung von Eisenbetonbauten, bei denen es sich um Konstruktionsteile handelt, die auf dem Bau selbst entstehen und nicht fertig auf den Bau gebracht werden können. Aber auch hier hat die Normung der Baumaschinen und die

Die Entwicklung des Hochhausbaues in den Vereinigten Staaten legt den Vergleich nahe, der sich aus unseren Verhältnissen über die Stellung des Bauingenieurs zur Architektur ergibt. Es braucht wohl nicht besonders erwähnt zu werden, daß wirtschaftliches Bauen

Abb. 17a.



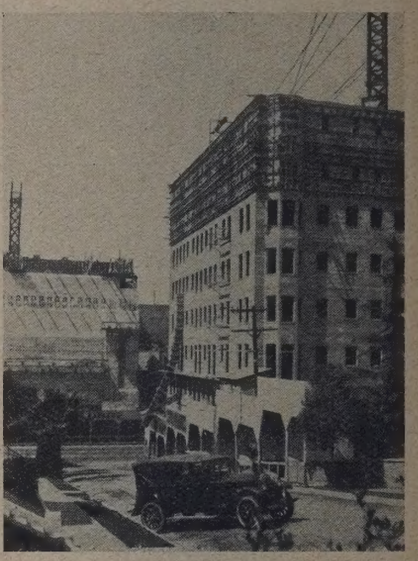


Abb. 17b.

damit zusammenhängende Mechanisierung der Bauausführung es ermöglicht, die Schnelligkeit der Ausführung so zu fördern, daß man darin kein Hindernis mehr für die Anwendung der Bauweise erblickt.

Über die grundsätzliche konstruktive Ausbildung wäre zu

eine Voraussetzung ist, die vom Architekten ebensowoh wie vom Bauingenieur beachtet werden sollte. Die Wirtschaftlichkeit wird durch die vorher erwähnte weitgehende Normung und Typisierung gefördert, die sich auch auf die Inneneinrichtung bezieht, im besonderen auf die Fahr-

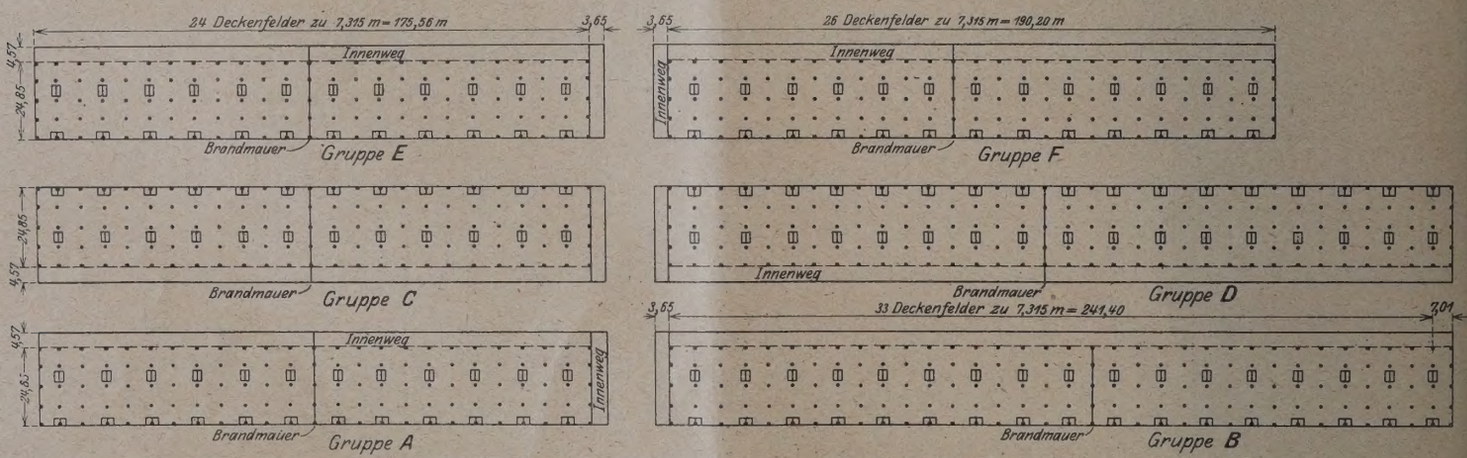


Abb. 18a. Bau der Markthallen in Chicago: Anlage im Grundriß.

sagen, daß neben dem Skelettbau aus Eisenbeton mit Backstein- oder anderer Ausfachung (Abb. 17a) im Westen besonders in dem Umkreis von Los Angeles Hochhäuser gegossen werden, wie dies in Abb. 17b ersichtlich ist. Allerdings ist hier zu bemerken, daß der ewige Frühling und die Seltenheit von Regenfällen günstige Bedingungen für diese Art von Ausführungen schaffen. Soweit sie für Wohnhäuser in Frage kommen, werden sie entweder so, wie sie in der Abbildung ersichtlich sind, bei Verwendung von sehr guter Schalung manchmal sogar unverputzt oder auch mit einer besonderen Verblendung aus Klinker und ähnlichem Material versehen.

Ein weiterer Grund für die Anwendung dieser Bauweise liegt auch darin, daß im äußersten Westen schon mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr die Höhen der Bauwerke nicht über 50 m gehen dürfen, so daß dadurch auch die vorher erwähnten konstruktiven Schwierigkeiten verringert werden.

stuhleinrichtungen und alle Zuleitungen, die in Betracht kommen. Zu der Wirtschaftlichkeit des Bauens gehört auch sparsames Konstruieren und der durch schnelle Ausführungen bedingte Gewinn an Zeit. Es ist daher gegeben, daß der Architekt auf jede unnütze Verkleidung, auf unnütze Säulen, auf Gesimse und Sockel überall dort verzichten wird, wo sie nicht Bestandteile der Konstruktion sind. Die Folge davon war die Entstehung einer Zweckarchitektur bei allen Nutzhochbauten, deren einfache Schönheit allgemein auch europäischen Fachleuten aufgefallen ist. Es darf auch als bekannt vorausgesetzt werden, daß sich diese Art von Architektur, die durch ihre Massen und durch ihre einfachen Linien wirkt, auch bei den Hochhausentwürfen und andern ähnlichen Entwürfen in den letzten Jahren bei uns ausgewirkt hat. Der Einfluß der amerikanischen Hochhausbauten ist hier unverkennbar.

Ich möchte daraus folgern, daß die Zusammenarbeit von

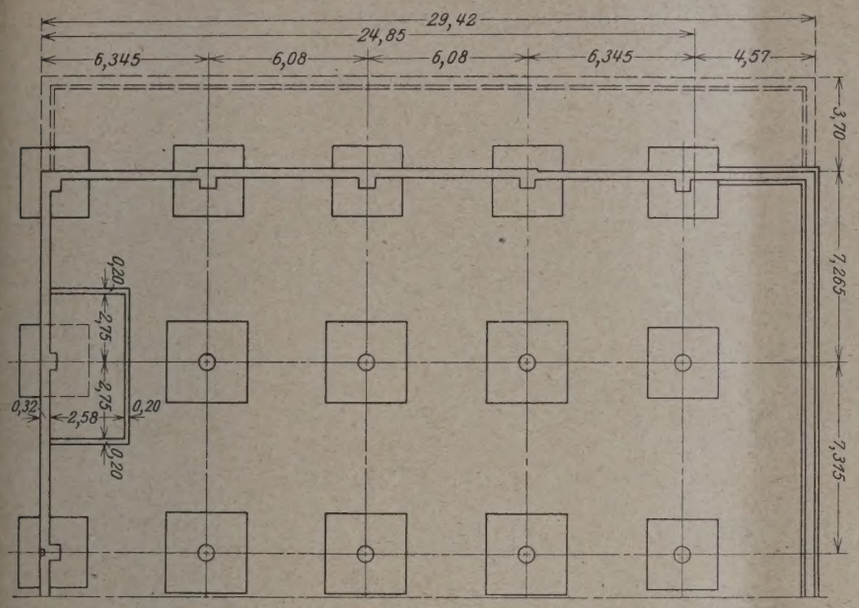


Abb. 18 b. Teil eines Fundamentplans.

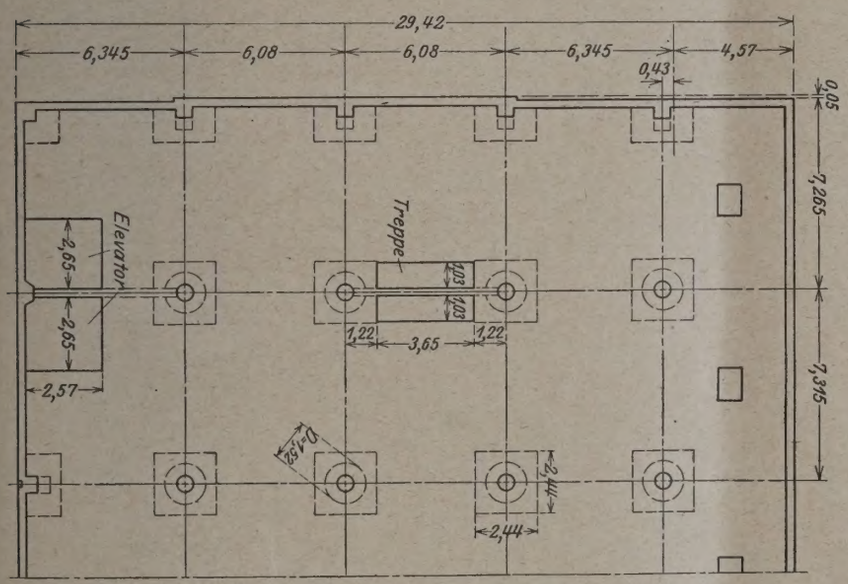


Abb. 18 c. Decke des Kellergeschosses.

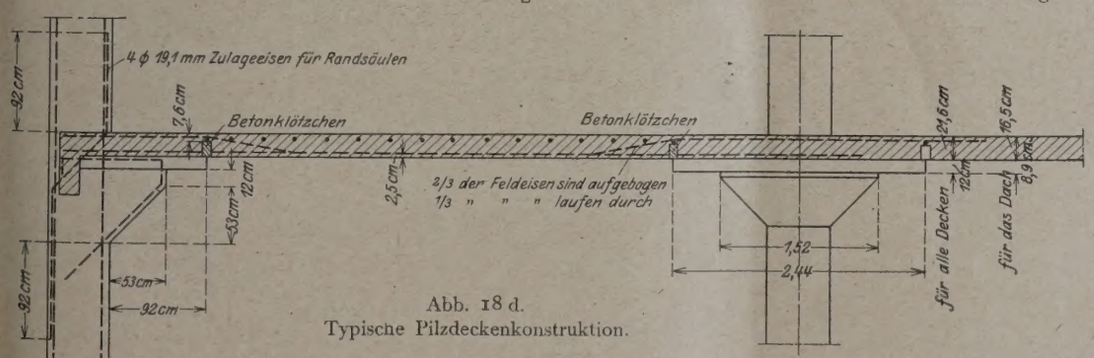


Abb. 18 d.
Typische Pilzdeckenkonstruktion.

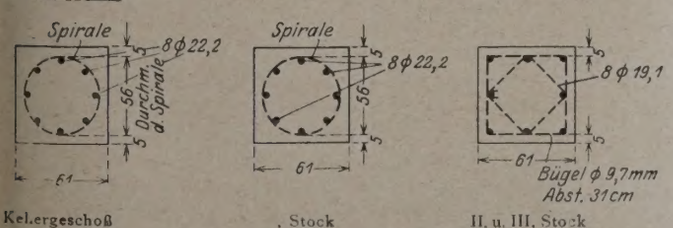


Abb. 18 e. Säulenquerschnitte.

Abb. 18 a—e. Bau der Markthallen in Chicago.

Architekt und Bauingenieur im Hochbau heute mehr als früher eine notwendige Voraussetzung für wirtschaftliches Bauen ist, da die konstruktive Frage immer mehr in den Vordergrund tritt. In diesem Sinne halte ich es auch für dringend erwünscht, daß die Ausbildung unserer Architekten eine Änderung in dem Sinne erfahren möge, die es dem Architekten ermöglicht, konstruktive und wirtschaftliche Gesichtspunkte in verstärktem Maße zu berücksichtigen.

2. Schnelles Bauen.

Wie in dem vorhergehenden Abschnitt erwähnt wurde, lag die Schwierigkeit der Anwendung des Eisenbetonbaues im Hochhausbau in dem langsamen Baufortschritt. Dieser ist durch konstruktive Maßnahmen und durch Mechanisierung, wie dies z. T. in der Gußbetonweise zum Ausdruck kommt, gefördert worden. Man darf dabei nicht übersehen, daß der bei uns jetzt vielfach verwendete hochwertige Portlandzement, der eine rasche Erhärtung des Betons ermöglicht, in Nordamerika noch nicht bekannt ist. Das schnelle Bauen wird daher nur durch entsprechende Ausführungsmaßnahmen erzielt.

In den letzten Jahren sind eine Reihe von Beispielen bekannt geworden. Es sei an dieser Stelle nur von einem Wohnhaushochbau in Chicago berichtet.

Dieser zu Wohnzwecken bestimmte Hochhausbau weist auch sonst einige Neuerungen auf, auf die kurz hingewiesen werden soll. Jede Wohnung wird von 2 Stockwerken in der Weise gebildet, daß die eigentlichen Wohnräume durch zwei Stockwerke hindurchgehen, während die andern Räumlichkeiten auf zwei übereinander liegende Stockwerke verteilt sind. Das Gebäude hat T-förmigen Grundriß, ist 36 m tief und hat Seitenflügel mit 13, 16 und 19 Stockwerken, deren Höhen zwischen 3 und 4 m liegen. Die Wohnungen bestehen aus 6 bis 14 Einzelräumen, die bebaute Fläche ist 17 500 m² groß. Eine 90 cm starke Grundplatte unter dem ganzen Bau ist für eine Bodenbelastung von 1,77 kg/cm² vorgesehen. Die unteren Umfassungswände sind monolithisch mit der Decke des ersten Stockes hergestellt und erstrecken sich bis zur Grundplatte. Sie umfassen die Anlagen für die Heizung, für die Wasserleitungen und Kühlvorrichtungen, außerdem Kohlen- und andere Kelleräume. Die Stützenentfernungen in den Stockwerken betragen 4,8 bis 6,8 m mit größten Abmessungen von 60.100 bzw. 40.160 cm. Unterzüge und Fensterstürze sind mit Walzprofilen bewehrt.

Hölzerne Verschalungen für die Unterzüge wurden an Ort und Stelle hergestellt und 3 bis 5 mal verwendet. Als Spreizen wurden 10.10 cm-Pfosten für den oberen Abschnitt verwendet, welche in dem unteren Abschnitt in einer gußeisernen Führung liefen. Ein genaues Einstellen wurde durch am Fuß befindliche Schraubenwinden bewirkt. Diese Einrichtung erleichterte das Aufstellen und Entfernen der Deckenschalungen.

Die Betonierungsanlage bestand aus einem 0,60 m³-Mischer mit elektrischem Antriebsmotor, einem 0,75 m³-Kippeimerelevator, 2 Aufzügen für Backstein, Ziegel usw. und 2 Aufzügen für Eiseneinlagen und Schalungshölzer. Um den Betrieb zu erleichtern, wurde die Mischeinrichtung unter dem Straßenniveau angelegt, und die Kippeimer stürzten das Material in den Mischer. An der Spitze des Hubturmes fiel der Mischsatz in einen 1,2 m³-Trichter. Der Zufluß zu der Schüttrinne wurde

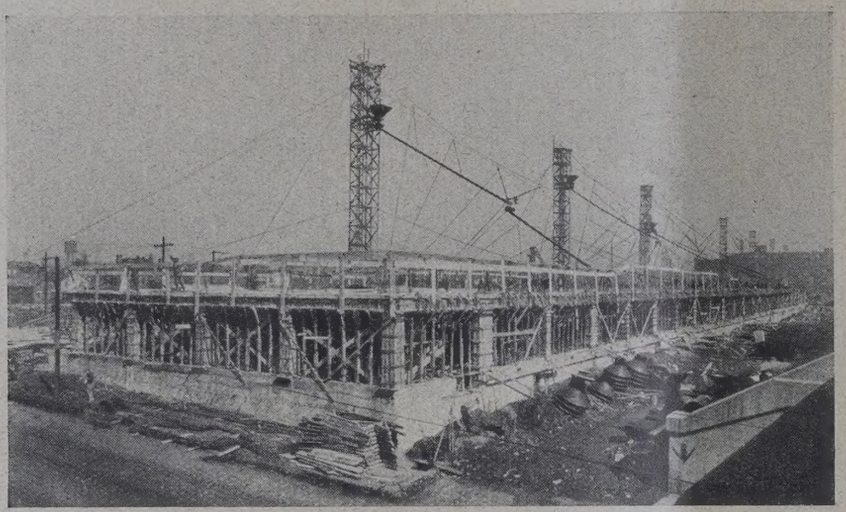


Abb. 18 f. Baubild vom 12. März 1925.

durch einen Arbeiter auf der Trichterbühne geregelt. Zwei 15 m lange Schüttrinnen waren an Kabeln aufgehängt, die von der Spitze der Türme nach den Gebäudeecken liefen.

Die Güte des Betons wurde bei diesem Bau durch häufige Konsistenzproben und gleichzeitige Würfelproben für jede Säulengruppe und jede Decke kontrolliert.

Über den Baufortschritt ist folgendes zu berichten:

Der Aushub wurde am 14. März 1924, das Betonieren am 1. Mai begonnen. Die über dem fünften Stockwerk liegenden 12 Stockwerke wurden in einem Monat erstellt, also je 3 in einer Woche. Am 20. Juli war das neunzehnte Stockwerk fertiggestellt, und im Frühjahr des Jahres 1925 war ein großer Teil des Hauses bewohnt.

Eine andere Art von rascher Ausführung kommt bei dem Bau der Markthallen in Betracht, die im letzten Jahre in der 14. Straße in Chicago erstellt wurden.

Es handelt sich um insgesamt 6 Gebäudegruppen, deren Breitenausdehnung durchweg 29,42 m und deren Länge zwischen 179,21 m und 252,06 m beträgt (Abb. 18 a).

Jede Gebäudegruppe ist eigentlich ein großes Gebäude, das jeweils durch eine Brandmauer in 2 Hälften geteilt wird. Sie besteht aus 166 dreistöckigen Einheiten, die als Einzelverkaufs- und Geschäftsräume dienen sollen. Von den 3 Stockwerken liegt das erste nur 1,20 m über dem Straßenpflaster, um die Förderung der Güter von Waggons und Karren zu erleichtern.

Eine Plattform, die von einem 4,5 m ausladenden Kragdach überdeckt wird, führt vorne an dem Gebäude entlang und ist mit eisernen Falltüren nach dem Untergeschoß zu versehen.

Die Deckenkonstruktionen mit einer Nutzlast von 970 kg/m² sind einschließlich des Daches als trägerlose Decken ausgebildet. Die Stützenentfernung in der Längsrichtung ist durchweg gleich und beträgt 7,315 m. In der Querrichtung sind 4 Felder von 6,345, 6,08, 6,08 und 6,345 m Spannweite angeordnet (siehe Abb. 18 b—e). Das Dach ist mittels Korkplatten isoliert. Kreisförmige Säulen, die an den Köpfen Unterlagsplatten haben, tragen die Decken; die Wandsäulen mit Konsolkapitäle haben rechteckige Querschnitte.

Als Verblendung wurden an der Vorderseite glasierte graue, leicht abwaschbare Terrakotta-, an der Rückseite graue Schlackensteine verwendet.

In jeder zweiten Säulenreihe in der Querrichtung ist ein Aufzug sowie ein Treppenhaus vorgesehen, so daß eine Gebäudegruppe in Unterabteilungen von je 14,63 m Breite unterteilt ist.

Die Deckenplatten sind alle 21,6 cm stark; das Dach, das auch als Pilzdecke ausgebildet ist, hat eine Stärke von 16,5 cm. Die Säulen haben Unterlagsplatten von quadratischer Form mit einer Seitenlänge von 2,44 m, also etwa ein Drittel der größeren Feldspannweite. Ihre Stärke beträgt 12,1 cm, also etwa die halbe Deckenstärke. Die Säulen sind von durchgehend gleicher Stärke in allen Stockwerken. Der größeren Beanspruchung der unteren Säulen wird dadurch Rechnung getragen, daß diese spiralbewehrt sind (Abb. 18 e). Die Randsäulen erhielten eine besondere Zusatzbewehrung zur Aufnahme von Biegungsmomenten. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 2 : 4.

Die Baulichkeiten sollten innerhalb 9 Monaten bezugsfertig sein, da die früher benutzten Gebäude rasch geräumt werden mußten. Dampfbagger hoben die Fundamente aus. Der Beton für die Fundamente wurde in transportablen Mischern vorbereitet und das Material mittels Rollwagen an Ort gebracht.

Eine Reihe von größeren Mischanlagen mit Hubtürmen und Gießrinnen wurde für die Ausführung der Eisenbeton-

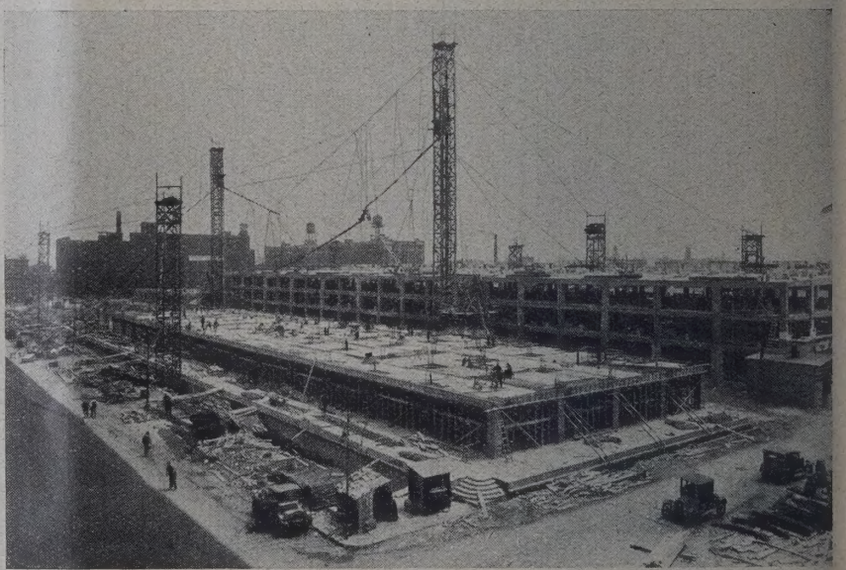


Abb. 18 g. Baubild vom 20. Mai 1925.

arbeiten errichtet, wie dies z. B. in Abb. 18 f zu sehen ist. Der Gesamtbetonbedarf wurde mit Hilfe von 10 Gießtürmen gegossen, von denen 5 gleichzeitig in Tätigkeit waren und eine Tagesleistung von 1850 m³ im Durchschnitt bewältigten.

Der Erdaushub wurde am 19. Januar 1925 in Angriff genommen. Die Betonarbeiten begannen am 2. Februar und wurden am 1. Juli beendet bei einer dreiwöchigen Unterbrechung durch Streik. Die Übergabe der schlüsselfertigen Bauwerke war für 1. September 1925 in Aussicht genommen.

Die Schalung der Decken war aus Holz und wurde nach den mir gemachten Mitteilungen 8 bis 10 mal verwendet; die

eisernen Formen für die Stützen wurden der Eisenfirma vergeben, die diese Formen und die fertig gebunden Eiseneinlagen anlieferte. Türme und Rinnen wurden von der Bauunternehmung selbst angefertigt. Insgesamt waren 400 Zimmerleute auf dem ganzen Bau beschäftigt; an jeder Betonierungsstelle arbeiteten 16 Mann. Die auf dem Bau beschäftigten Arbeiter waren in Kolonnen von Einschalern, Eisenlegern usw. eingeteilt, die einander ablösten.

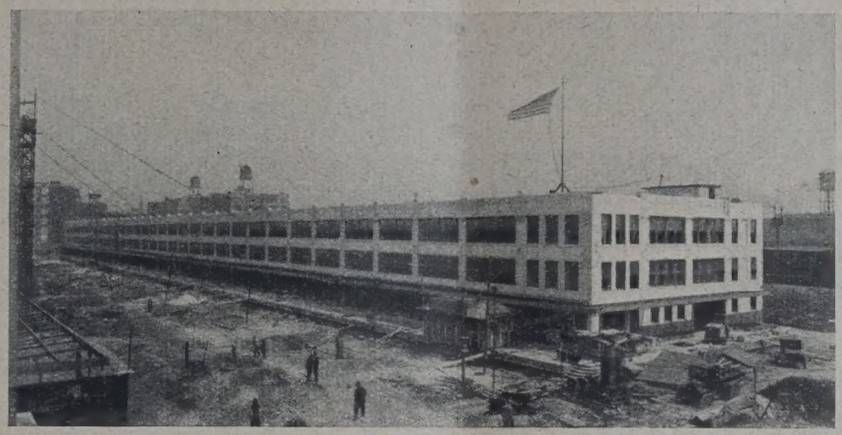


Abb. 18h. Baubild vom 20. Juli 1925.

Wenn auch die Angaben von Kosten für uns keinen Vergleichswert haben, so wird es doch von Interesse sein, zu erfahren, daß die Gesamtkosten dieser Anlage 17 Mill. Dollar betrugen. Von dem Betrag wurde ein sehr großer Teil für die Abfindung der recht einfachen Wohnhäuser bestimmt, die den Bauplatz freigeben mußten. Die trägerlosen Decken sollen nach Angabe 2 Dollar auf den m² billiger gewesen sein, als die Trägerdecken.

Dieses Beispiel von schnellem Bauen und die großzügige Art der Mechanisierung ist selbstverständlich nur dann möglich, wenn die Höhe der Baukosten nicht auf das Minimum eingeschränkt werden muß, sondern wo große Finanzprojekte einen so großen Aufwand rechtfertigen wie in diesem Falle. (Fortsetzung folgt.)

Berichtigung. Auf Seite 284 meines Berichtes befindet sich ein Druckfehler, der sich beim weiteren Lesen des Aufsatzes aufklärt: Es soll in Zeile 18 von unten linke Spalte statt 360 000 cbm „36 000 cbm" heißen.

BEIDERSEITS EINGESPANNTE EISENBETONPLATTE.

Von Dipl.-Ing. Otto Hansen, Wiesbaden.

Nach § 17 Ziff. 2 der neuen amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton ist die Stützweite für beiderseits frei aufgelagerte oder eingespannte Platten gleich der Lichtweite zuzüglich der Plattenstärke in Feldmitte.

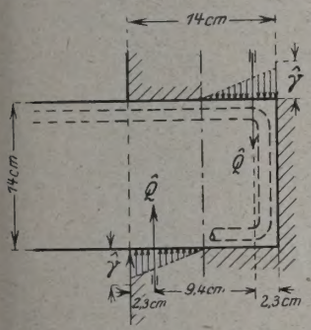


Abb. 1.

Ist die Länge eines Auflagers geringer als die Plattenstärke, so ist seine Sicherheit besonders nachzuweisen.

In dem nachstehenden Beispiel soll der ganz bedeutende Unterschied in der Beanspruchung der Auflager bei den oben bezeichneten beiden Auflagerungsarten gezeigt werden, wonach bei voller Einspannung unter allen Umständen ein genauer Nachweis der Auflagerungsbeanspruchung erforderlich ist.

Beispiel: Eine Auflagerplatte in Eisenbeton ist für eine Lichtweite von 3,40 m mit einem Gewicht des Belages von 50 kg/m² und einer Nutzlast von 500 kg/m² zu berechnen.

a) Beiderseits frei aufliegende Platte:

$$l = 3{,}40\text{ m} + 0{,}18\text{ m} = 3{,}58\text{ m};$$

$$\widehat{p} = 0{,}18\text{ m} \cdot \overset{432}{2400}\text{ kg/m}^2 + 50\text{ kg/m} + 500\text{ kg/m} = 982\text{ kg/m};$$

$$\widehat{\mathfrak{M}} = \frac{1}{8} \cdot 982\text{ kg/m}\,(3{,}58\text{ m})^2 = 1572\text{ mkg};$$

$$h = 0{,}411\sqrt{1572\text{ mkg}} = 16{,}3\text{ cm};\quad d = 18\text{ cm};$$

$F_e = 0{,}228\sqrt{1572\text{ mkg}} = 9{,}05\text{ cm}^2$; $11\frac{1}{2} \times d' = 10$ mm mit 9,03 cm², bei einer Auflagerlänge von 18 cm beträgt der mittlere spez. Flächendruck der Platte auf das Mauerwerk

$$\widehat{\gamma} = \frac{\frac{1}{2} \cdot 982\text{ kg/m} \cdot 3{,}58\text{ m}}{18\text{ cm} \cdot 100\text{ cm}} = 1{,}0\text{ kg/cm}^2.$$

b) Beiderseits eingespannte Platte:

$$l = 3{,}40\text{ m} + 0{,}14\text{ m} = 3{,}54\text{ m};$$

$$\widehat{p} = 0{,}14\text{ m} \cdot \overset{336}{2400}\text{ kg/m}^2 + 50\text{ kg/m} + 500\text{ kg/m} = 886\text{ kg/m};$$

Belastungsmomente an den beiden Einspannstellen:

$$\widehat{\mathfrak{M}} = \frac{1}{12} \cdot 886\text{ kg/m}\,(3{,}54\text{ m})^2 = 922\text{ mkg};$$

$$h = 0{,}411\sqrt{922\text{ mkg}} = 12{,}5\text{ cm};\quad d = 14\text{ cm};$$

$F_e = 0{,}228\sqrt{922\text{ mkg}} = 6{,}88\text{ cm}^2$; $9 \times d = 10$ mm mit 7,07 cm²;

sieht man von der Vertikalbelastung des Auflagers durch die Platte ab, so ist bei einer Auflagerlänge von 14 cm die von

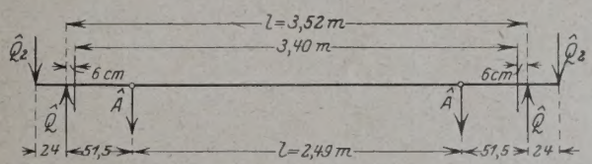


Abb. 2.

dem Mauerwerk aufzunehmende Kraft des Gegenpaares $\widehat{Q} = \frac{922\text{ mkg}}{0{,}094\text{ m}} = 9820$ kg und die Maximalkantenpressung des Mauerwerkes: $\widehat{\gamma} = \frac{2 \cdot 9820\text{ kg}}{7{,}0\text{ cm} \cdot 100\text{ cm}} = 28{,}1$ kg/cm²; da für eine derartige Kantenpressung das gewöhnliche Backsteinmauerwerk

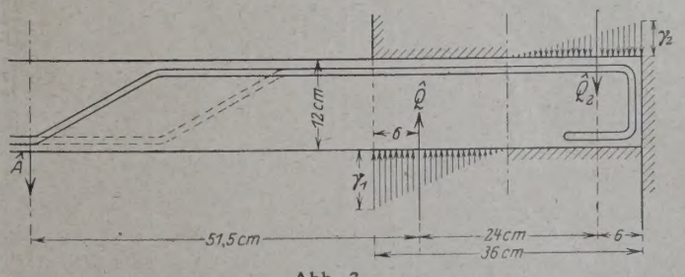


Abb. 3.

nicht ausreicht, so ist unter allen Umständen bei beiderseits eingespannten Platten der Sicherheitsnachweis für genügende Einspannung zu verlangen.

Die Berechnung der beiderseits eingespannten Platte erfolgt zweckmäßig als Gerberbalken in nachstehender Weise: l = 3,40 m + 0,12 m = 3,52 m; Stützmoment-Feldmoment für

$$l' = 0{,}707 \cdot 3{,}52\ \text{m} = 2{,}49\ \text{m};$$

$$\overset{288}{\widehat{p}} = 0{,}12\ \text{m} \cdot 2400\ \text{kg/m}^2 + 50\ \text{kg/m} + 500\ \text{kg/m} = 838\ \text{kg/m};$$

$$\widehat{\mathfrak{M}} = \frac{1}{8} \cdot 838\ \text{kg/m}\ (2{,}49\ \text{m})^2 = 648\ \text{mkg};$$

$$h = 0{,}411\sqrt{648\ \text{mkg}} = 10{,}5\ \text{cm};\ d = 12\ \text{cm};$$

$$F_e = 0{,}228\sqrt{648\ \text{mkg}} = 5{,}8\ \text{cm}^2;\ 11\tfrac{1}{2} \times d' = 8\ \text{mm mit}\ 5{,}8\ \text{cm}^2:$$

$$\widehat{A} = \frac{1}{2} \cdot 838\ \text{kg/m} \cdot 2{,}49\ \text{m} = 1041\ \text{kg};$$

$$\widehat{Q}_2 = \overset{2236}{1041} \cdot \frac{0{,}515\ \text{m}}{0{,}24\ \text{m}} + \overset{(432)}{838\ \text{kg/m} \cdot 0{,}515\ \text{m}} \cdot \frac{\overset{464}{0{,}258\ \text{m}}}{0{,}240\ \text{m}} = 2700\ \text{kg};$$

$$\widehat{Q}_1 = 1041\ \text{kg} + 432\ \text{kg} + 2700\ \text{kg} = 4173\ \text{kg};$$

spezifischer Flächendruck der Platte am Auflager auf das Mauerwerk:

$$\widehat{\gamma}_1 = \frac{2 \cdot 4173\ \text{kg}}{18\ \text{cm} \cdot 100\ \text{cm}} = 4{,}65\ \text{kg/cm}^2;$$

$$\widehat{\gamma}_2 = \frac{2 \cdot 2700\ \text{kg}}{18\ \text{cm} \cdot 100\ \text{cm}} = 3{,}00\ \text{kg/cm}^2;$$

die Auflagerlänge der Platte muß demnach nahezu gleich der 3 fachen Plattenstärke sein, wenn unter dem Auflager derselben gewöhnliches Backsteinmauerwerk Verwendung finden soll; bei $\widehat{Q}_2$ ist eine Auflast von 2700 kg erforderlich oder 1½ cbm Backsteinmauerwerk.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Untersuchung über den Einfluß verschiedener Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsarten auf die Festigkeit von Beton.

Berichtet von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe, nach Bulletin 15 des Structural Research Laboratory Lewis Institute, Chicago.

Die Untersuchungen wurden an maschinengemischtem Beton des Mischungsverhältnisses 1 : 2, 2 : 3,0 mit 8,25% Wasser (Betonkonsistenz nach der „Slump-Probe" 38 mm) durchgeführt. Über 500 Betonbalken 18 × 26 × 96 cm und gegen 200 Normenzylinder und Prismen wurden in der verschiedensten Weise gelagert bzw. nachbehandelt. Bei 110 Balken wurden dem Beton 2% des Zementgewichts Calciumchlorid zugesetzt. Die Festigkeitsprüfungen erstreckten sich auf Biegungszugfestigkeitsprüfungen, Druckfestigkeitsprüfungen und Oberflächen-Härteprüfungen nach der Kugelprobe.

An zahlenmäßigen Ergebnissen dieser Untersuchungen sollen hier diejenigen der Biegungszugfestigkeitsprüfungen folgen. Zur Veranschaulichung der Lagerungs- bzw. Nachbehandlungseinflüsse auf die Festigkeit des Betons sind in Spalte „Festigkeitsverhältnis" die Ergebnisse in % der Festigkeit des 7—14 Tage feuchtgelagerten Betons angegeben worden. Soweit die Prüfung schon im Alter von 3 Tagen vorgenommen worden ist, beziehen sich die Prozente auf die Festigkeit des 3 Tage unter feuchter Erde gelagerten Betons.

Lagerungs- bzw. Nachbehandlungsart	Biegungszugfestigkeit kg/cm² nach Tagen					Festigkeitsverhältnis nach Tagen				
	3	7	14	28	90	3	7	14	28	90
5 cm dicke Lage aus feuchter Erde aufgebracht 16—24 Std. nach Herstellung d. Betons u. 7—14 Tage an Ort u. Stelle belassen.	—	31,3	33	37,6	42,1	—	100	100	100	100
5 cm dicke Lage aus feuchter Erde aufgebracht 16—24 Std. nach Herstellung d. Betons u. 3 Tage an Ort u. Stelle belassen.	23,9	30,6	34,4	35,5	39,7	100	98	104	94	94
Balken hergestellt u. gelagert in Betonschalungen unter Anwendung einer Oberflächenbehandlung v. 1,35 kg Calciumchlorid pro m² Oberfläche, aufgebracht 16—24 Std. nach Einbringen des Betons.	—	—	33	33	37,6	—	—	100	88	89
Bedeckung mit Dachpappe 16—24 Std. nach Einbringen bis zum Tage vor der Prüfung.	—	28,8	30,2	33	32,7	—	92	91	88	78
Balken hergestellt in Holzformen u. 16—24 Std. nach d. Herstellung an d. Oberfläche behandelt mit 1,35 kg Calciumchlorid pro qm Oberfläche.	26	27,4	28,8	29,2	34,8	109	88	87	78	83
Luftlagerung ohne Oberflächenbehandlung.	20,8	24,2	25,6	27,1	30,6	87	78	78	72	73
Behandlung mit Natriumsilikat 16—24 Std. nach Herstellung mit Bürsten aufgebracht.	—	23,9	24,9	27,8	31,3	—	76	76	74	74

Allgemein wurden die Versuchsergebnisse wie folgt zusammengefaßt:

1. Eine Nachbehandlung des Betons ist wirksam, wenn sie dem Beton für die anfänglichen Hydratationsstadien eine der Anmachwassermenge ungefähr gleiche Feuchtigkeit erhält. (Diese allgemeine Fassung ist nicht richtig, vergleiche den Schlußabsatz.) Unter den angewendeten Lagerungsarten erwies sich die Lagerung in feuchter Erde als die günstigste. Eine die rasche Austrocknung des Betons befördernde Lagerung ergab einen Beton von niederer Festigkeit.

2. 7—14 Tage unter feuchter Erde lagernder Beton war nur wenig fester als solcher, der nur 3 Tage unter feuchter Erde lag.

3. Eine Oberflächenbehandlung des Betons mit 1,35 kg Calciumchlorid pro m² Betonoberfläche ergab eine relative Betonfestigkeit von 88% nach sieben Tagen und 83% nach 90 Tagen. Bei Verwendung geringerer wie auch höherer Mengen an Calciumchlorid (1,6 und 2,6 kg/m²) wurde die Festigkeit geringer (vgl. auch „Bauingenieur" 1925, Seite 740). Ein Abwaschen der Calciumchloridchicht nach 3 Stunden drückte die Festigkeit merklich herab; wusch man dagegen das Calciumchlorid erst nach einem Tag ab, so wurden im wesentlichen dieselben Festigkeiten erzielt wie bei dauernder Belassung des Überzuges.

4. In Betonschalungen hergestellte und mit 1,35 kg Calciumchlorid pro m² Betonoberfläche behandelte Balken wiesen relative Festigkeiten von 100% nach 14 Tagen und 89% nach 90 Tagen auf. Die Festigkeiten waren in diesen Fällen 12% höher als bei dem Beton, der in Holzformen hergestellt, normenmäßig gelagert und mit Calciumchlorid behandelt worden war.

5. Mit Dachpappe (asphaltic paper) bedeckter Beton hatte relative Festigkeiten von 92% nach 7 Tagen und 78% nach 90 Tagen. Die Oberflächenhärte war dabei gleich derjenigen des in feuchter Erde gelagerten Betons.

6. Luftlagerung wie auch Behandlung mit Natriumsilikat ergab einen Beton geringerer Festigkeit und geringerer Oberflächenhärte.

7. Ein Zusatz von 2% Calciumchlorid zum Beton beim Anmachen erhöhte die Biegungszugfestigkeit nach 3 Tagen um 4% bei Luft- und Calciumchloridlagerung, ergab aber keine Festigkeitserhöhung für feuchterdig gelagerten Beton.

8. Die größte Oberflächenhärte trat beim Beton größter Biegungszugfestigkeit auf. Im übrigen hatte der mit Calciumchlorid oder Natriumsilikat behandelte wie auch in Luft gelagerte Beton geringere Oberflächenhärte als der unter feuchter Erde oder unter Dachpappe gelagerte Beton.

Zu den vorstehenden Versuchsergebnissen ist kritisch zu bemerken, daß vor einer Verallgemeinerung der Ergebnisse gewarnt werden muß. Wenngleich die allerverschiedensten Lagerungsarten berücksichtigt worden sind, so besteht doch ein Mangel der Untersuchungen darin, daß sie sich nur auf einen Beton einer einzigen Konsistenz (anscheinend stark erdfeucht) bezogen. Die Versuchsergebnisse gelten aus diesem Grunde nur für diese Art von Beton. Es ist ja bekannt, daß bei nässeren Betonarten eine Wasserentziehung z. B. durch Gipsformen und dergl. festigkeiterhöhend zu wirken vermag (vgl. Heft 39 der Mitteilungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton). Für diese nasse Betonkonsistenz gelten die unter 1. angezogenen Schlußfolgerungen keinesfalls. Es steht zu vermuten, daß auch die übrigen Lagerungsarten sich bei andern Betonkonsistenzen anders auswirken werden.

Neuere selbsttätige Heberüberfälle in Italien.

Die Heberüberfälle zur selbsttätigen Entlastung von Staubecken haben in Italien, insbesondere bei Wasserkraftwerken, weite Verbreitung gefunden infolge ihrer leichten Herstellung in Eisenbeton, ihrer vollkommen selbsttätigen Wirkung und ihrer Anpassung in weiten Grenzen auch an schwierige Verhältnisse. Durch weiten Einlauf, niedrigen Oberteil, langen Unterteil, gute Abrundungen, günstigen Ausfluß und Ausbildung der Einzelheiten in erprobten Formen ist der Wirkungsgrad (Verhältnis der wirklich abgeführten Wassermenge zur rechnungsmäßigen $Q = F\sqrt{2gH}$) von 0,35 bis 0,40 bei älteren Anlagen auf 0,60 bis 0,65 bei neueren Anlagen gestiegen, unter günstigen Verhältnissen bei mäßiger Wasserabführung sogar bis 0,70. Wesentlich für einen guten Wirkungsgrad ist auch die Anlage der Heber in der Stromrichtung, um Wirbelbildung bei fortschreitender Absenkung zu vermeiden. Bei großen Anlagen wird das gleichzeitige

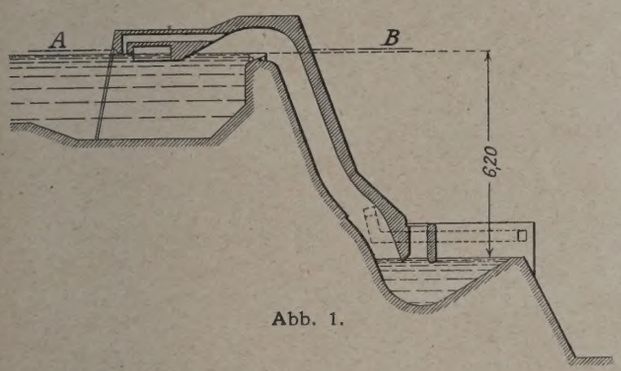


Abb. 1.

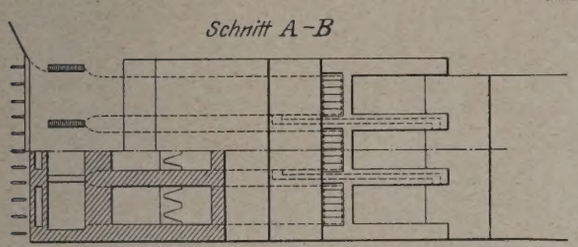


Abb. 2.

Abstürzen großer Wassermassen mit hoher Geschwindigkeit, das bedenkliche Erschütterungen hervorrufen kann, verhindert durch allmähliches und aufeinanderfolgendes Absaugen der Luft in den Hebern nebeneinander mittels einstellbarer Umläufe im Einlauf und Verbindungskanälen in den Scheidewänden des Auslaufs (Abb. 1 u. 2).

Die Londoner Zeitschrift Engineering vom 1. Januar 1926 bringt einen ausführlichen Auszug mit 22 Zeichnungen und 3 Abbildungen (S. 5—7 u. 16) von Guido Ferro von der Ingenieurhochschule in Padua aus dessen Abhandlung über selbsttätige Heberüberfälle im Jahrbuch für öffentliche Arbeiten (Rom 1924). Der Auszug enthält eine geplante und sieben ausgeführte Anlagen. Die geplante kühne Anlage war für die Abführung von 1000 m³/s durch 2 Gruppen von je 12 Hebern über die Sperrmauer im Orbafluß bei Molare bestimmt, ist aber wegen der bedenklichen Erschütterungen für die Mauer nicht ausgeführt, sondern durch zwei Gruppen von je 6 Hebern mit 500 m³/s Leistung bei 10 m Höhe ersetzt worden (vgl. Bauingenieur 1926, S. 176). Weiter enthält der Auszug mustergültige Anlagen für 20 m³/s bei 4,3 m Höhe, ferner mit 3 und 4 gekuppelten Hebern bei 6,2 und 8 m Höhe mit allmählichem Angehen, dann mit 6 gekuppelten Hebern bei 2,5 m Höhe mit Holzdecke der einstweiligen Abdeckung der Einläufe, um ohne erhebliche Umbauten die Höhe auf 5 m bringen zu können, und mit Ausmündung in einem Schacht von 5 m Durchmesser, endlich für einen Heber über ein Walzenwehr, mit der Wehrwalze fest verbunden (Abb. 3), schließlich für einen Einzelheber von 4 m Höhe mit 70% Wirkungsgrad.

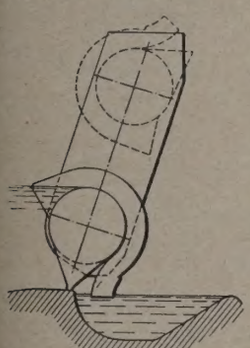


Abb. 3.

N.

Eisenbetonbrücke über die Rhone bei la Balme.

Die neue Brücke ersetzt eine Hängebrücke aus dem Jahre 1837 in der Straße von Chambéry nach Belley und konnte an eine engere Flußstelle wegen der Verschlechterung der Zufahrten für den stetig wachsenden Kraftwagenverkehr (viele Windungen, Tunnel) nicht verlegt werden. Sie ist, mit Ausnahme der gußeisernen Geländer und der Fußwegborde aus Naturstein, in allen Teilen aus Eisenbeton hergestellt, besteht aus einem eingespannten Bogen von 95 m Lichtweite, 9 m Pfeilhöhe, 6,84 m Breite und 75 cm gleichmäßiger Stärke, auf dem die Fahrbahntafel von 8,30 m Breite (6 m Straße und 2 × 1,15 m Fußwege) ruht, in der mittleren Strecke auf 34,2 m Länge unmittelbar mit ihm vereinigt, in den seitlichen Strecken von je 30,4 m Länge zunächst auf vier Längswänden und gegen die Widerlager hin auf vier Reihen von je sechs Säulen in 3,37 m Achsenabstand, die in den Stirnwänden oben und unten durch Halbkreisbögen verbunden sind (s. Abb.). Der Gewölberücken und die Fahrbahntafel sind mit Zementmörtel mit chemischen Zusätzen wasserdicht verputzt. Die Straße ist mit kreosotgetränktem Holzpflaster belegt. Das Lehrgerüst bestand aus 5 Bindern mit je 1,52 m Achsenabstand und ruhte mit Sandtöpfen auf 11 Pfahljochen mit Abständen von 5 bis 22 m (Mittelöffnung). Der Beton für die Gründungen und das Gewölbe hatte 400 kg Zement auf 0,5 m³ Flußsand und 0,7 m³ Flußkies von 3 bis 5 cm Korngröße und erreichte nach 90 Tagen 225 kg/cm² Druckfestigkeit. Der Beton für die übrigen tragenden Teile hatte 350 kg, für die Widerlager 300 kg

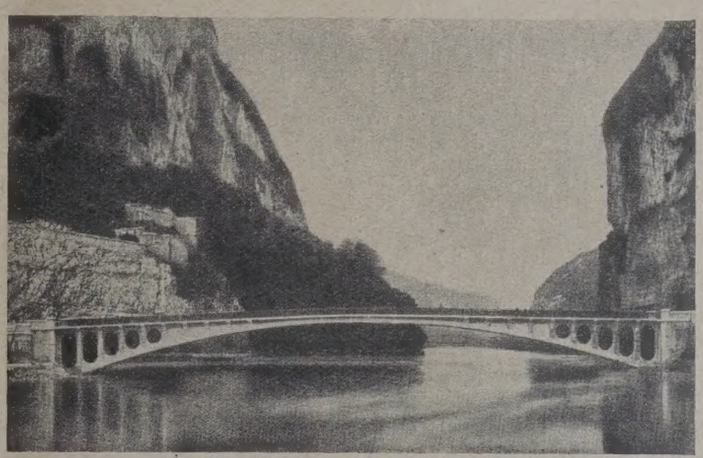


Abb. 1.

Zement auf die gleichen Kies- und Sandmengen. Der Bewehrungsstahl hatte 48 bis 52 kg Zugfestigkeit bei 23 bis 27% Dehnung. Das Gewölbe ist in zwei Schichten von 40 und 35 cm Höhe gegossen worden, wegen der Schwierigkeit der Arbeit bei voll eingebauter Bewehrung, mit allen Vorkehrungen zur sicheren Vereinigung beider Schichten. Das Gewölbe ist in 3¼ Monaten fertiggestellt worden, das übrige Tragwerk in 1½ Monaten, wobei die beiden Hälften hintereinander ausgeführt worden sind, um die teuren Schalungen für die Gliederungen der Stirnseiten zweimal verwenden zu können.

Der Berechnung ist zugrunde gelegt worden eine Straßenbahn oder Kleinbahn von 1 m Spurweite oder ein Lastenzug von 16 t schweren Wagen oder gleichmäßige Belastung von 400 kg/m² für die Straße und 300 kg/m² für die Fußwege mit 160 kg/m für die Geländer. Durch Einflußlinien ist für die einzelnen Bauglieder die jeweils ungünstigste Wirkung ermittelt worden. Die versteifende Wirkung der Fahrbahntafel ist berücksichtigt worden durch Annahme entsprechend vergrößerter, nach den Widerlagern abnehmender Gewölbequerschnitte. Die Richtigkeit der berechneten Spannungen ist von Professor Mesnager der Hochschule für Brücken- und Straßenbau in Paris an einem Modell aus ausgeglühtem Glas mittels polarisierten Lichtes nachgeprüft worden, nachdem ein 2 m langes Modell aus Stahl nicht befriedigt hatte, und hat bis 17% größere Spannungen ergeben, das ist weniger als die bis 25% ansteigenden Abweichungen bei Metallproben, also die Zuverlässigkeit des Verfahrens bestätigt.

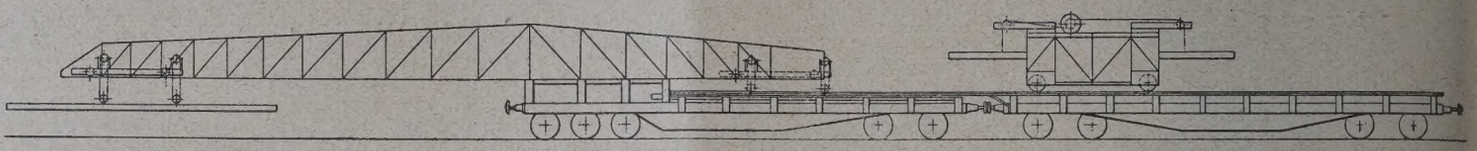
Anmerkung: Die versteifende Wirkung zwischen Überbau und Bogen wäre wirkungsvoller und billiger zum Ausdruck gekommen, wenn die Längswände ohne bauzweckfremde Zutaten voll bis an die Widerlager durchgeführt und die schweren Gußeisengeländer durch Eisenbetonbrüstungen ersetzt worden wären.

(Nach Reulos, Chefingenieur des Brücken- und Straßenbaues, im Constructeur de ciment armé (Paris) vom Januar 1926.)

Eisenbahngleislegungsmaschine.

(Nach Engineering vom 22. Januar 1926, S. 102—103 und Tafel VI—VIII.)

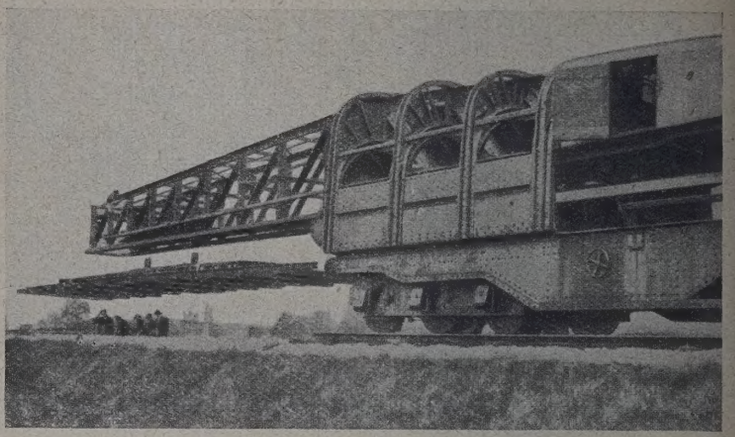
Die Gleislegungsmaschine besteht aus einem Bauzug mit einem Auslegerkran auf dem ersten Wagen, mehreren Wagen mit aufeinandergestapelten Gleisfeldern von Schienenlänge (Schienen und Schwellen fertig verbunden), einem Laufkran, der auf Längsschienen über alle beladenen Wagen hinlaufen kann, und einem Schlußwagen mit der Stromerzeugungsanlage zur Versorgung der Bewegungsvorrichtungen und zur Beleuchtung der Arbeitsstellen bei Nachtarbeit. Am Laufwagen des Auslegerkrans und am Laufkran hängen bewegliche Trag-



rahmen mit seitlichen Greifern zum Aufnehmen der Gleisfelder durch Umfassen der Schienenköpfe, wobei alle Greifer gleichmäßig durch ein Schneckengetriebe betätigt werden. Zum genauen Ausrichten des neuen Gleisfeldes an das schon verlegte sind die Aufhängeteile im Tragrahmen des Auslegerkranes durch gemeinsamen Schraubenantrieb seitlich verschiebbar. Bei der lotrechten Bewegung der Tragrahmen ist für Sicherung gegen Kippen und für zuverlässige Bremsung gesorgt. Der Laufkran ist so hoch gebaut, als es der Lichtraum der Eisenbahn gestattet, und übergreift infolgedessen das hintere Ende des Auslegerkrans; seine Steuerhäuschen für den Kranführer liegen im Betrieb außerhalb des Rahmens und sind sonst nach innen eingeklappt. Die Maschine arbeitet anstandslos auch auf Brücken und zwischen Futtermauern.

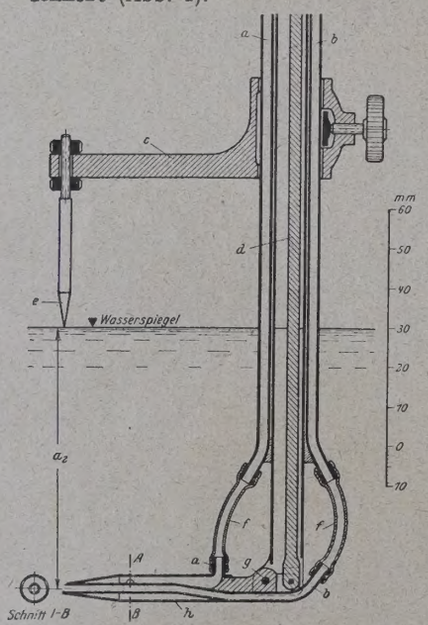
Die Maschine leistet beim Umlegen von Gleis (Aufnehmen des alten und Verlegen des neuen) mit 13,5 m langen Gleisfeldern 110 bis 135 m in der Stunde, bei 18 m langen Gleisfeldern bis 180 m. Durch das Zusammenbauen und Zerlegen der Gleisfelder auf den mit allen Hilfsmaschinen ausgestatteten Werkplätzen wird die Gesamthandarbeit auf die Hälfte derjenigen beim alten Verfahren verringert.

Die Maschine ist von A. W. Bretland, stellvertretendem Chefingenieur der irischen Großen Südbahn, erfunden, die Patente hat die Firma Herbert Morris in Loughborough erworben. N.



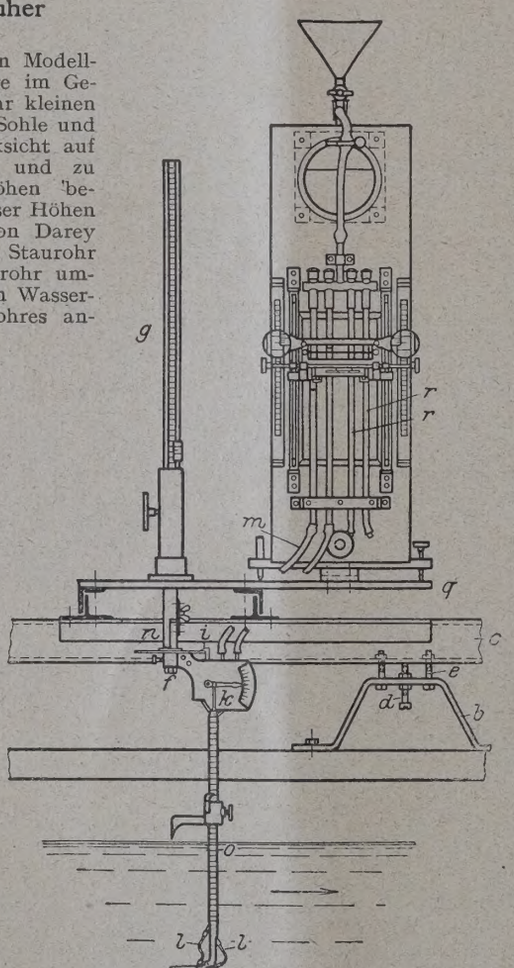
Universalstaurohr des Karlsruher Flußbaulaboratoriums.

Für Geschwindigkeitsmessungen in Modellströmen sind im allgemeinen Pitotrohre im Gebrauch; sie gestatten Messungen in sehr kleinen Flächen und in unmittelbarer Nähe der Sohle und der Wandungen des Gerinnes. Mit Rücksicht auf die in Versuchsanstalten auftretenden und zu messenden kleinen Geschwindigkeitshöhen bedient man sich zur genauen Messung dieser Höhen der Differentialrohre, wie sie zuerst von Darey angewandt worden sind. Das eigentliche Staurohr ist dort von einem weiteren Umhüllungsrohr umgeben, welches kegelförmig an die dem Wasserstrom zugekehrte Öffnung des Pitotrohres anschließt (Abb. 1).



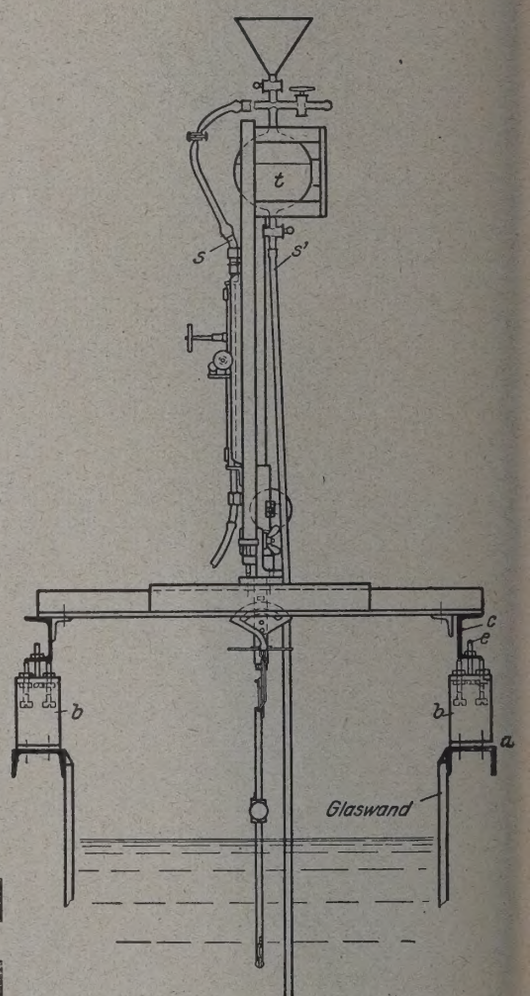
a statisches Rohr
b Druckrohr
c verschiebbarer Reiter
d Bewegungsstange
e Meßspitze
g Gelenk
h äußeres Gehäuse

Abb. 1.



a Randeisen der Rinne
b Böcke
c Gleitschienen
d Stellschrauben
e Spannschrauben
f Drehzapfen
g Vierkantgestänge
i Zeiger
k Zeiger
l Gummischläuche
m desgl.

Abb. 2 a.



n Gelenk
o Tragrohr
q Tragplatte
r Glasröhren
s aufwärts führendes Rohr
s' Ablaufschlauch
t Vakuumgerät

Abb. 2 b.

Nach dem im Karlsruher Flußbaulaboratorium gebräuchlichen Stau-Doppelrohr von 5 mm äußerem Durchmesser entsprechen die Höhenunterschiede der Wassersäulen im inneren Pitotrohre und in dem dieses Rohr umgebenden ringförmigen Raume mit großer Genauigkeit der Geschwindigkeitshöhe der relativen Geschwindigkeit zwischen dem Staurohr und dem dieses umgebenden Wasser. Für die Messung der Wasserspiegelunterschiede, auch bei Geschwindigkeiten von 0,15 m und darunter, genügt eine Ablesegenauigkeit von 0,1 mm, die anderseits durch die Meniskusbildung des Wassers im Glasrohr begrenzt ist. Die Ablesevorrichtung des Karlsruher Staurohres ist mit einer Spiegel-Fäden-Feinablesung versehen. Ein in einem verschieblichen Metallrahmen eingespannter Ablesefaden wird mit Hilfe

einer Wasserwage horizontal eingestellt und dann durch ein besonderes Zahngetriebe mit dem tiefsten Punkt des Meniskus und dem eigenen Spiegelbild hinter der betreffenden Glasröhre in eine Ebene gebracht. Die Fädenhöhe wird an den Maßstäben mit Lupen an Nonien bestimmt. Nachdem auf diese Weise in dem Unterschied der Wasserspiegelhöhen in der beiden Glasröhren die Geschwindigkeitshöhe k des Wassers an der Staurohröffnung ermittelt ist, ergibt sich die gesuchte Wassergeschwindigkeit zu $v = \mu \sqrt{2gk}$, wobei der Koeffizient μ durch jeweilige Eichung der Meßvorrichtung gefunden wird. Zu dem Ende, den Unterschied der Wasserspiegelhöhen schärfer und bequemer beobachten zu können, werden die Wasserspiegel mittels Verdünnung der Luft in den beiden Wasserstandrohren eines Staurohrs emporgehoben. Außer der beschriebenen Vorrichtung zur genauen Ablesung der Höhenunterschiede der Wasserspiegel in den Glasröhren besitzt das Karlsruher Staurohr Verschiebe- und Drehvorrichtungen, die es gestatten, an jeder beliebigen Stelle des Glasgerinnes in gewünschter Richtung Geschwindigkeitsmessungen vorzunehmen. Das Meßgerät ruht zunächst auf einem Längsschlitten, der in der Längsrichtung des Gerinnes auf beiderseitig angebrachten, gehobelten Gleitschienen verschiebbar ist. Dieser Schlitten trägt seinerseits einen Querschlitten (Abb. 2 a, b), der jede Einstellung im beliebigen Querschnitt des Gerinnes gestattet. Beide Stellungen sind meßbar und werden an Nonien abgelesen. Um nicht nur die wagerechten Geschwindigkeitskomponenten parallel zur Rinnenachse, sondern auch die Höchstgeschwindigkeit des Wassers in der Fließrichtung, ferner die stromaufwärts gerichteten Strömungen in Wasserwalzen oder schräg gerichtete Geschwindigkeiten parallel zum Bett, zur Bestimmung der größten Sohlengeschwindigkeiten auf dem Vor- und Abschußboden von Stauschwellen oder überströmten Dämmen zu messen, ist die Drehung des Staurohres um eine lotrechte und eine wagerechte Achse vorgesehen. Die lotrechte Drehachse geht durch die Öffnung des Staurohres hindurch; letzteres dreht sich um den Gelenkpunkt f am unteren Ende des lotrechten Vierkantgestänges g. Zur Einstellung des Staurohres in eine zur Wagerechten geneigte Stellung ist das Staurohr mit dem Gelenk g (Abb. 1) mit wagerechter Achse an dem Tragrohr befestigt und wird durch die Gestänge d in die gewünschte Lage gedreht. Auch diese beiden Stellungsänderungen werden durch Winkelablesungen gemessen. Das nach den Entwurfszeichnungen von Prof. Rehbock ausgeführte Universalstaurohr hat die bei zahlreichen Geschwindigkeitsaufnahmen im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe an die Messungen gestellten Erwartungen voll erfüllt. (Zeitschr. d. V. D. I. 1926, S. 21.) E.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Fortschritte und Rückschritte im Verdingungswesen.

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, Privatdozent
an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

In den Heften 5, 6 und 7 des „Bauingenieur" 1926 hat unter der Bezeichnung: „Wagnis oder Preisgliederung?" und „Preiszergliederungsliste und Leistungsverzeichnis als Mittel zur Gesundung des baugewerblichen Verdingungswesens" ein Meinungsaustausch zwischen dem Verfasser und Herrn Regierungsbaumeister Direktor Meisenhelder in Frankfurt a. M. stattgefunden, der in verschiedenen wichtigen Punkten übereinstimmende Auffassung erkennen läßt. Nachstehend sei versucht, die Frage — von den übereinstimmenden Punkten ausgehend — dadurch weiter zu fördern, daß die seitherigen Fortschritte und Rückschritte betrachtet und danach einige Vorschläge zur praktischen Weiterbildung der Frage gemacht werden.

Zunächst herrscht darüber nur eine Meinung, daß die Preiszergliederung bestimmt nicht das richtige Mittel ist, um die Frage des angemessenen Preises weiter zu fördern, und zwar im wesentlichen aus folgenden Gründen:

1. Sie ist für die vielfältigen Verschiedenheiten der vorkommenden Leistungen zu schematisch und namentlich für größere Ingenieurarbeiten nicht genügend anpassungsfähig. — 2. Sie kommt selbst da, wo dieser Mangel nicht stören würde, den tatsächlich wohlbegründeten Veranschlagungsgepflogenheiten des praktischen Unternehmers zu wenig entgegen. — 3. Sie bedeutet daher nicht, wie vielfach zu ihren Gunsten angeführt wird, eine einfache Reinschriftwiederholung dessen, was der Unternehmer ohnehin für sich ausarbeiten muß, sondern eine vollständige Umgruppierung, also eine erhebliche Mehrarbeit, deren Zwecklosigkeit im gleichen Verhältnis zunimmt, wie der Kreis der Bewerber sich vergrößert. — 4. Durch die der Praxis nicht entsprechende Art der Fragestellung verführt sie dazu, die Zuschläge, auf die es bei dieser Art der Fragestellung ja wesentlich ankommt, gefühlsmäßig oder bewußt nach taktischen Erwägungen abzustimmen, ein Vorgehen, daß sich schon in die sonst übliche Art der Preisbildung einschleicht, wenn der Wettbewerb lebhaft ist, also ein Auswuchs, der dort schon bekämpft wird und gewiß nicht in anderer Form von neuem aufzutauchen braucht.

Meisenhelder erkennt der Preiszergliederung das nunmehr schon historische Verdienst zu, daß sie als Abrechnungsbehelf in der Zeit des schwankenden Geldstandes nützlich gewirkt hat. Außerdem behält sie nach Ansicht des Verfassers ihren Wert für regelmäßig wiederkehrende gleichartige Handwerksarbeiten des Hochbaus, vorausgesetzt, daß die Fragestellung dem tatsächlichen Rechnungsgang des Unternehmers richtig angepaßt wird.

Grundsätzlich herrscht also Einigkeit darüber, daß die Preiszergliederung in der bisher meist üblichen Form als Mittel zur Weiterbildung des Verdingungswesens in Richtung auf den angemessenen Preis nicht in Frage kommt.

Zur vergleichenden Beurteilung dessen, was nach Ansicht beider Verfasser an die Stelle der bisherigen Preiszergliederung treten soll und zum Teil auch schon getreten ist, bedarf es einer kurzen begrifflichen Verständigung über die Bedeutung der verwendeten Ausdrücke. Beide Verfasser stimmen formell und sachlich darin überein, daß die Grundlage einer verständigen Preisbildung in einem richtig gegliederten Leistungsverzeichnis besteht. Meisenhelder will die Bezeichnung „Nebenleistungen" nicht gelten lassen, mit der Begründung, daß alle Leistungen untrennbare Bestandteile einer organischen Gesamtleistung seien. Es kommt so sehr auf die Bezeichnung nicht an, sondern mehr auf den Begriff und auf das Hilfsmittel der Gliederung. Infolgedessen ist es auch unerheblich, ob man von Nebenleistungen oder Hilfsleistungen spricht. Wesentlich ist nur eins: die Gliederung so zu fassen, daß grundsätzlich diejenigen Leistungsbestandteile, die beim Unternehmer Gegenstand einer selbständigen Zahlen- und Rechnungsgruppe zu sein pflegen, auch in der Fragestellung des Leistungsverzeichnisses entsprechend selbständig auftreten. Einen anderen Maßstab für diese Unterteilung gewinnt man, wenn man sich die Frage vorlegt, inwieweit die einzelnen Unterpositionen wiederum zum Gegenstand eines selbständigen Angebotes gemacht werden könnten. Auch der Unternehmer führt ja nicht alles selbst aus. Er vergibt beispielsweise je nach Zweckmäßigkeitsgesichtspunkten Rammarbeiten, Wasserhaltungen, Maurerarbeiten in Akkord, er mietet Geräte, Maschinen usw. Ebenso muß der Unternehmer, um zutreffend veranschlagen zu können, eine sehr weitgehende Gliederung der einzelnen Leistungsbestandteile vornehmen, insbesondere dann, wenn eine unorganische Vielheit von Leistungen zu wenigen Gesamtpositionen verbunden ist.

Aus diesem Grunde befürwortet Verfasser eine Gliederung des Leistungsverzeichnisses, die auf den wirklichen Gang des Voranschlages beim Unternehmer mehr Rücksicht nimmt, als dies bisher geschah, also eine solche Gliederung, bei der die Leistungsbestandteile ungefähr so zerlegt sind, wie sie sich darstellen, bevor der Unternehmer sie auf die verlangten Positionspreise umrechnet.

Da dann diese Leistungsbestandteile nicht wie bei der bisherigen Preiszergliederung in senkrechten Spalten nebeneinander auftreten, sondern im Anschlagsvordruck übereinanderstehen, also wagrecht liegen, wurde hierfür der Ausdruck „wagerechte Preisgliederung" gewählt. Die Bezeichnung „wagerechte Preisgliederung" mag zunächst versuchsweise

beibehalten werden, mit dem Hinweis darauf, daß damit grundsätzlich nichts anderes als eine verständige und zweckmäßige Zerlegung gemeint ist.

Ein Beispiel wird das Gesagte am besten erläutern. Schon jetzt ist es bei großen Erdarbeiten und sonstigen umfangreichen Baustellen vielfach üblich, aus der Einrichtung der Baustelle und ihrem Abbau besondere Positionen zu machen. Ebenso wird häufig hinsichtlich der Gerätevorhaltung und auch hinsichtlich der Vorhaltung von Lehrgerüsten verfahren. Die Zweckmäßigkeit eines derartigen Vorgehens reicht noch über den Einteilungsvorgang hinaus und liegt sogar noch mehr im Interesse des Unternehmers als des Bauherrn, und zwar gerade aus einem Grunde, der früher von Seiten der Verwaltung gegen die Schaffung solcher Positionen sprach.

Früher klammerte man sich an die Rechtslage: der Unternehmer durfte nur Leistungen in Rechnung stellen, deren Gegenstände bereits in das Eigentum des Bauherrn übergegangen waren. Bei Anschlagszahlungen auf Brückenteile, die das Werk noch nicht verlassen hatten, half man sich mit dem Eigentumsvorbehalt. Bei der Vorhaltung eines Gerätes oder eines Lehrgerüstes, das seinem Wesen nach im Eigentum des Unternehmers verbleiben muß, ist dieser Weg natürlich nicht gangbar. Der Vorteil liegt aber bei der vorgeschlagenen Gliederung gerade hier auf seiten des Unternehmers. Denn wenn eine derartige Vorhaltung Gegenstand einer Position des Anschlages sein kann, wird sie damit auch Gegenstand der Position in der Abschlagszahlung. Da nun die Geräte- oder Lehrgerüstvorhaltung der eigentlichen Leistung oft zu einem wesentlichen Teil vorausgeht, so bindet sie, wenn nur nach Positionsmerkmalen der Hauptleistungen gerechnet wird, in der Vorbereitungszeit ein unnötig hohes Betriebskapital, und selbst ein freundwilliger Bauherr, der das Lehrgerüst bevorschussen möchte, ist oft im Zweifel, wie er das begründen soll und wie hoch er gehen darf. Wird das Lehrgerüst Gegenstand einer selbständigen Position, so ist jeder Zweifel behoben, und das Betriebskapital kehrt viel rascher zurück. Man kann sogar mit der Leistungszerlegung noch weiter gehen. Beispielsweise zerfällt Gerätevorhaltung in Miete und Unterhaltung und Miete wiederum in Zinsen und Tilgung. Es kann zweckmäßig sein, die Gerätemiete zum Gegenstand einer selbständigen Position zu machen. Begriffliche Schwierigkeiten bestehen nicht; denn für den Unternehmer, der gewissenhaft rechnet, ist die Gerätemiete bereits eine selbständige Rechnungsgröße, besonders dann, wenn er selbst solche Geräte anleiht. Auch die Unterhaltung ist eine für sich erfaßbare Größe, die mindestens einigermaßen zuverlässig geschätzt werden muß.

Eine derartige Gliederung bietet außerdem noch weitere Vorteile. Wenn beispielsweise die Gerätemiete als selbständige Position erscheint, so ist damit ein sicherer Maßstab gegeben, um Mehrforderungen auszugleichen, wenn sich unerwartete Verzögerungen ergeben, die der Unternehmer nicht zu vertreten hat. Muß das Gerät aus solchem Anlaß unbenutzt ruhen, so läuft einfach die Position „Miete“ um einen entsprechenden Zeitabschnitt weiter.

Sinngemäß das gleiche gilt auch von der Vorhaltung des Lehrgerüstes: auch dort stehen Holz- und Eisengerüst in Miete, auch dort ist eine Unterhaltung erforderlich. Ferner kommt aber noch der Auf- und der Abbau hinzu, der sich bei mehrfacher Verwendung wiederholt. Beim Veranschlagen muß man hiervon ausgehen, es besteht also kein Hindernis, auch eine entsprechende Gliederung der Leistungen vorzunehmen.

Die Gefahr, daß bei einer derartigen Gliederung — wie bei der Preiszergliederung — Zahlen auftauchen, die Meisenhelder als „frisiert“ bezeichnet, liegt hier wohl nicht vor, mindestens ist sie sehr viel geringer. Höchstens ein Umstand könnte zu denken geben: Es werden bisweilen die zeitlich vorantretenden Positionen in den Einheitspreisen etwas überhöht, die später folgenden dagegen etwas gesenkt, um damit zu erreichen, daß das anfangs stark angespannte Betriebskapital rascher zurückkehrt.

Hinsichtlich der von Meisenhelder als Hilfsleistungen bezeichneten Zusatzbelastungen des Unternehmers ist noch in einem wichtigen Punkte Übereinstimmung festzustellen:

Es ist vielfach üblich, dem Unternehmer auch Leistungen aufzubürden, die mit der technischen Seite des Bauvorhabens überhaupt nichts zu tun haben. Das trifft besonders für die Regelung von Grunderwerbs- und Genehmigungsfragen zu. Dabei geht es nicht so sehr um die Kosten als vielmehr um Mühe und Zeitverlust. Ein auf produktive Arbeit eingestelltes Unternehmen kann förmlich lahm gelegt werden, wenn ihm derartige Aufgaben zugemutet werden, die für die verwaltungsmäßig geschulte Behörde keine fühlbare Mehrbelastung darstellen. Außerdem hat die Behörde ohnehin in solchen Fragen meist ein starkes Übergewicht, kann mit verkürzter Frist Besitz ergreifen und überhaupt viel entschiedener vorgehen, während der Unternehmer in solchen Fällen doch leicht in die Rolle des Ausbeutungsobjektes gedrängt wird. Es ist auch nicht stichhaltig, die Regelung des Grunderwerbes für vorübergehende Zwecke, z. B. für Zufahrten, Werk- und Lagerplätze, von behördlicher Seite abzulehnen mit der Begründung, daß die Behörde die Plätze nicht erwerben kann, weil sie sie später nicht mehr braucht. Sie kann sie in solchem Falle ebensogut pachten wie der Unternehmer und kann sogar erforderlichenfalls auf Pacht enteignen.

Auch dort, wo ein Genehmigungsverfahren nicht mit materieller Belastung verbunden ist, sollte man die Unternehmer nicht zum Briefträger behördlicher Meinungsverschiedenheiten herabwürdigen. Genehmigungsanträge für statische Berechnungen, für Benutzung von Straßen, Vorflutanlagen usw. müssen vom Bauherrn aus gestellt werden, was selbstverständlich nicht ausschließt, daß der Unternehmer die Unterlagen dazu liefert.

Hierauf ist dort besonders zu achten, wo die Fristen für den Unternehmer von solchen Zwischengenehmigungen abhängen. Übernimmt er die Durchführung eines solchen Genehmigungsverfahrens, so haftet er für das Zeitmaß, in welchem die beteiligten Behörden die Angelegenheit erledigen. Es ist nicht immer leicht zu beweisen, in welchem Umfange die Behörden bei der Erledigung das zulässige Maß an Zeit überschritten haben. Auch aus diesem Grunde ist es besser, wenn die Verantwortung für das Genehmigungszeitmaß der mitwirkenden Behörden bei dem Bauherrn verbleibt.

Auch über die Frage der Nachprüfung eingereichter Angebote herrscht im wesentlichen Einverständnis. Es unterliegt keinem Zweifel, daß ein Unternehmer, der gewissenhaft gerechnet hat und auf Grund seiner Preise auf den Auftrag hoffen kann, gern bereit sein wird, auf Befragen darüber Auskunft zu geben, wie seine Preise zustande gekommen sind, und den Nachweis zu erbringen, daß er mit diesen Preisen bestehen und bedingungsmäßige Arbeit liefern kann. Verfasser hat schon früher darauf hingewiesen, daß derartige Verhandlungen unbedingt vertraulichen Charakter haben müssen. Der Vertreter des Bauherrn muß sich vor Augen halten, daß ihm diese Mitteilungen nur zu dem Zwecke gemacht werden, über das vorliegende Angebot des Unternehmers ein Urteil zu gewinnen. Beispielsweise darf er deshalb nicht die Gesichtspunkte, die ihm aus der Preisgestaltung des einen Unternehmers als besonders zweckmäßig erscheinen, zum Gegenstand der Fragestellung bei einem anderen Unternehmer machen. Die erlangten Auskünfte dürfen vielmehr immer nur zur Beurteilung jedes einzelnen Angebots in sich verwandt werden.

Ebenso wie die Entschließung zur Vergebung im freien Ermessen des Bauherrn gehalten wird, muß es auch im freien Ermessen des Unternehmers stehen, in welchem Umfange er dem Vertreter des Bauherrn dieses weitgehende Vertrauen hinsichtlich der Auskunftserteilung entgegenbringen will. Mit Fug und Recht wird man feststellen können, daß eine Verpflichtung zur Erteilung solcher Auskünfte nicht besteht, um so mehr als der Unternehmer ja selbst der Leidtragende sein wird, wenn er aus wichtigen Gründen die Auskünfte ablehnt.

(Fortsetzung folgt.)

Maßnahmen zur Förderung des Kleinwohnungsbaues in der Schweiz. Der Kantonsrat in Zürich hat dem Regierungsrat einen Kredit von 500 000 Frs. für die Förderung des Kleinwohnungsbaues im Laufe des Jahres 1926 zur Verfügung gestellt. Es werden nur Projekte mit Wohnungen von 2 bis 4 Zimmern, sowie von solchen mit mehr Zimmern für kinderreiche Familien unterstützt. Gemeinden, die am meisten unter der Wohnungsnot leiden, und gemeinnützige Baugenossenschaften werden bevorzugt; es können aber auch Private berücksichtigt werden. Die Bauausführung soll solide, einfach und zweckmäßig sein. Die Miete ist so niedrig wie möglich zu halten; sie soll in Zürich und Winterthur 1000 bis 1200 Frs. für die Vierzimmerwohnungen nicht übersteigen und in den übrigen Gemeinden entsprechend niedriger gehalten werden.

Staatliche Förderung der kommunalen Bautätigkeit in Niederschlesien. Dem Provinzialverband Niederschlesien ist seitens der zuständigen Minister die Genehmigung erteilt worden, für Zwecke des Ausbaues von Provinzialanstalten, Straßenbauten und andere vorwiegend werbende kommunale Zwecke im Inlande Inhaberschuldverschreibungen im Betrage von 6 000 000 RM. aufzulegen. Die Anleihe wird mit 8% für das Jahr verzinst und mit 2% jährlich durch Ankauf oder Auslosung getilgt.

Beratung über die Erwerbslosenfürsorge. Am 19. und 20. April hat in Frankfurt a. M. eine Besprechung des Reichsarbeitsministeriums mit den Sozialministerien der Länder über die schwebenden Fragen der Erwerbslosenfürsorge stattgefunden, bei der auch das Reichsfinanzministerium, das Reichswirtschaftsministerium und das Reichsernährungsministerium vertreten waren. Aus der Besprechung ist hervorzuheben, daß nach der übereinstimmenden Auffassung fast aller Länder die gegenwärtige Regelung der Unterstützungssätze nur noch für eine kurze Übergangszeit aufrecht erhalten werden kann. Die Länder sind — in Übereinstimmung mit dem Arbeitsausschuß des Reichswirtschaftsrates — der Ansicht, daß ein Unterstützungssystem nach Lohnklassen eingeführt werden muß. Die Frage wird unverzüglich das Reichskabinett beschäftigen.

Großhandelsindex.

24. März	31. März	7. April	14. April	21. April	28. April
119,0	121,2	122,0	123,6	123,2	123,4

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 29. April.)

Achte Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz) vom 30. 8. 1924. Vom 27. April 1926. (Reichsanz. Nr. 97).

Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. (Reichsministerialblatt S. 119).

Bekanntmachung über die Ausfallbürgschaft des Reichs und der Länder bei Lieferungen nach der Union der Sozialistischen Sowjet-Republiken. (Reichsanz. Nr. 92.)

Verbandsmitteilungen.

Am 10. und 11. Mai findet die XVI. ordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und die VIII. ordentliche Hauptversammlung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. statt. Ort der Tagungen ist Baden-Baden (Kurhaus). Die Tageseinteilung ist folgende:

10. Mai: Vormittags 9 Uhr Sitzung des Gesamtvorstandes des B. T. A. V. und Sitzung des Hauptausschusses des B. T. W. V. Nachmittags 2 Uhr Gemeinsame Hauptversammlung beider Verbände: Geschäftlicher Teil. Daran anschließend Hauptversammlung des B. T. A. V.: Geschäftsbericht II. Teil.

11. Mai: Vormittags Fortsetzung der Hauptversammlung des B.T.A.V. und Hauptversammlung des B. T. W. V.: Geschäftsbericht II. Teil.
Abends gemeinsames Essen im Kurhaus.

12. Mai: Vormittags Ausflug zum Murgwerk — Schwarzenbachtalsperre — Kurhaus Hundseck. Von da Rückfahrt nach Baden-Baden.

Personalien.

Prof. Dr. Rohn, der Vertreter der Statik und des Brückenbaues an der Technischen Hochschule in Zürich, z. Zt. Rektor, wurde vom Bundesrat zum Präsidenten des Schweizerischen Schulrats ernannt. Er scheidet aus dem Lehrkörper aus.

Der unmittelbare Vorgänger, Prof. Dr. Gnehm, war Chemiker, der selbst einem aktiven Offizier der schweizerischen Armeen al Schulratspräsident folgte. Von besonderem Interesse ist es deshalb, daß die Wahl z. Zt. auf einen Bauingenieur gefallen ist.

Die Schriftleitung beglückwünscht Prof. Dr. Rohn zu seiner Wahl und wünscht ihm in seiner für die Entwicklung des technischen Hochschulwesens der Schweiz so verantwortungsvollen Stellung vollen Erfolg.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 14 vom 8. April 1926.

Kl. 65 a, Gr. 7. 428 291. Fa. Commanditaire Vennootschap Froger's Electriciteits Maatschappy, Arnhem, Holland; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Tiefgangsmesser für Schiffe. 2. XI. 24. C 35 626. Holland 18. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 22. 428 224. Franz Rippl, Stettin, Barnimstr. 73/74. Herstellung harter und fester, aber poröser vornehmlich für Bausteine geeigneter Schlacken. 28. XI. 20. R 51 664.

Kl. 84 a, Gr. 3. 428 296. Dipl.-Ing. Hans Lenz, Eisenach, Luisenstraße 16. Absperrvorrichtung für übereinanderliegende Becken, z. B. für die Sparbecken einer Schleuse. 16. X. 24. L 61 429.

Kl. 84 c, Gr. 1. 428 202. Fa. Rudolf van Endert, Düsseldorf. Vorrichtung zum Herstellen von Erdlöchern mit Betonausfüllung. 6. IV. 22. E 27 955.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Über Querprofile von Binnenschiffahrtskanälen. Von Dr.-Ing. Paul Schmies. Mit 51 Textabbildungen und 4 Tabellen. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1925. 5,10 RM.

Während früher unsere Schiffahrtskanäle einen trapezförmigen Querschnitt erhielten, hat man neuerdings bei uns dem Querschnitt die Muldenform zugrunde gelegt, die aus den an den alten Kanälen gemachten Erfahrungen und aus den Ergebnissen von Modellversuchen entstanden ist. Es ist eine Tatsache, daß der trapezförmige Querschnitt mit wagerechter Sohle und mit Böschungen 1 : 2 sich im Laufe der Zeit so umformt, daß in der Mitte eine Vertiefung entsteht und Boden sich seitlich ablagert. So hat man neuerdings dem Kanalquerschnitt die Form gegeben, die aus den Einwirkungen des Betriebes von selbst entsteht. Insbesondere haben die im Jahre 1905 in Übigau angestellten Modellversuche den Nachteil einer zu großen Wasserspiegelbreite erwiesen: das Maß der Einsenkung des Wasserspiegels neben dem fahrenden Kahn war nämlich bei diesen Versuchen fast das gleiche bei den verschiedenen untersuchten Kanalprofilen, so daß beim breitesten Wasserspiegel (Trapezprofil) auch die größte Querschnittsverkleinerung, mithin auch der größte Schiffswiderstand auftrat. Der von Sympher eingeführte muldenförmige Regelquerschnitt ist dadurch gekennzeichnet, daß sich beiderseits auf die unter 1 : 16 ansteigende Sohle zunächst eine Böschung 1 : 4 aufsetzt. Ihr folgt unter Wasser eine Übergangsböschung 1 : 3, dieser im Bereich der Brandungswelle eine beschotterte Böschung 1 : 2 und von 1 m über Wasserspiegel ab eine Rasenböschung 1 : 1,5.

Bei der Ausführung der Kanalstrecke Hannover—Peine ist dieses Profil dahin abgeändert worden, daß unter Ausschaltung der Böschung 1 : 3 die Böschung 1 : 2 bis herunter zur Böschung 1 : 4 geführt wird, wodurch der obere befestigte Teil 1 : 2 einen besseren Fuß für den Steinbewurf erhalten hat. — Ferner hat der große Betrieb auf dem Ems-Weser-Kanal ergeben, daß auf dem befestigten Teil 1 : 2 die Steine herabrollen. Beim Lippeseitenkanal soll deshalb in Dichtungsstrecken, also dort, wo sich die Befestigung auf eine mit einer Schutzschicht bedeckte Tonschicht aufsetzt, die Neigung 1 : 3 statt 1 : 2 nach oben hin fortgesetzt werden. In den übrigen Kanalstrecken tritt an Stelle der Neigung 1 : 2 eine solche 1 : 2,5. Auch für die Fortsetzung des Mittellandkanals wird eine Verflachung des befestigten Teils vorgesehen werden.

Während somit an der grundsätzlichen Anordnung des Muldenprofils nichts geändert worden ist und geändert werden soll, tritt die vorliegende Schrift für eine Rückkehr zum alten Trapezprofil, mit allerdings wesentlich größeren, aber deshalb unwirtschaftlichen, Ausmaßen ein, wie solches früher schon O. Franzius[1]) und Busemann[2]) getan haben. Es würde zu weit führen, die Anschauungen des Verfassers an dieser Stelle eingehend zu beleuchten. Ich muß mich vielmehr darauf beschränken, auf die Darlegungen zu verweisen, mit denen Volk[3]) und H. Krey[4]) die Forderungen von O. Franzius und Busemann abgelehnt haben, und die auch für die Beurteilung der vorliegenden übrigens fleißigen und vortrefflich ausgestatteten Schrift wertvoll sind. H. Engels.

[1]) Die technische Ausgestaltung unserer Kanäle. Zeitschr. des V. d. I. 1919, S. 645.

[2]) Grundlegende Abmessungen und Speisewasserbedarf neuer Hauptwasserstraßen. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 505.

[3]) Der Querschnitt des Mittellandkanals. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 621.

[4]) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1919, S. 536.

Die Kraftwagenstraßen. Von Dr.-Ing. Rudolf Schenk. Zementverlag G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstr. 74-Broschiert 4,80 RM., in Ganzleinen gebd. 6 RM.

Im Vordergrunde der Bauaufgaben steht jetzt die Herstellung von widerstandsfähigen Straßendecken, die dem Kraftwagenverkehr gewachsen sind, weil die Erneuerung des Straßennetzes eine der Vorbedingungen für den Wiederaufbau unserer Wirtschaft ist.

Das Buch von Dr.-Ing. Schenk kommt daher wie gerufen. Es bringt in wissenschaftlich präziser Darstellung die auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte und lehrt, wie man Linienführung und Gestaltung der Straßen dem Kraftwagenbetrieb am besten anpaßt und die Herstellung der Straßendecken auf Grund der neuesten Erfahrungen und wissenschaftlichen Forschungen sachgemäß bewirkt. Die im Ausland gemachten Erfahrungen wurden den deutschen Verhältnissen angepaßt. Normale Beispiele und Bilder machen die in knapper Form gehaltenen Darstellungen weiter allgemein verständlich. Das Buch ist daher nicht nur für Bauingenieure unentbehrlich, sondern auch für die Automobil-, Reifen-, Asphalt-, Teer-, Stein- und Zementindustrie von großem Interesse. Ferner bildet dieser Leitfaden auch iür alle, die mit der Unterhaltung von Wegen zu tun haben — Provinzen, Kreise und Gemeinden — einen erwünschten Ratgeber.

W. Müller.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Felix Klein in memoriam.

Der Berliner Bezirksverein Deutscher Ingenieure, die Berliner Mathematische und die Physikalische Gesellschaft sowie der Berliner Verein zur Förderung des mathematischen Unterrichts veranstalteten am 24. April d. J. in der Aula der Berliner Universität eine Gedächtnisfeier für den am 22. Juni 1925 im 76. Lebensjahre verstorbenen Göttinger Mathematiker Felix Klein, zu der auch die D. G. f. B. geladen und vertreten war. Die Namen der veranstaltenden Gesellschaften lassen bereits die weitreichenden Wirkungen dieses umfassenden großen Geistes erkennen, die im einzelnen durch die Festreden noch genauer umrissen wurden. Prof. Lorey-Leipzig schilderte Kleins Persönlichkeit und seine Verdienste um die Aufstellung von weit über Deutschlands Grenzen hinaus als mustergültig anerkannten Studienplänen für den mathematischen Unterricht auf Schule und Hochschule. Besonders eindrucksvoll war die tiefschürfende Würdigung der grundlegenden Verdienste Kleins um die Mathematik durch Prof. Hamel-Berlin, der den inneren Zusammenhängen der Kleinschen Arbeiten nachging von den geometrischen über die algebraisch-gruppentheoretischen sowie denen zur Invariantentheorie bis zu den funktionentheoretischen, ferner den physikalisch-praktischen über den Kreisel. Auch die große Enzyklopädie der Mathematischen Wissenschaften ist Kleins Werk. Prof. Prandtl-Göttingen schilderte schließlich Kleins außerordentliche Verdienste um die angewandte Mathematik, sein erfolgreiches zähes Streben, die Brücke von der werktätigen Welt der Technik zur mathematisch-naturwissenschaftlichen Forschung zum Zwecke gegenseitiger Befruchtung zu schlagen. Die in Göttingen geschaffenen Forschungsinstitute, die als Lehrer an die Göttinger Universität berufenen Ingenieure in den Seminaren und Sondervorlesungen über Elastizität, graphische Statik, Hydraulik, Theorie des Schiffes, Geodäsie, Versicherungsmathematik u. a. haben nicht nur die „Universitätler" über die Forschritte der Technik belehrt, sondern eigene Forschungen durchgeführt und viele von der Technischen Hochschule kommenden Ingenieure fortgebildet und zu Führern und Lehrern erzogen. Die heutigen Kenntnisse der Aerodynamik, des Winddruckes auf Bauwerke, gewisser Festigkeits-, Wärme- und elektrischer Probleme sind in Instituten gewonnen, die allein durch das Wirken von Felix Klein entstanden sind. So hat die Ingenieurwelt in ihm einen verständnisvollen Förderer verloren.

Die würdevolle Feier wurde von Mozarts Maurischer Trauermusik und Beethovens Larghetto aus der zweiten Symphonie umrahmt.

Regierungsbaumeister Eisner.

Ortsgruppe Brandenburg.

Der neue Unterwassertunnel in Friedrichshagen bei Berlin.

Am 27. April 1926, nachmittags 3 Uhr, fand eine Besichtigung des im Bau begriffenen Personentunnels der Stadt Berlin unter der Spree in Friedrichshagen statt. Herr Magistratsbaurat La Baume vom Brückenbauamt der Stadt Berlin, der den Entwurf angefertigt hat und die Bauleitung ausübt, gab in einem längeren Vortrag die erforderlichen Erläuterungen.

Zurzeit wird in Friedrichshagen unter der Spree gegenüber vom „Müggelschlößchen" ein Personentunnel gebaut. Die Überlastung der dortigen Fähre war an Sommerabenden, namentlich Sonntags, so gefahrdrohend geworden, daß das Brückenbauamt der Stadt Berlin zunächst eine Brücke über die Spree im Zuge der Friedrichstraße entwarf; diese Brücke hätte große Rampen erfordert, da man 12 m über Wasser lichte Höhe schaffen wollte, um wenigstens den zahlreichen kleinen dort verkehrenden Segelbooten ein Niederlegen des Mastes zu ersparen. Trotz dieser Höhe wurde der Entwurf von der Wasserstraßenverwaltung nicht gebilligt, weshalb man sich zu einer eUntertunnelung der Spree entschloß. Da an der für die Brücke vorgesehenen Stelle infolge eines tiefen Kolkes erst in 24 m Tiefe ein guter Baugrund vorliegt, verlegte man den Tunnel etwa 100 m weiter spreeaufwärts, wo sowohl besserer Untergrund vorliegt, als auch die erforderliche Achslänge geringer ist. Einschließlich der Treppen (auf jeder Seite 4 × 12 = 48 Stufen) hat der Tunnel eine Gesamtlänge von 120 m.

Das Brückenbauamt hält von allen Gründungsmöglichkeiten eine Senkkastengründung mit Druckluft hier für die sicherste und gebotene. Um während des Baues eine möglichst große Durchfahrtsbreite zu haben, werden nur zwei Senkkasten niedergebracht von je 52,09 m Länge, 7,65 m Breite und 2,5 m innerer lichter Höhe. Sie sind als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgeführt; die Abmessungen des Betons sind so stark gewählt, daß nur geringe Eiseneinlagen eingebaut zu werden brauchen. (Beanspruchungen für Eisen bis 600, für Beton bis 15 kg/cm².) Die Schneiden — als genietete Eisenverbindungen — werden von der Bewehrung und außerdem von Ankern gehalten; als Zugbänder dienen T-Eisen, die in 2 m Querabstand die Schneiden verbinden und auf denen später beim Niederbringen des Senkkastens Gleise zur Bodenförderung angelegt werden.

Der Tunnel ist ein geschlossener Eisenbetonrahmen; er hat 5 m lichte Breite, 2,5 m lichte Höhe und ist biegungsfest für 25 m Spannweite in der Achsrichtung (oder 12,5 m überkragendes Ende) für Fälle ungleicher Auflagerung des Senkkastens. Als Dichtung dient Teerpapplage; da diese unter Druckluft leidet, wird der Tunnel mit einem Teil der anschließenden Treppe über dem fertigen Senkkasten in getrennter Betonierung erstellt und dann gleichzeitig mit diesem abgesenkt, wobei er innen und oben noch mit Erde wird belastet werden müssen, um das gegenüber dem Auftrieb nötige Gewicht zu erreichen. Zwischen Senkkastendecke und Tunnelsohle befindet sich zur Milderung etwaiger Stöße eine 3 cm starke elastische Schicht, bestehend aus 40% Asphalt, 40% feinem Sand und 20% Pech. Die Tunneldecke wird mit einer 1,5 m starken Bodenschicht geschützt, über welcher die Spree noch 2,5 m nutzbare Wassertiefe hat.

Der Bau ist in 5 Bauabschnitte eingeteilt. In der Mitte der Spree ist ein Leitwerk etwa im Schiffsgrundriß mit beiderseits noch einer vorgesetzten Dalbe geschlagen, bis zu welchem in etwa 10 m Abstand zwei gewöhnliche Spundwände vom Ufer aus reichen; diese Spundwände werden nach außen abgestützt, zwischen ihnen wird eine Sandhalbinsel geschüttet, auf welcher Senkkasten und Tunnel mit einem Gußbetonturm (Derrickausleger und Gießrinne) hergestellt und abgesenkt werden. Als erster Bauabschnitt wird die Niederbringung der Tunnelhäfte (vor Kopf durch eine Holzwand geschlossen) auf der Friedrichshagener Seite durchgeführt. Sodann nach Entfernung von Spundwand und Sand als zweiter Bauabschnitt der gegenüberliegende Teil des Tunnels. Hiernach wird für die Schiffahrt ein Richtungsbetrieb rechts und links des obengenannten Leitwerkes herrschen können. Jeder Senkkasten erhält zwei Luftschleusen. Jede dieser hat einschließlich Schacht, Materialhose und Vorschleusen ein Gewicht von 10 t. Der Boden wird in üblicher Weise hinaufgefördert und durch die Materialhose nach außen abgegeben; in der Schleusenkammer genügt ein Mann zur Bedienung. Die Bauleitung rechnet mit einer Leistung von 20 m³ in achtstündiger Schicht je Schleuse; das ergibt bei 3 Schichten und 2 Schleusen am Tag 120 m³. Nimmt man die für eine Senkung von 1 m zu fördernde Bodenmenge an mit 500 m³, so dürfte für jeden Tag eine Senkung von 25 cm zu erwarten sein. Unten im Senkkasten werden etwa 20 Mann in achtstündiger Arbeitszeit arbeiten, was bei einem höchsten Überdruck von 1,2 at nicht aus Gesundheitsrücksichten beanstandet werden kann. Der dritte Bauabschnitt umfaßt die Herstellung des mittleren Verbindungsteiles in offener Baugrube. Die annähernd schwalbenschwanzförmig geformten Stirnseiten der Senkkasten, die in Achsrichtung etwa 60 cm Abstand voneinander haben, sollen unter Wasser durch Betonschüttung verbunden werden. Danach wird zwischen die schon jetzt über den Senkkasten seitlich betonierten Wangen ein Holzverbau mit Eisenversteifung eingebracht, in dessen Schutz die Schließung des Tunnels erfolgt. Der vierte und fünfte Bauabschnitt umfassen die Vollendung der Treppen an beiden Ufern und die Nacharbeiten. Die gesamten Arbeiten werden von der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, ausgeführt, deren Herren sich an der Führung in liebenswürdigster Weise beteiligten. Die Fertigstellung des Baues wird für den kommenden Winter erwartet.

Tz.

Die nächste Baunormung erscheint als Doppelnummer (Nr. 5 u. 6) in Heft 23 des „Bauingenieur".

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 14. Mai 1926 Heft 20

ÜBER DAS WESEN DER DYNAMISCHEN WERTZIFFER.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg.

Im 4. Sammelheft des russischen Bureaus für Ingenieurforschungen, Heft 7, findet sich über das Wesen der dynamischen Wertziffer eine beachtenswerte Abhandlung aus der Feder von Professor Streletzki, Moskau, dem gleichen, den wir von den Vorträgen der Seddiner Tagung her kennen und von dessen Wirken wir in dieser Zeitschrift 1925 Heft 17 einiges gelesen haben.

Die dynamische Wertziffer scheint auf den ersten Blick ein recht einfacher Begriff zu sein, nämlich die Wertziffer, welche angibt, um wieviel die dynamische Beanspruchung die ruhende überschreitet. Diese Wertziffer scheint sich von den Unebenheiten der Fahrbahn, dann aber auch von den Gegengewichten, Dampfdrücken, Federschwankungen herzuleiten. Als unmittelbare Folge dieser Anschauung zeigen sich folgende Gesetzmäßigkeiten: Die dynamische Wertziffer wächst mit der Geschwindigkeit nach annähernd parabolischem Gesetz infolge der Zunahme der kinetischen Energie nach dem gleichen Gesetz und nimmt mit der Vergrößerung der Spannweite durch den tilgenden Einfluß der Masse auf die Stoßwirkungen ab; der Endwert der dynamischen Wertziffer ist gleich 2, da das plötzliche Lastauftreten gegenüber dem statischen Auftreten die Wirkung verdoppelt; es gibt eine kritische Geschwindigkeit und es tritt eine Häufung ein in dem Falle, daß der Rhythmus der Stöße der Last mit dem Rhythmus der Brückenschwingungen zusammenfällt.

Allein die so umschriebene dynamische Wertziffer umfaßt nicht die gesamte dynamische Wirkung, sondern nur den sozusagen als „eigentliche Stoßwirkung" zu bezeichnenden Teil. Dieser auf die Stoßwirkung bezügliche Teil der dynamischen Wertziffer ist zwar von der Geschwindigkeit der Lastbewegung abhängig, aber diese Abhängigkeit ist nicht derart, daß bei ihr die Stöße die Hauptrolle spielen. Man hat bei Beobachtungen an Brücken allzuhäufig dynamische Wertziffern unter 1 erhalten, was vom Standpunkte der Stoßdrücke allein undenkbar wäre. Die Vorstellung, daß die dynamische Wertziffer von Stoßdrücken herrühren müsse. hat sich jedoch derart festgesetzt, daß man vielfach dynamische Wertziffern < 1 als fehlerhaft zurückgewiesen und der Mangelhaftigkeit der Meßgeräte in die Schuhe geschoben hat. Als im Jahre 1908 dynamische Brückenuntersuchungen an den russischen Nordwestbahnen vorgenommen wurden, wurden auf diese Weise alle Forschungsergebnisse einfach verworfen. Die dynamische Wertziffer ist keineswegs der einfache Begriff, den man im ersten Anlauf anzunehmen geneigt ist, und es hat 5jährige Arbeit des eingangs erwähnten Bureaus gebraucht, um über die richtige Auffassung von dieser Wertziffer schlüssig zu werden.

Man kann jetzt als feststehend betrachten, daß die dynamische Wertziffer mindestens in zweifacher Weise von der Geschwindigkeit der Lastbewegung abhängt. Einmal spielen in ihr die mit der Geschwindigkeit wachsenden Stoßdrücke, die von den Unregelmäßigkeiten der Fahrbahn und der Räder herrühren, eine Rolle, aber diese Art der Abhängigkeit ist unter regelmäßigen Bedingungen bei genügend ebener Fahrbahn und bei üblichen Maschinen selbst in russischen Verhältnissen nicht die überragende. Die zweite Art der Abhängigkeit ist wesentlich ausschlaggebender. Sie kann mit der Geschwindigkeit der Lastbewegung sowohl auf Zunahme als auf Abnahme der dynamischen Wertziffer hinwirken, ja, man kann geradezu sagen, sie sollte eigentlich bei den üblichen Geschwindigkeiten eine Abminderung dieser Wertziffer zur Folge haben. Jedenfalls gibt es also innerhalb der dynamischen Wertziffer einen Faktor, der mit der Geschwindigkeit abnimmt. Man ist in Rußland schon 1919 auf diesen Umstand aufmerksam geworden und hat ihn als Phasenverschiebung, Nacheilen der Phase der Formänderung gegenüber der Belastungsphase zu deuten versucht.

Streletzki verweist hier zur theoretischen Unterstützung seiner Auffassung der dynamischen Wertziffer auf die Abhandlung des Verfassers dieser Zeilen „Einfluß bewegter Last auf Eisenbahnoberbau und Brücken", Verlag Kreidel, Berlin 1920, und zwar auf den die Beanspruchung der Brücken durch Einzellast mit Federung betreffenden Teil, und gibt aus ihr ein bezeichnendes Schaubild in nebenstehender Abbildung 1, die

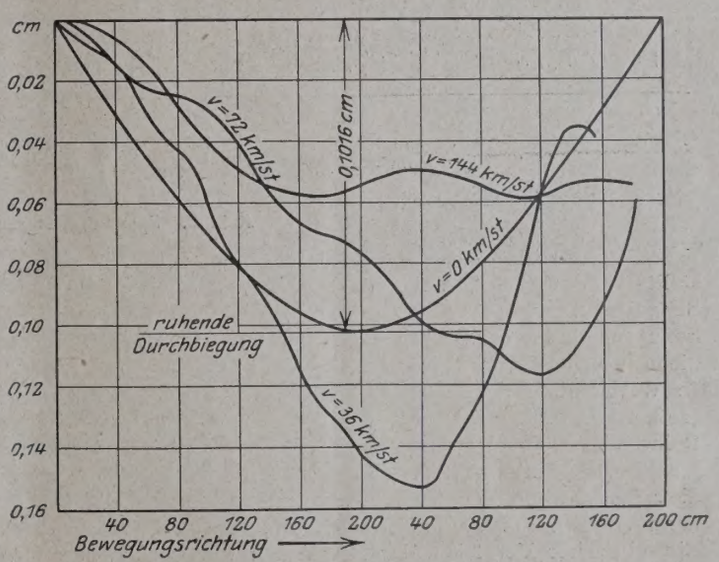


Abb. 1.

unter Berücksichtigung der Trägheitskräfte der Brücke aufgebaut ist und deutlich bei gefederten Lasten eine Abnahme der dynamischen Wertziffer mit der Geschwindigkeit erkennen läßt. Als das Wesentliche dieser theoretischen Feststellung bezeichnet Streletzki den Umstand, daß damit theoretisch bewiesen ist, daß die dynamische Wertziffer bei idealer Brücke und desgl. Lasten tatsächlich mit der Zunahme der Geschwindigkeit abnehmen kann. Aber auch in der Wirklichkeit kann dieser Fall vorkommen, und er ist bei den umfangreichen und fleißigen Brückenuntersuchungen des russischen Bureaus gar nicht bloß vereinzelt beobachtet worden. Diese Fälle sind damit als völlig gesetzmäßig erwiesen.

In Wirklichkeit ist diese im russischen Fachschrifttum als Phasenverschiebung bezeichnete Erscheinung nach Streletzkis Anschauung viel verwickelter, als dies aus der angeführten Abhandlung des Verfassers dieser Zeilen hervorgeht, da neben der Bewegung der Last noch die Zeiten, die für die Ausbreitung der Gegenwirkung im Innern des Tragwerkes erforderlich sind, einen großen Einfluß ausüben. Diese Zeiten sind nicht gering und sie sind für die verschiedenen möglichen Wege

der Fortpflanzung der Gegenwirkung ungleich. Die Gegenwirkung erfolgt an dem beobachteten Punkte der Brücke zu verschiedenen Zeiten und tritt in Form einer ganzen Reihe von inneren Störungen in den Spannungen auf, als eine Reihe von Schwellungen und Knoten. Da sich die Kraftgegenwirkung im ganzen Stabe mit der Geschwindigkeit des Schalles fortpflanzt, so erhellt, daß die Hauptaufenthalte in der Ausbreitung dieser Gegenwirkungen in den Knoten und Nietverbindungen liegen. Eine Verlangsamung der Ausbreitung der Gegenwirkung durch die Nietverbindungen wurde auch in Rußland bisher immer schon angenommen, weil nur auf Grund solcher Annahme beobachtete Unstimmigkeiten zwischen theoretisch berechneten und tatsächlich beobachteten Schaulinien erklärt werden konnten, aber es war bisher nicht möglich, diese Verspätungen der Formänderungen in Schaulinien festzuhalten.

In den weiteren Ausführungen Streletzkis ist erfreulicherweise zu erkennen, daß eine Einsicht, die sich bei uns erst allmählich Bahn brechen muß, nämlich, daß bisherige dynamische Untersuchungen sich fast durchwegs ungeeigneter Meßwerkzeuge bedienten, auch in Rußland durchdringt. Streletzki erwähnt, daß die Einrichtungen der neuen Meßwerkzeuge nach Dr. Geiger, die bis zu 7000 Schwingungen in der Minute aufzuzeichnen imstande sind, und gleich die ersten mit diesen Meßwerkzeugen erhaltenen Schaulinien die Sache einen guten Schritt vorwärts gebracht haben (Abb. 2). „Es

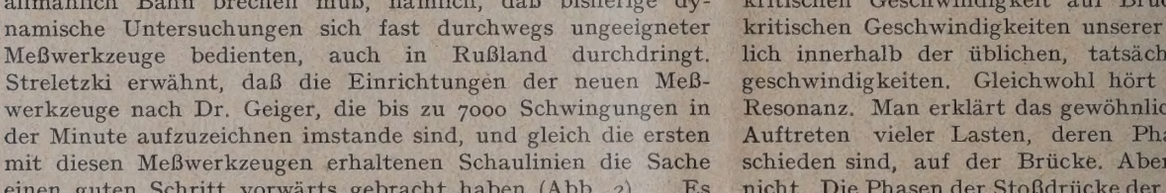


Abb. 2. Spannungsdiagramme.

stellt sich heraus", sagt Streletzki, „daß bisherige glatte Schaulinien nur Trugbilder waren, die dadurch entstehen konnten, daß die bisherigen Vorrichtungen Schwankungen, die mit solcher Häufigkeit auftreten, nicht aufzeichnen konnten." In Wirklichkeit sind diese bisherigen glatten Schaulinien bei großen Geschwindigkeiten von einer ganzen ununterbrochenen Reihe von Oberschwingungen überlagert, es tritt eine ganze Menge von örtlichen Schwellungen, Knoten, Häufungen ein, die selbst dann noch vorhanden sind, wenn die Last die Brücke verlassen hat. Das sind alles Nacheilungen der Formänderung. Ein einfacher Vergleich der Rhythmen dieser Schwingungen mit den Rhythmen der Stöße der Lasten zeigt, daß diese Schwingungen nicht von den Stoßdrücken der Lasten herrühren. Sie können nur durch Überlagerungen der Gegenwirkungen übereinander erklärt werden als Folgen der Unterschiede der Fortpflanzungswege der Gegenwirkungen durch die Erscheinung der Phasenverschiebung. Diese Erscheinung ist überaus wichtig. Es geht aus ihr hervor, daß die dynamischen Gegenwirkungen hauptsächlich durch diese Schwingungen beinflußt werden. Es ist klar, daß diese Schwingungen in erster Linie von dem Zustand der Brücke, und zwar nur von diesem abhängen. Es ist recht wohl möglich, aber nicht unumstößlich sicher, daß diese Schwingungen mit der Vergrößerung der Lastgeschwindigkeit wachsen und daß damit auch die dynamische Wertziffer zunimmt, aber diese Zunahme wird nicht so sehr von der kinetischen Energie der Stoßdrücke als von den Überlagerungen von Spannungen übereinander, von der Phasenverschiebung abhängen. Und damit tritt in der Auffassung dynamischer Erscheinungen an Brücken an erste Stelle die Brücke selbst und nicht die Last.

Diese Anschauung beseitigt alle bisherigen Unstimmigkeiten. Sie macht erstlich die ganze im Fachschrifttum bisher eine so große Rolle spielende Unberechenbarkeit der dynamischen Wertziffer erklärlich und deckt das Geheimnis ihrer Abhängigkeit von der Lastgeschwindigkeit auf. Weiter erhellt aus ihr, warum es bisher nicht gelungen ist, eine Abhängigkeit der dynamischen Wertziffer von den rhythmischen Stoßdrücken der Lasten, in erster Linie von den Stoßdrücken der Gegengewichte, festzustellen. Über die Rolle, die die Gegengewichte dynamisch spielen, gehen die Beobachtungen auseinander. In Amerika wollen sie an elektrischen und anderen von Gegengewichten freien Lokomotiven um mehr als die Hälfte verkleinerte dynamische Wertziffern beobachtet haben. Die Schweizer haben bei ihren etwas anders gelagerten Verhältnissen diesen in Amerika festgestellten Unterschied nicht finden können, und auch bisherige russische Beobachtungen deuten darauf hin, daß die Stoßdrücke der Gegengewichte nur von sekundärer Bedeutung sind. Sie gehen in dem ganzen Durcheinander der Schwingungen verloren, und schon daraus geht ihre verhältnismäßige Bedeutungslosigkeit hervor. Daraus erklärt sich auch, daß in Wirklichkeit eine Resonanz bei der kritischen Geschwindigkeit auf Brücken nicht auftritt. Die kritischen Geschwindigkeiten unserer Brücken liegen bekanntlich innerhalb der üblichen, tatsächlich angewendeten Zuggeschwindigkeiten. Gleichwohl hört man fast nie etwas von Resonanz. Man erklärt das gewöhnlich durch das gleichzeitige Auftreten vieler Lasten, deren Phasen von einander verschieden sind, auf der Brücke. Aber diese Erklärung genügt nicht. Die Phasen der Stoßdrücke der Räder bleiben sich gleich, sie sind in bestimmten gegenseitigen Abständen verschoben und müssen an sich zu Rhythmus und Resonanz führen. Das Ausbleiben dieser Resonanz oder ihr schnelles Verlöschen muß durch eine Vertiefung des Begriffes der Interferenz der Lasten dahingehend erklärt werden, daß innerhalb der Brücke zahlreiche Formänderungsnacheilungen entstehen, die die Rhythmen völlig verwischen.

Es ist ohne weiteres klar, daß bei dieser Auffassung des Begriffes der dynamischen Wertziffer der Grenzwert 2 keineswegs bindend ist. Auch die Abnahme der Wertziffer mit der Zunahme der Spannweite ist nicht unbedingt gesichert, wenn auch immerhin sehr wahrscheinlich, und zwar nicht nur infolge des abnehmenden Einflusses der Stoßdrücke, sondern auch infolge davon, daß auf großen Brücken viele Lasten Platz finden, die die statische Belastung vergrößern, wodurch die verhältnismäßige Bedeutung des veränderlichen Achsdruckes abnimmt.

Die dynamische Wertziffer hängt sonach von folgenden Einflüssen ab: 1. von dem Gesetz der Veränderlichkeit der Last, der Veränderung der Achsdrücke — dem Lasteinfluß bei völlig ebener Bahn und idealen Rädern. Es ist dies der statische Teil der dynamischen Wertziffer, da bei ihm bei schon gegebenem Gesetz der Belastung der Einfluß der Geschwindigkeit der Last entfällt. Schon dieser Teilbetrag wirkt mit der Vergrößerung der Spannweite auf eine Abnahme der dynamischen Wertziffer hin; 2. von den Stoßdrücken der Last und von deren Geschwindigkeit auf unebener Bahn und bei unregelmäßigen Rädern. Dieser Teil stellt die eigentliche „Stoßziffer" dar, die mit der Geschwindigkeit wächst und mit der Zunahme der Spannweite abnimmt; 3. von dem Einfluß der veränderlichen bewegten Last, dem Einfluß der Geschwindigkeit bei glatter Fahrbahn, bei idealen Rädern und idealer Brücke. Dieser Teil nimmt mit der Geschwindigkeit ab infolge der hier auftretenden Erscheinung der Phasenverschiebung; 4. von dem Einfluß der Geschwindigkeit der Fortpflanzung der Formänderung im Inneren des Tragwerkes, dem Einfluß des Nacheilens der Formänderungen. Dieser Teil kann mit der Geschwindigkeit ab- und zunehmen in Abhängigkeit von

dem Zustand und der Bauart der Brücke. Alle Beobachtungen deuten darauf hin, daß dieser Teil der wesentliche ist und die übrigen erdrückt. Auf diese Weise ist also die dynamische Wertziffer in erster Linie eine Abhängige von den Brücken selbst und weitaus nicht vorzugsweise von der Last und ihren Stoßdrücken.

Wie schon früher in diesem Fachblatte beklagt wurde, arbeiten die russischen Fachgenossen zweifellos gegenwärtig unter den unzulänglichsten und erschwertesten Verhältnissen und sie können bei der Unvollkommenheit ihrer Werkzeuge nicht daran denken, mit ihren Forschungsergebnissen in erste Reihe zu treten, aber daß sie mit den neuesten Fortschritten in Fühlung bleiben, ihnen volles Verständnis entgegenbringen, ja theoretisch, wenn sich ihre Anschauungen auch nicht immer mit den unsrigen decken, sehr zur Klärung der Fragen beizutragen befähigt sind, darauf möchte ich aus meiner Kenntnis des der Allgemeinheit unserer Fachgenossen z.Z. ja fast völlig verschlossenen russischen Fachschrifttums immer wieder hinweisen.

SIEDLUNG UND TECHNIK.

Von Stadtbaurat Professor Dr.-Ing. Heilmann, Halle.

Rundfunkvortrag vor dem Berliner Sender am 4. März 1926.

Die Wahl des Standortes einer Siedlung wird durch eine Reihe von Erfordernissen beeinflußt. All diese Bedingtheiten klar zu erkennen und ihnen mit größter Sorgfalt und Sachkenntnis nachzugehen, ist eine verantwortungsschwere Aufgabe. Nicht nur die Geländegestaltung, das Landschaftsbild, der schönheitliche Wert darf für die Auswahl der Lage der Siedlung maßgebend sein. Gesundheitliche Forderungen erheischen ernsteste Beachtung. Grundwasserstand und Beschaffenheit des Untergrundes, Sonnenlage und Schutz vor widrigen Winden, vor Rauch und Lärm spielen eine bestimmte Rolle. Wirtschaftliche Überlegungen können zur Ablehnung eines an sich geeigneten Siedlungsgeländes führen, wenn der Bodenpreis unerschwinglich ist oder die Baukosten für die Siedlungshäuser und die erforderlichen Verkehrsverbindungen durch die Beschaffenheit des Untergrundes nicht mehr wirtschaftlich vertretbar werden. Nach den bisher erwähnten Gesichtspunkten ist die Standortfrage einer Siedlung unbestritten. Wenn wir aber bei den Siedelungsbestrebungen unserer Tage nicht immer volle Erfolge verzeichnen können, so liegt dies daran, daß sehr oft Gesichtspunkte außer acht gelassen werden, die nicht minder bedeutsam für eine nach jeder Hinsicht einwandfreie Lösung sind. Bei der Aufstellung der Bebauungspläne, der Prüfung der gesundheitlichen Belange, der Baukosten und der Wirtschaftlichkeit werden sehr oft Erfordernisse übersehen oder als nebensächlich und geringfügig bezeichnet, die für die Gesundheit und Wirtschaftlichkeit, Bequemlichkeit und Annehmlichkeit einer Siedlung von weittragender Bedeutung sind. Die Not unserer Zeit zwingt uns dazu, nur technisch und wirtschaftlich vollwertige Lösungen zu wählen. Halbe Maßnahmen erfordern im wirtschaftlichen Sinne letzten Endes größere Aufwendungen, auch wenn sie zunächst mit geringeren Mitteln zu erreichen sind.

Von überragender Bedeutung für die Auswahl eines Siedlungsgeländes ist die Möglichkeit einer einwandfreien Entwässerung und Wasserversorgung. Ich bezeichne es als eine schwere Unterlassungssünde, wenn eine Ortserweiterung oder eine Siedlung gegründet wird, ohne daß der Entwässerungs- und Wasserversorgungsingenieur um seine Meinung angegangen worden ist. Mit allem Nachdruck muß gesagt werden, daß man schließlich für jedes Gelände einen Bebauungsplan aufstellen kann. Ob aber dieser Bebauungsplan eine in Anlage und Betrieb wirtschaftliche Entwässerung und Wasserversorgung ermöglicht, ist eine Frage für sich. Sie wird nur dann bejaht werden können, wenn Architekt und Bauingenieur einträchtig und sachverständig zusammenarbeiten und gerade diese Fragen eingehend prüfen. Der Fertiger eines Bebauungsplanes muß während seiner Arbeit fortwährend an die Möglichkeit der Entwässerung und Wasserversorgung denken. Die Rücksicht auf eine ordnungsgemäße unterirdische Entwässerung bestimmt das Längsgefälle der Straßenzüge. Selbst bei ganz ebenem Gelände soll kein für den Anbau bestimmter Straßenzug ein geringeres Längsgefälle als etwa 1 : 200 erreichen. Möglichst gestreckte Sammelleitungen, möglichste Vermeidung von gegensätzlichen Gefällen zwischen Straße und unterirdischer Leitung müssen stets bedacht werden, wenn die Kosten auf ein Mindestmaß herabgedrückt werden sollen. Für die Entwässerung einer Siedelung wird im allgemeinen das Trennverfahren für die Ableitung der Regen- und Brauchwässer anzustreben sein. Dabei ist zu prüfen, ob die Niederschlagwässer — Regen- und Schmelzwässer — oberirdisch abgeleitet werden können. Lassen sie mich den Begriff des Trennverfahrens erläutern! Im Gegensatze zu ihm steht das Mischverfahren. Darunter haben wir diejenige Art der Entwässerung zu verstehen, bei welcher alle Abwässer einschließlich des Regen- und Schmelzwassers und meist auch einschließlich der Abortabgänge durch eine gemeinsame unterirdische Rohrleitung abfließen. Für das Trennverfahren ist kennzeichnend die Trennung des Niederschlagwassers von den übrigen Abwässern, sei es nun, daß man das Niederschlagwasser in einem besonderen unterirdischen Kanalnetze oder in den Straßenrinnen ableitet. Bei unterirdischer Ableitung der Niederschlagwässer haben wir sonach beim Trennverfahren zwei unterirdische Entwässerungsnetze. Bei oberirdischer Abführung sämtlicher Niederschlagwässer haben wir auch beim Trennverfahren nur eine unterirdische Entwässerungsleitung.

Man rechnet schon reichlich, wenn man einen größten Schmutzwasseranfall von 10 l je Einwohner in der Stunde annimmt. Wir haben dann eine sekundliche Schmutzwassermenge von 3 l für 1000 Einwohner. Wenn wir diese Mengen mit der Regenwassermenge vergleichen wollen, so haben wir für 1 ha etwa 50 l in der Sekunde anzusetzen, eine Zahl, die für weite Gegenden des Deutschen Reiches in Frage kommt. Würden nun z. B. 300 Einwohner auf 1 ha wohnen, so würden die 1000 Einwohner, für die wir vorhin die größte Schmutzwassermenge zu rd. 3 l in der Sekunde ermittelt haben, sich auf $1000 : 300 = 3^1/_3$ ha verteilen. Das besagt, daß von jedem ha selbst im ungünstigsten Falle kaum 1 l Schmutzwasser in der Sekunde abläuft, während an Regen 50 l in der Sekunde je ha abfließen. Wenn wir den Querschnitt der Entwässerungsleitungen bestimmen, so haben wir für Schmutzwasser nur ein Fünfzigstel der Regenwassermenge anzusetzen. Wir erkennen also, daß die Leitungsquerschnitte zum weitaus überwiegenden Teile für die Abführung der Regenwassermengen zu berechnen sind. Hat eine bestimmte Leitung nur Schmutzwasser abzuführen, so kann ihr Durchmesser ganz erheblich geringer sein, als der Durchmesser einer Leitung, die auch zur Abführung von Regenwässern zu dienen hat. Da 1000 Einwohner selten mehr als 3 l Schmutzwasser in der Sekunde liefern, und da eine Rohrleitung mit dem verhältnismäßig geringen Durchmesser von 40 cm selbst bei einem schwachen Gefälle von 1 : 500 eine Wassermenge von 84 sl abführen kann, so würde eine derartige Rohrleitung bereits für die Schmutzwässer einer Stadt von $\frac{1000 \cdot 84}{3} = 28\,000$ Einwohnern genügen. Nun kennt ja die Entwässerungstechnik ein Mittel, um bei gemeinsamer Abführung von Regen- und Schmutzwasser in einer Leitung diese zu entlasten, ein Mittel also, die Leitungsdurchmesser für gewisse Teile des Entwässerungsnetzes erheblich zu ver-

ringern. Durchzieht ein Fluß oder ein Bach, ein Vorfluter wie man sagt, eine Siedelung, so wird an den Punkten, wo sich ein Nebensammler mit dem Hauptsammler trifft, ein Regenüberfall angelegt. An solchen Stellen strömt bei stärkerem Regen der größere Teil des Regenwassers in den Vorfluter über, während nur ein kleiner Teil, der etwa der 3—5-fachen Menge des Schmutzwassers gleichkommt, in den Leitungen abfließt. Auf diese Weise kann man der unterhalb des Regenüberfalles sich anschließenden Leitung einen kleineren Querschnitt geben[1]). Immerhin sind aber auch dann die Kosten der Leitungen, die nach dem Mischverfahren berechnet werden, höher als die Kosten der Leitungen, die nach dem Trennverfahren eingerichtet werden, sofern die Niederschlagwässer oberirdisch abgeleitet werden. Wollen wir uns ein Bild dieser Kosten verschaffen! Legen wir eine Siedelung mit 1000 Einwohnern zugrunde. Auf 1 ha wohnen 125 Siedler. Die Gesamtfläche der Siedelung einschließlich Gärten und Verkehrswegen umfaßt sodann 8 ha. Es ergibt sich eine Gesamtkanallänge von rd 2010 m. Wird die Siedelung nach dem Mischverfahren entwässert, so entstehen an Kosten je Siedler 100 M. Die Straßenbefestigungskosten sind hierin nicht enthalten, sie sollen bei der Feststellung der Straßenbaukosten Berücksichtigung finden. Wir setzen voraus, daß sich die Siedelung unmittelbar an der Weichbildgrenze an das vorhandene Gemeinwesen anlehnt, so daß dessen Entwässerungsnetz für die Ableitung der Regen- und Schmutzwässer benutzt werden kann. Wenn wir die Tagewässer durch Straßenschnittgerinne ableiten, also das Trennverfahren mit oberirdischer Ableitung der Niederschlagwässer anwenden, so entstehen an Entwässerungskosten je Siedler nur 80 M. Noch mehr ändert sich aber das Bild zugunsten des Trennverfahrens, wenn die Siedelung etwa 5 km von der Großstadt entfernt liegt. Dann entstehen je Siedler 320 M. Entwässerungskosten beim Trennverfahren, während beim Mischverfahren 510 M. je Siedler anzusetzen wären. Nicht enthalten in diesen Beträgen sind die Kosten der Anschlußleitungen bis zur Grundstücksgrenze und der Entwässerungsleitungen innerhalb der Grundstücke. Die Kosten der Anschlußleitungen bis zur Grundstücksgrenze sind mit 8 M. je Siedler anzunehmen. Sie wollen erkennen, daß das Trennverfahren billiger zu stehen kommt als das Mischverfahren, daß die Kosten aber auch beim Trennverfahren so hohe sind, daß sie bei der Feststellung der Gesamtkosten einer Siedlung ins Gewicht fallen. Wir wollen nicht vergessen festzustellen, daß beim Mischverfahren auch die Anlagen, die zur Reinigung der Abwässer dienen, größere Anlagekosten und naturgemäß auch höhere Betriebskosten verursachen, weil sie größere Abmessungen enthalten müssen. Das gleiche gilt für Pumpwerke, die etwa aus tiefer liegenden Teilen der Siedelung das Abwasser nach einem höheren Teile überheben oder das gesamte Abwasser einer Siedelung nach der Reinigungsanlage oder nach dem Vorfluter befördern müssen[2]). Beim Trennverfahren wird das in den Straßenrinnsteinen ablaufende Niederschlagwasser mittels kurzer Stichkanäle entweder nach einem in der Nähe vorüberfließenden Bach oder Fluß abgeleitet oder es wird zur Versickerung gebracht. Hierzu können namentlich die Grünstreifenanlagen verwendet werden. Durch geschickte Anordnung können so die landschaftlichen Reize der Grünanlagen erhöht werden. Regenrückhaltbecken zum Zwecke der gleichmäßigen Ableitung von Regenwasser bei starkem Regen können außerdem in solchen Grünanlagen angeordnet werden. Freilich müssen dann nicht nur sämtliche Straßenzüge planmäßig nach Richtung und Längenschnitt so angeordnet werden, daß die Rinnsteinwässer auf dem kürzesten Wege und mit genügendem Gefälle zu den Grünstreifen ablaufen können, sondern die Grünstreifen selbst müssen ebenfalls so geplant werden, daß sie ein ununterbrochenes Gefälle zum Vorfluter erhalten[3]).

Im Hinblick auf die möglichen Kostenersparnisse muß alles versucht werden, das Trennverfahren für Siedelungen einzuführen. Eine oberirdische Ableitung der Küchenwässer, der Wasch- und Badewässer ist nicht zulässig. Unangenehme Geruchsbelästigungen wären unvermeidlich, der Anblick der Rinnsteine würde ein verwahrloster sein, Verkehrsstörungen im Winter wären die Folge. Nun hat man versucht, diese Abwässer in Gruben aufzuspeichern, namentlich unter Hinweis auf den diesen Abwässern innewohnenden Dungwert. Solche Gruben sind aber in der Herstellung teuer und erfordern eine ziemlich umständliche regelmäßige Bedienung. Diese wird erfahrungsgemäß nicht ausgeübt. Die Abwässer fallen regelmäßig an, ihre Verwertung im Garten ist aber an ganz bestimmte Zeiten gebunden. Die Straße ist dann nicht selten die Aufnehmerin dieser Abwässer, wenn sich der Siedler nicht mehr zu helfen weiß. Die oft empfohlene Berieselung des Untergrundes ist an eine Reihe von Voraussetzungen geknüpft, namentlich hinsichtlich der Bodenbeschaffenheit. Von einer allgemeinen Anwendung des Verfahrens kann nicht die Rede sein. Wir kommen zu dem Ergebnis, daß die Anlage eines unterirdischen Entwässerungsnetzes die wirtschaftlich und gesundheitlich beste Lösung für die Ableitung der Abwässer ist. Nur wenn es sich um sehr weiträumig, gänzlich oder vorwiegend auf landwirtschaftlichen Betrieb eingestellte Siedelungen handelt, kann man die Unterbringung der Abwässer auf den Grundstücken selbst in den Kreis der Erörterung ziehen. An die Entwässerungsleitungen sind die mit Wasserspülung versehenen Aborte unmittelbar — also ohne Zwischenschaltung von Hausklärgruben — anzuschließen, damit die menschlichen Ausscheidungen sofort nach ihrer Entstehung restlos aus dem Bereiche der menschlichen Wohnstätten abgeführt werden. Das Brauchwassernetz ist an ein bereits bestehendes Netz anzuschließen, selbst wenn hierzu eine verhältnismäßig lange Anschlußleitung erforderlich werden sollte. Es handelt sich hierbei stets nur um eine einmalige Aufwendung für die Herstellung einer Leitung geringen Durchmessers. Die wirtschaftlichen Ausgaben für diese Anlage pflegen geringer zu sein als die laufenden Ausgaben für eine eigene Entwässerungseinrichtung. Ist der Anschluß an eine bestehende Entwässerung nicht möglich, so ist eine Reinigungsanlage einfachster Art unter dem Gesichtspunkte der Gewinnung und landwirtschaftlicher Verwertung des Klärschlammes angängig. Auch eine Verregnung des geklärten Abwassers ist mit großem Nutzen durchführbar. Sollen auf Wunsch einzelner Ansiedler die menschlichen Ausscheidungen auf dem Grundstücke selbst zur Gartendüngung zurückgehalten werden, so empfiehlt sich hierbei die Anwendung von Torfstreu-Trockenaborten. Diese kommen durchweg für alle Siedelungsgrundstücke in Betracht, wenn es sich um die ersten Anfänge einer Siedlung handelt, für die aus irgendwelchen Gründen ein Brauchwassernetz zunächst noch nicht angelegt werden kann. Die Planung ist jedoch jedenfalls von vornherein so einzurichten, daß eine ordnungsmäßige unterirdische Abführung der Brauchwässer ohne Schwierigkeit jederzeit eingerichtet werden kann. Mit allem Nachdrucke ist festzustellen, daß die Vernachlässigung der Entwässerungsfrage zu schweren Übelständen führen kann. Sparsamkeit, die gerade bei der Entwässerung so oft als möglich bezeichnet wird, ist hier bestimmt am falschen Platze[4]).

Nicht minder wichtig ist die einheitliche Wasserversorgung. Die innigen und wirtschaftlich bedeutungsvollen Zusammenhänge zwischen Straßenführung und Wasserversorgung seien nochmals betont. Für Feuerhähne und genügenden Wasservorrat im Behälter zur wirksamen Bekämpfung von Bränden ist zu sorgen. Die Wasserversorgung von hoch gelegenen Siedelungen im Anschlusse an ein bestehendes Versorgungsnetz kann Schwierigkeiten mit sich bringen, da der Versorgungsdruck am höchstgelegenen Feuerhahne noch min-

[1]) Vergl. Genzmer, Städtebauwoche in Dresden 1924, Entwässerung und Bebauungsplan, Zirkelverlag.
[2]) Vergl. Genzmer a. a. O.
[3]) Genzmer, a. a. O.
[4]) Vergl. Genzmer, Vortrag vor der Sächsischen Arbeitsgemeinschaft der Freien Deutschen Akademie des Städtebaues in Dresden am 16. 2. 1924 über Entwässerung und Bebauungsplan. Mitberichterstatter Stadbaurat Fleck, Dresden.

destens 20 m Wassersäule betragen soll. Nur dann können Brände sicher bekämpft werden. Durch Wirtschaftlichkeitsberechnungen ist festzustellen, ob eine Überpumpanlage an einem bestehenden Hochbehälter oder einer genügend weiten Hauptleitung zu errichten oder ob ein neuer Hochbehälter in genügender Höhe anzulegen ist, so daß der Versorgungsdruck 50—60 m beträgt. Aus Ersparnisgründen ist die Wasserversorgung aus Einzelbrunnen oft vorgeschlagen und auch eingeführt worden. Die Feuersicherheit wird hierdurch zweifellos beeinträchtigt. Die Annehmlichkeit des laufenden Wassers wird von den Siedlern, die an großstädtische Verhältnisse gewöhnt sind, schwer vermißt werden und — was das wichtigste ist — die gesundheitliche Überwachung der Trinkwasserversorgung wird bei Einzelanlagen erheblich erschwert. Im allgemeinen wird einheitliche Wasserversorgung billiger zu stehen kommen als die Versorgung aus Brunnen. Ist die Möglichkeit des Anschlusses an ein bestehendes Trinkwassernetz gegeben, so ist darin die gesundheitlich beste und technisch-wirtschaftlich richtige Lösung zu erblicken.

Als Wasserverbrauch in neuzeitlichen Siedelungen, die sich an große Gemeinwesen anlehnen, sind 50 l je Kopf und Tag anzunehmen. Wenn wir die vorher erwähnte Siedelung mit 1000 Einwohnern wieder zugrunde legen, so ergibt sich ein jährlicher Wasserverbrauch von 18 250 m³. Für Feuerlöschzwecke sind 4 sl je Feuerhahn anzusetzen. Als Durchmesser der Hauptverteilungsleitung sind in der Regel 150 mm zu wählen, für die Verteilungsleitungen innerhalb der Siedelungen 100 mm. Unter diesen Durchmesser sollte man auch in Siedelungen nicht gehen. Lehnt sich diese unmittelbar an ein vorhandenes großstädtisches Netz an, so entstehen an Kosten für Wasserversorgung einschließlich der Anschlußleitungen innerhalb der Grundstücke mit Wassermesser, jedoch ohne Leitungen innerhalb der Gebäude, 59 000 M.

Ist die Siedelung 5 km von der Weichbildgrenze entfernt, so erhöhen sich die Kosten auf 159 000 M. Die Kosten der Straßenherstellung sind hierbei nicht einbegriffen. Das Wasserwerk trägt im allgemeinen insoweit die Anlagekosten, als sie sich mit 10% durch die Einnahme aus der Wasserlieferung verzinsen. Legen wir einen Wasserpreis von 15 Pf. je m³ zugrunde, so ergibt sich eine Einnahme von 2737 M. 50 Pf. Sonach werden für die Einrichtung der Wasserversorgung 27 375 M. durch die Wasserwerksverwaltung getragen. Von den Siedlern sind bei unmittelbarem Anschluß an das städtische Netz 31 725 M. beizusteuern, je Siedler sonach rd 32 M. Bei der 5 km entfernten Siedlung ist der auf einen Siedler entfallende Betrag 132 M.

Die Siedelung in unmittelbarer Anlehnung an die Großstadt erfordert auch den Anschluß an das Gasversorgungsnetz. Als Versorgungsdruck sind 40—45 mm Wassersäule anzunehmen. Eine Reihe von Überlegungen über die wirtschaftliche Führung unterirdischer Leitungen ist auch für das Gasrohrnetz von Bedeutung. Bei hochgelegenen Siedlungen ist zum Zwecke der Herabminderung des Versorgungsdruckes die Errichtung einer Druckregleranlage nötig. Der Anschluß an ein vorhandenes Netz ist auch hier das wirtschaftlich Beste.

Für 1000 Einwohner sei ein Gasverbrauch von 62 500 m³ im Jahre angenommen. Mit Rücksicht auf die öffentliche Straßenbeleuchtung und spätere Erweiterungsmöglichkeiten wird im allgemeinen ein Durchmesser von 150 mm für die Hauptverteilungsleitung notwendig werden. Für die Leitungen innerhalb der Siedlungen wird ein Durchmesser von 100 mm zugrunde gelegt. Ohne Straßenherstellungskosten erwachsen bei unmittelbarem Anschluß an das großstädtische Versorgungsnetz einschl. der Heimleitungen innerhalb der Grundstücke ohne Gasmesser und ohne Leitungen innerhalb der Gebäude 39 000 M. Bei 5 km Entfernung von der Weichbildgrenze betragen die Gesamtkosten einschließlich der Heimleitungen innerhalb der Grundstücke ohne Gasmesser und ohne Leitungen innerhalb der Grundstücke 129 000 M. Das Gaswerk trägt die Anlagekosten, die mit 15% aus der Gaslieferung verzinst werden. Bei einem Gaspreise von 15 Pf. je m³ ergibt sich eine Einnahme von 9375 M. Sonach werden durch die Gaswerksverwaltung für die Einrichtung der Gasversorgung 62 500 M getragen. Bei unmittelbarem Anschlusse der Siedlung an das großstädtische Netz sind sonach nur die Kosten von den Siedlern zu tragen, die sich für die Heimleitungen ergeben, das sind 12 M je Siedler. Bei 5 km Entfernung beträgt jedoch der Kopfbeitrag 66,5 M.

Der städtische Siedler will weiter die Elektrizität nicht missen. Liegt die Siedelung an der Weichbildgrenze und kann das Niederspannungsverteilungskabel im Anschluß an das großstädtische Kabelnetz mit 4 × 50 bzw. 4 × 25 mm² Querschnitt und 700 V Spannung eingelegt werden, so erwächst ein Kostenaufwand einschl. der Anschlußstellen von 31 500 M. Der jährliche Stromverbrauch von 1000 Siedlern = 250 Familien mit durchschnittlich je 10 Lampen bei 0,3 kW Anschlußwert und 200 Brennstunden im Jahre beträgt 15 000 kWh. Bei einem Verkaufspreis von 45 Pf. für 1 kWh ergibt sich eine Jahreseinnahme von 6 750 M. Das Elektrizitätswerk trägt die Kosten, welche einer Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitales in Höhe von 20% als Jahreseinnahme entsprechen, d. s. 33 750 M. Von den Siedlern ist sonach ein Betrag nicht zu entrichten. Liegt die Siedlung in 5 km Entfernung von der Weichbildgrenze, so erhöhen sich die Kosten um den Betrag des Stromzuführungskabels, das als Drehstromkabel mit 3 × 50 mm² Querschnitt und 10 000 V Spannung angenommen sei. Diese Kosten sind mit 150 000 M anzunehmen, so daß die Gesamtkosten 181 500 M betragen. Da durch die Stromeinnahme 33 750 M gedeckt sind, müssen an die Elektrizitätswerke 150 000 M bezahlt werden, so daß auf den Kopf 150 M Zuschuß an die Elektrizitätswerke treffen. In vielen Fällen lassen sich Verbilligungen durch Freileitungen erzielen, freilich bleibt zu beachten, daß durch diese das Städtebild des öfteren beeinträchtigt wird. Würden sowohl Zuführungsleitung als auch Verteilungsleitung als Freileitung ausgeführt werden, so wären nur 26 M an die Elektrizitätswerke zu bezahlen. Nicht enthalten in den genannten Beträgen sind die Leitungen innerhalb der Grundstücke.

Die ingenieurtechnischen Erfordernisse in der Straßenführung und Straßengestaltung müssen bereits bei der Aufstellung des Bebauungsplanes eingehend geprüft werden. Auch hier ist die Mitwirkung des Ingenieurs eine unabweisbare Notwendigkeit. Hier tritt im besonderen die Frage der Verkehrsbedeutung der Straßen auf, die ihrerseits wieder für die Breite und Befestigung der Straße von erheblicher Wichtigkeit ist. Nehmen wir die vorher erwähnte Siedlung mit 1000 Einwohnern an, so ist bei unmittelbarer Anlehnung an die Großstadt eine Hauptverbindungsstraße neben den Verkehrs- und Wohnstraßen der Siedlung notwendig. Die Wohnstraßen seien mit 5 m Breite und die Verkehrsstraße mit 8 m Breite und die Hauptverbindungsstraße mit 12 m Breite angenommen. Die Verbindungswege seien mit 2,5 m Breite gewählt. Wendeplätze und platzartige Erweiterungen sind vorgesehen. Als Befestigung der Wohnstraßen, die mit Rinnstein und beiderseitigem Fußwege ausgestattet werden, ist Syenitschotter mit Oberflächenbehandlung angenommen. Verkehrsstraße und Hauptverbindungsstraße sollen beiderseitige Gangbahn in Teermakadam und für die Fahrbahn Schotterdecke erhalten. An Straßenbaukosten sind unter diesen Voraussetzungen und bei Annahme des Trennverfahrens 200 000 M anzunehmen, so daß auf den einzelnen Siedler 200 M entfallen. Liegt aber die Siedlung in 5 km Entfernung von der Weichbildgrenze, so treten zu diesen Kosten noch die Aufwendungen für eine Verbindungsstraße in Höhe von 600 000 M, wobei diese Straße in ihrer Verkehrsbedeutung und technischen Ausgestaltung wie die vorher erwähnte Hauptverbindungsstraße angenommen worden ist. Auf 1 Siedler treffen sodann weitere 600 M Straßenbaukosten, so daß insgesamt eine Kopfbelastung für Straßenbau in Höhe von 800 M anfällt.

Wenn wir nun die auf den einzelnen Siedler unter Zugrundelegung von 1000 Einwohnern entfallenden Kosten zusammenfassen, so ergibt sich folgendes Bild:

Kopfbetrag für Entwässerung unter Annahme des Anschlusses an das großstädtische Netz (Trennverfahren), hierzu	80	M
für Anschlußkanal bis zur Grundstücksgrenze	8	,,
Kopfbetrag für Wasserversorgung	32	,,
,, ,, Gasversorgung, Heimleitung . .	12	,,
,, ,, Elektrizitätsversorgung	—	,,
,, ,, Straßenbau	200	,,
insgesamt	332	M

Bei einer Lage der Siedlung in 5 km Entfernung von der Großstadt ergeben sich folgende Kosten:

Kopfbetrag für Entwässerung unter Annahme des Anschlusses an das großstädtische Netz (Trennverfahren), hierzu	320,—	M
für Anschlußkanal bis zur Grundstücksgrenze	8,—	,,
Kopfbetrag für Wasserversorgung	132,—	,,
,, ,, Gasversorgung	66,50	,,
,, ,, Elektrizitätsversorgung (Freileitung)	26,—	,,
,, ,, Straßenbau	800,—	,,
insgesamt	1 352,50	M

Es zeigt sich sonach ohne weiteres, daß die Kosten mit zunehmender Entfernung von der Großstadt stark wachsen. Für eine Siedlerfamilie von 4 Köpfen sind 5410 M zu bezahlen.

Wir haben schließlich noch der Kosten zu gedenken, die sich durch die notwendige Schaffung öffentlicher Verkehrsmittel ergeben. Ist eine Eisenbahn in praktisch erreichbarer Nähe, so ist die Anlegung eines Haltepunktes zu erörtern. Die Kosten hängen sehr von den örtlichen Verhältnissen und der Größe der Haltestelle ab. Unter den einfachsten Verhältnissen wird man einen Haltepunkt schon mit verhältnismäßig geringen Kosten einrichten können. Sobald aber Haltestellengebäude, überdeckte Bahnsteige und Unterführungen in Frage kommen, wachsen die Kosten stark an. In der Regel ist die Frage der Heranführung der Straßenbahn zu erörtern. Einschließlich der Kosten für Oberleitungen sind für 1 m Straßenbahngleis 100—110 M anzusetzen. Für 1 km Straßenbahn fallen sonach 100 000 M, bei 5 km 500 000 M Baukosten an. Wird das Gleisbereich befestigt, so sind die Kosten im Durchschnitt 170 M je m, so daß bei 1 km 170 000 M, bei 5 km 850 000 M anfallen. Ehe man zum Bau der Straßenbahn schreitet, wird man wegen dieser erheblichen Kosten die Wirtschaftlichkeit des Verkehrs erst durch Personengroßkraftwagen abtasten. Nehmen wir eine Siedlungsentfernung von 5 km an, so können etwa 200 Fahrten je Kopf und Jahr angenommen werden. Der Bedarf ist dann mit 4 Großkraftwagen einzuschätzen, die mit einfacher Kraftwagenhalle 120—150 000 M Kosten verursachen. Die Betriebskosten betragen etwa 1 M für 1 gefahrenen Kilometer. Der Tarif müßte dann mindestens mit 25—30 Pf. je Kopf festgesetzt werden. Die Sicherheit für die Wirtschaftlichkeit muß gewährleistet sein. Diese Wirtschaftlichkeit braucht nicht gleich in den ersten Jahren vorzuliegen, nur muß begründete Aussicht bestehen, daß die Betriebszuschüsse der ersten Jahre in den späteren wieder eingeholt werden. Aber auch in einem solchen Falle wird die Siedlung in der Regel eine gewisse Gewähr für die Deckung der Ausfälle der ersten Jahre bieten müssen. Zuschüsse zu den Bau- und Anlagekosten kommen seltener in Frage, wenn sie auch da und dort verlangt werden. Betriebskostenzuschüsse werden im allgemeinen nur bis zur Deckung der eigenen Ausgaben einschließlich Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals verlangt. Im allgemeinen wird bei einer Siedlung von 1000 Einwohnern eine Kraftwagenverbindung wirtschaftlich betrieben werden können. Zu beachten bleibt jedoch, daß ein solcher Verkehr nur als Überlandverkehr, also nur in größeren Zeitabständen abgewickelt werden kann. Ich kann die Verkehrsfrage nur in dieser allgemeinen Richtung erörtern, damit auch hier ein Überblick über die Kosten ermöglicht wird.

Die technische Versorgung einer Siedlung, also die Befriedigung der Siedler in all ihren großstädtischen Bedürfnissen, beeinflußt nach all dem, was hier zu sagen war, einschneidend ihren Standort. Es ist in jedem Einzelfalle genauestens zu prüfen, ob diesen technischen Belangen in ihrer Auswirkung auf die Gesundheit und Wirtschaftlichkeit, Annehmlichkeit und Bequemlichkeit der Siedlung der Standort bestmöglich Rechnung trägt. Wir haben gesehen, daß die für die technische Versorgung entfallenden Kosten erhebliche sind. Gewiß werden sie im einzelnen Falle auch geringer als die von mir errechneten sein können, stets aber werden sie einen nicht unbeträchtlichen Teil der Baukosten bilden. Darüber den Siedlern volle Klarheit zu verschaffen, ist eine dringende Aufgabe all derer, welche die Durchführung von Siedelungen in die Hände nehmen. Die so oft gehörte Meinung, daß die technischen Belange einer Siedelung von den öffentlichen Körperschaften erfüllt werden, ist ein Irrtum, der häufig viel zu spät erkannt wird. Der volle Erfolg des Siedlerwillens ist von der Beachtung der technischen Erfordernisse und deren Kosten wesentlich abhängig.

ÜBER DIE KORNZUSAMMENSETZUNG DES BETONS.

Von Otto Graf.

Nach einem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 6. März 1926.

Mitteilungen über die Bedeutung der Kornzusammensetzung des Betons begegnen uns seit langer Zeit. Es ist bekannt, daß Pioniere des neuzeitlichen Betonbaus nach Richtlinien gearbeitet haben, die heute durch wissenschaftliche Untersuchungen und Erfahrungen auf den Baustellen auf bestimmtere Grundlagen gestellt sind. Es wird und soll deshalb heute an sich nichts Neues berichtet werden. Auch die Veranlassung zum heutigen Vortrag ist nicht neu. Wie schon früher, war — in anderen Ländern wohl nicht weniger — auch in den letzten Jahren an Bauwerken, die ungenügende Widerstandsfähigkeit aufwiesen, festzustellen, daß die Erkenntnisse über die Eigenschaften der Baustoffe, im besonderen über die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons, unbeachtet geblieben sind. Auf Baustellen großer und kleiner Unternehmungen werden immer wieder Baustoffe angetroffen und verwendet, die nur unter außerordentlichem Zementaufwand Beton ausreichender Widerstandsfähigkeit ergeben. Sogar auf Gebieten, die in Deutschland dem Betonbau neu erschlossen werden sollen, war vereinzelt erstaunliche Sorglosigkeit bei der Wahl und Prüfung der Baustoffe zu bemerken. Ich bin deshalb gebeten worden, die Bedeutung der Kornzusammensetzung des Betons unter Heranziehung eigener Beobachtungen hier kurz zu erörtern.

Diese Darstellung muß sich wegen der Kürze der zur Verfügung stehenden Zeit auf besonders Wichtiges beschränken. Es sei nur die Aufgabe verfolgt, auf Baustellen mit einem Mindestaufwand von Zement Beton zu schaffen, der für die Druck- und Zugfestigkeit Höchstwerte liefert, hohen Widerstand gegen Wasserdruck sowie gegen mechanische und chemische Angriffe bietet[1]). Um dabei die Darlegungen anschaulich zu machen, gehe ich von Gepflogenheiten aus,

[1]) In bezug auf die Elastizität des Betons vgl. Heft 227 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens; hinsichtlich des Schwindens und Quellens sei auf Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton, S. 81 ff. verwiesen.

die heute in Deutschland üblich sind, jedoch den wissenschaftlichen Erkenntnissen nicht entsprechen.

Wenn die Zusammensetzung des Betons bezeichnet wird, so geschieht dies meist durch einfache Verhältniszahlen, wie „1 : 5", „1 : 8" usw., wobei der Beton im ersteren Fall aus einem Raumteil Zement und fünf Raumteilen eines bestimmten oder unbestimmten Gemenges von Sand und Kies oder Schotter bestehen soll. Diese Art der Mengenbezeichnung setzt — wenn sie eindeutig sein soll — voraus, daß das Verhältnis der Raumgewichte des Zements und der Zuschlagstoffe stets ein bestimmtes oder doch wenig veränderliches sei. Diese Voraussetzung ist aber nicht möglich, weil das Raumgewicht des Zements in hohem Maße von der Vorbehandlung, der Art des Einfüllens in die Meßgefäße, der Größe der Meßgefäße usw. abhängt, im ganzen für praktische Verhältnisse etwa zwischen 1,0 bis 1,4 kg für 1 Liter schwankt. Ferner ist das Raumgewicht des Sandes und des Kiessandes veränderlich, vor allem mit dem Wassergehalt des Materials, wie schon lange bekannt ist und zur Wiederholung aus Abb. 1 hervorgeht.

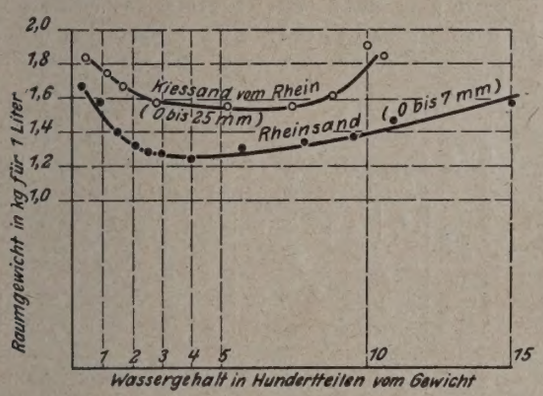


Abb. 1.

Hier wog 1 Liter Kiessand mit 0,4 % Wasser 1,84 kg, mit 5 bis 8 % Wasser nur 1,55 kg. Unter solchen nicht außergewöhnlichen Umständen kann die Mischung „1 : 5" bestehen

a) aus 1 Gewichtsteil Zement und 5 . 1,84 = 9,2 Gewichtsteilen Kiessand, wenn der Zement locker eingefüllt wird und der Kiessand lufttrocken ist, wobei etwa 205 kg Zement zu 1 m³ fertig verarbeitetem Beton verbraucht werden, oder

b) aus 1,4 Gewichtsteilen Zement und 5 . 1,55 = 7,75 Gewichtsteilen Kiessand, wenn der Zement aus abgelagerten, in Stapeln gepreßten Säcken oder in anderer gleichwirkender Weise abgefüllt wird und der Kiessand rund 5 bis 8 % Wasser enthält, wobei etwa 325 kg Zement in 1 m³ fertigem Beton enthalten sind, oder

c) aus Mischungen, die zwischen a) und b) liegen.

Das Beispiel zeigt, daß der Zementgehalt der Mischung in hohem Maße von den örtlichen Umständen abhängt, wenn das Mischungsverhältnis lediglich nach dem Verhältnis der Raumteile eingesetzt wird; im vorliegenden Fall besteht die Möglichkeit, daß der Zementgehalt eines Kubikmeters fertig verarbeiteten Betons zwischen 205 und 325 kg schwankt, ohne daß eine Abweichung von dem Mischungsverhältnis „1 : 5" eintritt. Werden die Zuschlagstoffe gewechselt, so können noch größere Unterschiede auftreten.

Das soeben gezeigte Beispiel dürfte erinnern, daß es sich empfiehlt, wenigstens den Zement nach Gewicht beizumischen und den Zementgehalt für 1 m³ fertig verarbeiteten Beton festzulegen, also z. B. zu sagen: „300 kg Zement in 1 m³ fertig verarbeitetem Beton".

Die übliche Bezeichnung „1 : 5" usw. kennzeichnet ferner die noch weitverbreitete Gepflogenheit, die Zuschlagstoffe als geschlossene Masse zu beschaffen und als solche zu verwenden, ohne den Anteil des Sandes[2]) und der groben Zuschläge in Grenzen zu verlangen, die sachgemäße Ausnützung des Bindemittels ermöglichen.

Zusammenstellung 1.

Weich angemachter Beton.

Alter: 28 Tage.

Lagerung: 7 Tage unter feuchten Tüchern, dann trocken.

Sand : Kies (Gewichtsteile)	Druckfestigkeit kg/cm²	Zement in 1 m³ Beton kg	Raumgewicht kg/dm³
a) Beton aus 1 Raumteil hochwertigem Portlandzement und 5 Raumteilen Kiessand vom Rhein.			
1 : 2	259	276	2,32
2 : 3	237	273	2,30
1 : 1	222	272	2,26
3 : 2	159	272	2,20
b) Beton aus 1 Raumteil Tonerdezement und 8 Raumteilen Kiessand vom Rhein.			
2 : 3	277	190	2,27
1 : 1	214	188	2,22
3 : 2	172	191	2,17
3 : 1	134	189	2,06

Dazu zeigt Zusammenstellung 1 unter a) vier Mischungen, die in der bisher üblichen Weise durchweg als aus 1 Raumteil Zement und 5 Raumteilen Kiessand bestehend zu bezeichnen sind. Veränderlich war das Verhältnis „Sand zu Kies", also der Sandanteil, vgl. 1. Spalte. Bei gleicher Konsistenz und gleichem Zementaufwand ging die Druckfestigkeit mit wachsendem Sandgehalt des Kiessandes erheblich zurück. Wenn der Kiessand zu $^1/_3$ aus Sand bestand, betrug die Druckfestigkeit 259 kg/cm²; stieg der Sandanteil auf $^3/_5$, so sank die Druckfestigkeit auf 159 kg/cm², also auf 60 % des oberen Wertes[3]). Ähnliche Unterschiede stellten sich bei den in Zusammenstellung 1 unter b) mitgeteilten Versuchen ein. Hier ging die Druckfestigkeit von 277 auf 134 kg/cm² zurück, wenn der Sandanteil von $^2/_5$ auf $^3/_4$ stieg.

Hiernach erwies sich der Sandgehalt des Betons unter sonst gleichen Verhältnissen von erheblicher Bedeutung. Dabei ist besonders hervorzuheben, daß unter praktischen Verhältnissen noch größere Unterschiede der Sandgehalte und damit noch bedeutendere Senkungen der Festigkeit zu beobachten sind, selbst in Gegenden, die geeignetes Betonmaterial in beliebiger Menge bieten. Dieses Ergebnis ist im Sinne des eingangs Bemerkten nichts Neues, es ist vielmehr altbekannt und an sich zu erwarten. Da es aber sehr oft nicht erwartet wird, sei es mir gestattet, die Zahlen in Zusammenstellung 1 noch näher zu betrachten; sie zeigen nämlich ganz allgemein Sinken der Druckfestigkeit mit Abnahme des Verhältnisses von Zement zu Sand. Diese Feststellung führte zu der Anschauung, daß in erster Linie die Eigenschaften des Mörtels für die Widerstandsfähigkeit des Betons maßgebend sein werden. Für die Druckfestigkeit des Betons müßte demnach die Druckfestigkeit des Mörtels entscheidend sein. Daß dem so ist, geht aus Zu-

[2]) Als Sand sind bei allen Versuchen des Verfassers sämtliche Steinstücke verstanden, die durch Siebe mit 7 mm Lochdurchmesser fallen. Diese Grenze erwies sich als zweckdienlich; sie weicht wohl nur unerheblich von der Grenze ab, die in den deutschen Eisenbetonvorschriften gegeben ist (Sieb mit 5 mm Maschenweite).

[3]) Wenn hiernach in Baubedingungen Beton „1 : 5" oder „1 : 10" oder mit anderen Raumteilen gefordert wird, so ist damit keine Gewähr für die Erlangung eines Betons bestimmter Festigkeit gegeben. Dieses Verfahren beschränkt überdies die Verantwortung der Ausführenden und nimmt ferner dem erfahrenen verantwortungsbewußten Unternehmer die Möglichkeit, die jeweils erreichbaren Baustoffe wirtschaftlich auszunützen.

sammenstellung 2 hervor[4]). Hier finden Sie links Zahlen zu vier Versuchsreihen mit Stampfbeton, bei denen der Mörtel gleich und die Menge der groben Stücke verschieden war. Zur ersten Reihe ist nur Mörtel verwendet worden. Seine Druckfestigkeit betrug 360 kg/cm². Nach Zugabe von Schotter

Zusammenstellung 2.

Stampfbeton aus Portlandzement, Rheinsand 0 bis 7 mm und Kalksteinschotter 7 bis 40 mm. (Zt, Sd, Sch)			Weich angemachter Beton aus Portlandzement, Rheinsand 0 bis 7 mm und Rheinkies 7 bis 25 mm. (Zt, Sd, K)		
Zusammensetzung in Raumteilen	Druckfestigkeit kg/cm²	Zt in 1 m³ Beton kg	Zusammensetzung in Raumteilen	Druckfestigkeit kg/cm²	Zt in 1 m³ Beton kg
1 Zt 2 Sd	360	730	1 Zt 2 Sd	311	650
1 Zt 2 Sd 1 Sch	379	570	1 Zt 2 Sd 2 K	313	390
1 Zt 2 Sd 2 Sch	399	470	1 Zt 2 Sd 3,5 K	294	310
1 Zt 2 Sd 4 Sch	405	340	1 Zt 2 Sd 5 K	270	250

wurde die Druckfestigkeit zu 379 bis 405 kg/cm² ermittelt. Die Druckfestigkeit änderte sich demnach nur unerheblich. Im gleichen Bild sind rechts Ergebnisse eingetragen, die mit weich angemachtem Beton erlangt wurden. Auch hier erwies sich die Mörtelfestigkeit maßgebend. Diese Feststellung ist selbstverständlich nur so lange gültig, als die Zuschlagstoffe größere Festigkeit als der Mörtel aufweisen und insbesondere insoweit die Masse des Mörtels ausreicht, um die groben Stücke allseitig zu umschließen, was z. B. bei der letzten Reihe der Zusammenstellung 2 (rechts) nicht mehr zu erwarten war.

Bei Betrachtung der Zahlen in Zusammenstellung 2 ist weiter zu erkennen, daß die übliche Bezeichnung des Mischungsverhältnisses, die Sand und Zuschläge zusammenfaßt (links 1 : 2, 1 : 3, 1 : 4 und 1 : 6, rechts 1 : 2, 1 : 4, 1 : 5,5 und 1 : 7), irreführend ist, weil u. a. bei „1 : 3" die Festigkeit nicht größer ist als bei „1 : 6" trotz Verwendung gleicher Stoffe.

Schließlich geben die in Zusammenstellung 2 eingetragenen Zahlen des Zementgehalts der verschiedenen Betonmischungen — sie sind bei gleicher Festigkeit sehr verschieden — Anregung, dem Beton aus wirtschaftlichen Gründen soviel grobe Teile beizumischen, als dies die jeweilige Bauaufgabe zuläßt.

Im ganzen erkennen wir die Notwendigkeit, die Zusammensetzung des Betons durch Angabe des Anteils von Sand und Kies und Schotter zahlenmäßig bestimmt zu machen, etwa wie folgt: 300 kg Zement in 1 m³ fertig verarbeitetem Beton, Sand zu groben Zuschlägen wie 2 : 3 [5]).

Die Feststellung, daß die Widerstandsfähigkeit des Mörtels maßgebende Bedeutung hat, brachte sodann die Aufgabe, die Umstände zu verfolgen, welche die Mörtelfestigkeit beeinflussen.

Daß hierbei der Kornzusammensetzung des Sandes erhebliche Bedeutung zukommt, darf an sich wieder als längst bekannt vorausgesetzt werden, doch sei es mir erlaubt, zunächst durch Zusammenstellung 3 in Erinnerung zu bringen, daß auch bei viel verwendeten, in der Praxis hoch geschätzten Kiessanden vom Rhein Sande enthalten sind, die Mörtel mit viel geringerer Festigkeit liefern als andere Sande. Der Rheinsand „a" war eine Durchschnittsprobe von mehreren Baustellen; die Leiter der Firmen traten der Feststellung, daß der Sand zu viel Feines enthalte, mit einer gewissen Entrüstung entgegen. Sand „b" war nach den später anzugebenden Erkenntnissen zweckmäßig zusammengesetzt. Zusammenstellung 3 zeigt nun, daß Sand „b" weit höhere Druckfestigkeiten als Sand „a" lieferte. Solche Erlebnisse gaben Veranlassung, Regeln zu suchen, welche den ausführenden Ingenieur instand setzen, nach einfachen Untersuchungen mit leicht zu beschaffenden und von jedermann zu handhabenden Geräten zu entscheiden, ob die zur Verfügung stehenden Sande zweckmäßig zusammengesetzt sind oder welcher von verschiedenen Sanden der geeignetste ist. Bei der Bearbeitung dieser Aufgabe war bald zu erkennen, daß Sande nur bei einem gewissen Körnungsverhältnis denjenigen Mörtel ergaben, der mit dem betreffenden Zementaufwand ein Maximum an Festigkeit liefert. Es lag deshalb nahe, die Bedeutung der Kornzusammensetzung des Gemisches aus Zement und Sand, also des Mörtels zu verfolgen.

Zusammenstellung 3.

Mörtel aus 1 Gewichtsteil hochwertigem Zement und 5 Gewichtsteilen Rheinsand

(„a" im Einlieferungszustand, „b" mit zweckmäßiger Kornzusammensetzung).

Sand	Von 100 g Sand fielen durch das Sieb mit				Von 100 g trockenem Mörtel fielen durch das Sieb mit				Druckfestigkeit in kg/cm² an 7 Tage alten Würfeln mit 7 cm Kantenlänge	
	900 Maschen auf 1 cm²	1 mm Lochdurchmesser	3 mm Lochdurchmesser	7 mm Lochdurchmesser	900 Maschen auf 1 cm²	1 mm Lochdurchmesser	3 mm Lochdurchmesser	7 mm Lochdurchmesser	weich angemacht	flüssig angemacht
Rheinsand „a"	19,8	67,2	85,6	100	33	73	88	100	155	117
Rheinsand „b"	10	22	58	100	25	35	65	100	361	285

Bei diesen Untersuchungen fand sich, daß weitgehende Ausnützung der Bindemittel erreicht wird, wenn die Kornzusammensetzung des Mörtels im Beton etwa den Verhältnissen entspricht, die der in Abb. 2 durch den ausgezogenen Linienzug zeichnerisch dargestellten Siebregel folgen. Diese gilt für Moränesande und Flußsande; sie besagt, daß vom Mörtel 25 % durch das Sieb mit 0,24 mm Maschenweite (900 Maschen auf 1 cm²) fallen sollen; durch das Sieb mit 1 mm Lochdurchmesser sollen 35 % und durch das Sieb mit 3 mm Lochdurchmesser 65 % gehen. Liegt der Linienzug der Kornzusammensetzung bei Flußsanden und Moränesanden über abcd, so wird die Festigkeit unter sonst gleichen Verhältnissen kleiner als bei einer Kornzusammensetzung nach dem bezeichneten Linienzug; verläuft der Linienzug eines solchen Mörtels erheblich unter abcd, so geht die Festigkeit in der Regel auch hier zurück. Abb. 3 enthält Beispiele aus Versuchen mit Mörteln verschiedener Kornzusammensetzung. Die Mörtel c und d liegen hier nahe dem Linienzug, der vorhin für zweckmäßig zusammengesetzte Mörtel empfohlen wurde; sie lieferten

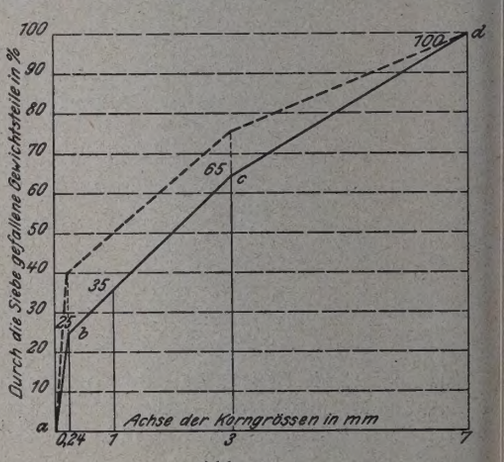


Abb. 2.

[4]) Näheres in Graf, Die Druckfestigkeit von Zementmörtel, Beton, Eisenbeton und Mauerwerk, Verlag Konrad Wittwer, Stuttgart 1921.

[5]) Dieses Verhältnis würde am besten durch Gewichtsangaben festgelegt (ein Verfahren, das ich vor langer Zeit unter Hinweis auf Einrichtungen anderer Industrien als dasjenige bezeichnete, welches nach Möglichkeit anzustreben sei; es hat inzwischen auf großen Baustellen, zuerst in Amerika, Eingang gefunden).

die Druckfestigkeit zu 654 und 688 kg/cm². Die Reihe b ergab als Druckfestigkeit nur 544 kg/cm² und Reihe a nur noch 336 kg/cm², also etwa die Hälfte der Reihen c und d.

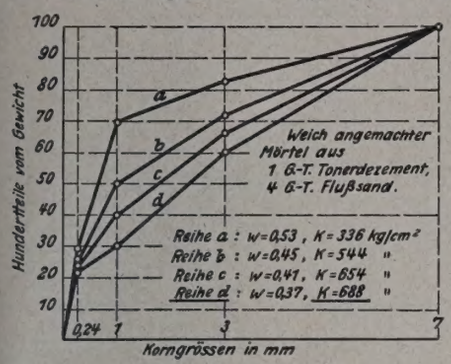


Abb. 3.

Hier sei besonders bemerkt, daß unter praktischen Verhältnissen im Beton Mörtel zu finden waren, die noch unzweckmäßiger als bei Reihe a zusammengesetzt gewesen sind.

Sodann ist hervorzuheben, daß sich die empfohlene Kornzusammensetzung des Mörtels nicht bloß für erdfeucht und weich angemachte Mörtel als zweckmäßig erwiesen hat, sondern auch für flüssig angemachte, sowohl im Laboratorium als auch auf Baustellen[6]).

Abb. 4 enthält weitere Beispiele.

Weiter hat sich gezeigt, daß die Siebregel zur Beurteilung der Geeignetheit gewisser Zusätze herangezogen werden kann.

Zusammenstellung 4.
Weich angemachter Mörtel aus Portlandzement, Traßmehl (0 bis 1 mm) und Neckarsand (0 bis 7 mm).

Zusammensetzung in Gewichtsteilen	Von 100 g trockenem Mörtel fielen durch das Sieb mit				Druckfestigkeit in kg/cm² für 42 Tage alte Würfel
	900 Maschen auf 1 cm²	1	3	7	
		mm Lochdurchmesser			
1 Zement, 3 Sand	29,0	69,7	87,3	100	502
1 Zement, 0,3 Traß, 3 Sand	32,9	71,8	88,2	100	500
1 Zement, 0,6 Traß, 3 Sand	36,2	73,7	89,0	100	468
1 Zement, 6 Sand	18,9	65,4	85,5	100	172
1 Zement, 0,3 Traß, 6 Sand	21,6	66,8	86,1	100	237
1 Zement, 0,6 Traß, 6 Sand	24,1	68,1	86,7	100	253

Näheres Heft 261 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, 1922.

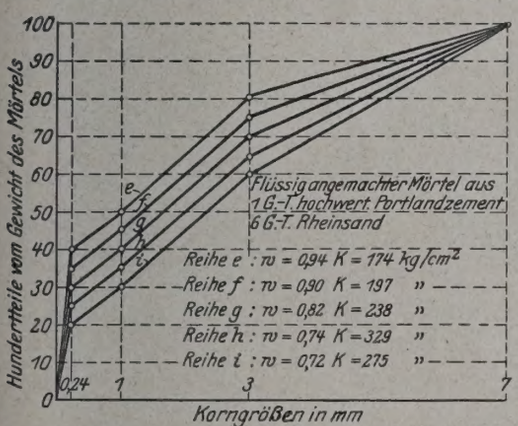


Abb. 4.

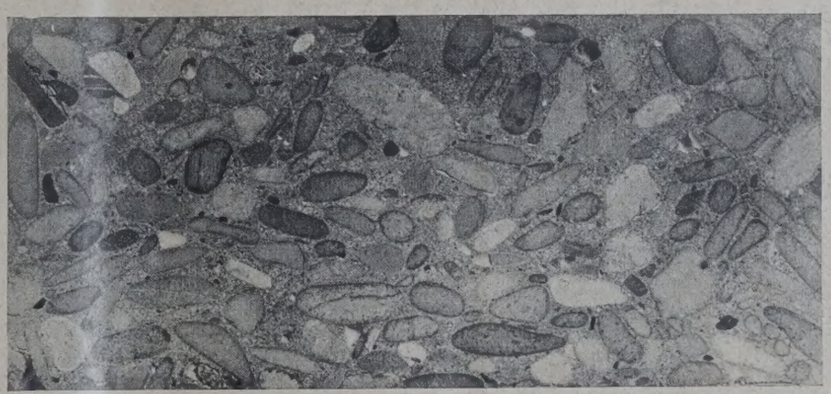


Abb. 6.

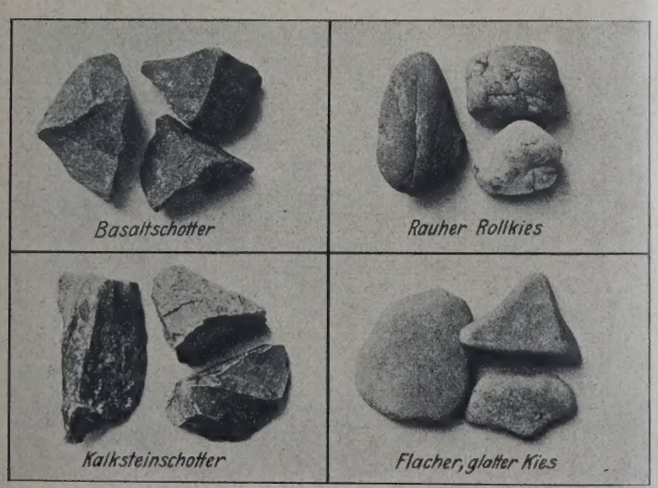


Abb. 5.

So läßt Zusammenstellung 4 für einen bestimmten Fall erkennen, daß Traß eine Steigerung der Festigkeit bewirkte, solange die Summe aller feinen Teile unter der früher empfohlenen Grenze blieb (rund 25 % sollen durch das Sieb mit 900 Maschen fallen), aber einen Rückgang der Festigkeit brachte, wenn die Grenze deutlich überschritten wurde.

Nachdem wir gesehen haben, daß die Druckfestigkeit des Mörtels in hohem Maße von dessen Kornzusammensetzung abhängt, wird noch kurz zu erörtern sein, inwieweit die Beschaffenheit der groben Zuschläge, die auf dem Sieb mit 7 mm Lochdurchmesser liegen bleiben, Einfluß nimmt. Die mir bekannt gewordenen Feststellungen und viele eigene Beobachtungen besagen, daß die Stufung der Korngrößen der groben Zuschläge untergeordnete Bedeutung hat. Es dürfte sich empfehlen, nach Möglichkeit eine stetige Unterteilung zu wählen, ohne daß dies als unbedingt nötig zu bezeichnen ist[7]).

Wichtiger erscheint der Einfluß der Gestalt der groben Zuschläge in bezug auf die Menge des Mörtels, die zur Erlangung eines dichten Betons nötig ist. Für lose geschütteten Schotter sind die Hohlräume zu 50 bis 55 % gemessen worden, während Kies unter gleichen Umständen nur etwa 40 bis 45 % Hohlräume aufwies. Bei eingerütteltem Material waren die Unterschiede noch größer. Infolgedessen muß Schotterbeton mehr Mörtel enthalten als Kiesbeton, wenn die groben Steine

[6]) Den bisherigen Betrachtungen lagen Versuche mit Moränesanden und Flußsanden zugrunde. Wo gute natürliche Sande fehlen, werden auch Quetschsande verwendet. Bei diesen ist zu beachten, daß sie Mörtel geringerer Beweglichkeit liefern als die natürlichen Sande; es ist deshalb nötig, den Anteil der feinen Teile in Quetschsanden größer zu wählen. Nach den bisherigen Beobachtungen sei empfohlen, die Kornzusammensetzung von Mörtel mit Quetschsanden nach dem gestrichelten Linienzug in Abb. 2 zu wählen.

[7]) Bei der Bestimmung der Hohlräume von Schotter verschiedener Zusammensetzung blieb der Anteil der Hohlräume nahezu unverändert, sowohl im lose eingefüllten Schotter als auch im eingerüttelten Schotter.

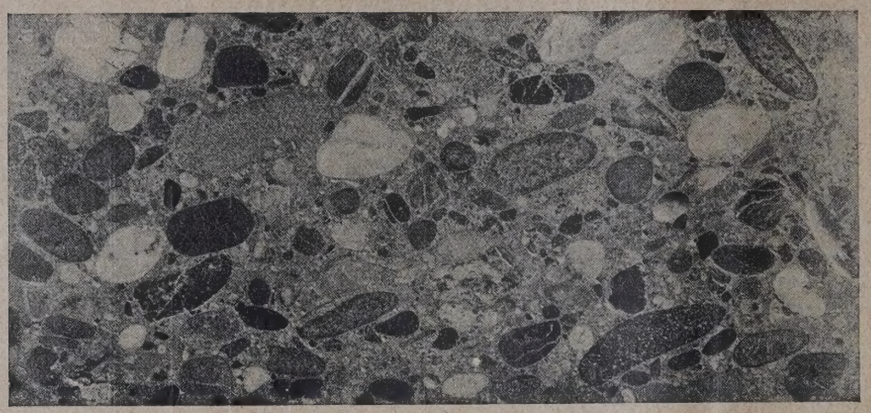


Abb. 7.

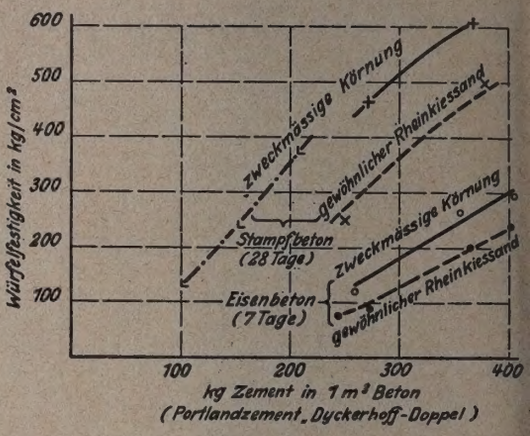


Abb. 8.

eben noch allseitig vom Mörtel umhüllt werden sollen. Allerdings ist ein solcher Vergleich wohl nur angängig für Schotter nach Abb. 5 links und rauhen Rollkies nach Abb. 5 rechts oben. Bei flachem, glattem Kies nach Art des in Abb. 5 rechts unten dargestellten ist erschwerend, daß sich die Kiesstücke im Beton vorwiegend flach legen, wie aus Abb. 6 zu ersehen ist, und dadurch die Füllung der Hohlräume und die Einbettung der Eiseneinlagen hindern. Mit rauhem Rollkies treten solche Mängel weniger auf, wie ein Vergleich von Abb. 6 mit Abb. 7 ohne weiteres zeigt.

Aus den vorgeführten Beispielen dürfte hervorgehen, daß unsere Erkenntnisse ausreichen, durch einfache Siebversuche[8]) aus verschiedenen Baustoffen die geeignetsten zu wählen, auch klarzustellen, ob ein gewisser Beton sachgemäß zusammengesetzt ist, und verneinendenfalls anzugeben, welche Mängel der Kornzusammensetzung anhaften. Auf diesem Wege konnte schon oft geholfen werden. Krasse Mißerfolge konnten in ihren Ursachen sicher erkannt werden. Auch bei scheinbar guten Verhältnissen ließ sich die Möglichkeit erheblicher Verbesserung nachweisen, wie aus Abb. 8 hervorgeht. Hier ist die Druckfestigkeit durch Änderung der Kornzusammensetzung sowohl beim Stampfbeton als beim Eisenbeton um rd. $^4/_{10}$ gesteigert worden. Überdies war hier die für Eisenbeton verlangte Mindestdruckfestigkeit mit 270 kg Zement in 1 m³ Beton schon nach 7 Tagen vorhanden[9]).

Was bisher durch Zahlen belegt wurde, erstreckt sich auf Druckversuche. Weitere Beobachtungen haben erwiesen, daß die Richtlinien, welche hinsichtlich der Druckfestigkeit begründet wurden, auch zu befolgen sind, wenn es sich darum handelt, Beton mit hoher Zugfestigkeit zu schaffen[10]).

Bei Versuchen über die Wasserdurchlässigkeit war wiederholt festzustellen, daß auf dem bezeichneten Wege Beton zu erlangen ist, der bei sachgemäßer Behandlung und Verarbeitung gegen sehr bedeutende Wasserdrücke undurchlässig bleibt. Wird dazu noch hochwertiger Portlandzement verwendet, so wird das praktisch Erforderliche weit überschritten.

Auch der Widerstand gegen Abnützung ist bei der angegebenen Kornzusammensetzung erheblich größer ausgefallen als bei den üblichen Ausführungen. Ich hatte wiederholt Gelegenheit, zu zeigen, daß der Abnützungswiderstand selbst bei viel gepriesenen Sonderausführungen durch andere Korn-

Abb. 9. Glas 1 enthält 100 gr Sand; in den Gläsern 2 bis 5 ist diese Sandmenge nach Korngrößen aufgeteilt.

zusammensetzung bei gleichem Aufwand an Bindemitteln noch bedeutend erhöht werden kann[11]).

Ferner sei aufmerksam gemacht, daß sich Mörtel mit Sand besserer Kornzusammensetzung in Magnesiumsulfatlösung widerstandsfähiger erwiesen; in die dichteren Mörtel

[8]) Um die Durchführung solcher Siebversuche zu fördern, liefert die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart Siebsätze, welche die im vorstehenden empfohlene Trennung von Proben beliebiger Sande, Kiese usw. ermöglichen.

[9]) Um die Anwendung zweckmäßig zusammengesetzter Sande zu fördern, sind in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart Schaukästen nach Abb. 9 zusammengestellt worden; sie enthalten Beispiele schlechter und guter Sande. Als Zubehör werden Mörtelproben (von Druckversuchen) sowie Schliffe und Bilder verschiedener Mörtel geliefert. Auch Betonschliffe nach Abb. 6, 7 und aus anderen Proben werden abgegeben.

[10]) Vgl. auch Bauingenieur 1924, S. 736ff.

[11]) Vgl. auch Kleinlogel-Hundeshagen-Graf, Einflüsse auf Beton, S. 9 ff.

konnte die Lösung weniger eindringen; mit ihrer größeren Druck- und Zugfestigkeit konnten sie der mit dem chemischen Angriff verbundenen sprengenden Wirkung besser widerstehen.

Schließlich darf nicht außer acht gelassen werden, daß bei zweckmäßiger Kornzusammensetzung die Zementschicht auf den einzelnen Sand- und Kiesstücken und damit auch auf den etwa eingebetteten Eisen dicker wird als in Beton mit zu großem Anteil des feinen Sandes. Da das Eisen durch eine dicke, durchweg geschlossene Zementhaut besser vor Rost geschützt ist, ergibt sich, daß der Rostschutz bei sachgemäßer Kornzusammensetzung besser gewährleistet werden kann als bei feinkörnigem Beton, was auch die Erfahrung sehr eindringlich gelehrt hat.

Diese Sachlage kennzeichnet, wie die Baustoffe auszuwählen und zu verwenden sind — an nicht wenigen Stellen wird dies seit Jahren getan —, und eröffnet die Möglichkeit, den heute im Beton- und Eisenbetonbau, auch bei den Zementwaren üblichen Anforderungen mit geringerem Zementaufwand zu entsprechen, und weiterhin unter Ausnützung der bedeutsamen Fortschritte der deutschen Zementindustrie Beton sehr hoher Widerstandsfähigkeit zu erzeugen, für den höhere zulässige Anstrengungen als die bisherigen angemessen sind[12]). Wir finden in anderen Industrien ähnliche Aufgaben; ihre allgemeine Lösung wird wirtschaftliche Vorteile bringen.

[12]) Endlich hat die Kornzusammensetzung nicht allein Bedeutung für den Beton im engeren Sinn. Für gewisse Zusätze ist dies schon durch Zusammenstellung 4 angedeutet. In neuerer Zeit wird auch anerkannt, daß das, was wir vom Beton wissen, auch bei Ausführung von Asphaltstraßen zu beachten ist. Diesen Anregungen ist erst gefolgt worden, nachdem sich das bisherige Vorgehen als mangelhaft erwies.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 385.)

3. Garagenbauten.

Die Unmöglichkeit, die vielen Kraftwagen für den Personenverkehr in den Straßen vor den Geschäftshäusern oder Wohnungen unterzubringen, wie dies üblich war, solange die Zahl der Kraftwagen beschränkter war, führte in den letzten Jahren dazu, größere Garagenbauten vorzusehen. Ein für diese Zwecke bestimmtes Unterbringungshaus, das etwa 2 Jahre alt ist, ist der in der Abb. 19 a und b dargestellte Bau in der Automobilstadt Detroit. Es ist zu bemerken, daß nach dem gleichen von einer New Yorker Firma patentierten System in neuerer Zeit auch in anderen Städten ähnliche und höhere Bauwerke ausgeführt wurden. Das Gebäude ist vollständig aus Eisenbeton und hat eine Grundrißfläche von 36,50 m · 27,40 m und eine Höhe von 26,16 m.

Dem Transport der Automobile von der Straße in die einzelnen Stockwerke der Garagen und umgekehrt dienen zwei Rampenanlagen, die ähnlich wie Treppenhäuser durch die ganze Höhe des Gebäudes hindurch angelegt sind. Das Steigungsverhältnis beträgt etwa 1 : 7,3 oder etwa 14%. Das Gebäude wird durch die Rampenanlagen in 2 Teile zerlegt; die Stockwerke der einen Hälfte liegen gegenüber denen der andern um eine halbe Stockwerkshöhe versetzt, da die Decken jeweils an einen Rampenlauf anschließen. Die Geschoßhöhe beträgt etwa 3 m.

Die Konstruktion zeigt deutlich das Bestreben, durch gleichmäßige Ausbildung entsprechender Teile die Wiederverwendbarkeit von Schalungen möglichst zu steigern. Die Säulen gehen durch die halbe Höhe des Gebäudes unter Beibehaltung einer Querschnittsform und Bewehrung hindurch, wobei beispielsweise die Last von 12 t auf 206 t steigt.

Offenbar aus dem gleichen Grunde, durch Vereinfachung der Schalung an Bauzeit zu sparen, ist die Unterteilung des Deckenträgersystems auf das geringstmögliche Maß reduziert. Es liegen lediglich Träger in den Verbindungslinien der Stützen. Dadurch ergeben sich ziemlich große Deckenspannweiten (zwischen 4 und 7 m) und damit die Notwendigkeit kreuzweiser Bewehrung.

In einem späteren Entwurf einer mehrstöckigen Garage mit Rampen von kurzer Länge und schwacher Steigung zur Verbindung der einzelnen Stockwerke ist eine Spezialeinrichtung in der Weise getroffen, daß ein Teil des an die Rampe anstoßenden Flurs abgeschrägt ist, um die Länge und Steigung der Rampe selbst einzuschränken, sowie die Abwärtsbewegung der Wagen zu erleichtern. Ein Teil der Wagen ist in dem abgeschrägten Flur eingestellt, und die Verringerung an inneren Stützen soll eine möglichst gute Ausnutzung der Deckenflächen für die Einstellung der Wagen ermöglichen. Da die Rampen gerade und 6 m breit sind, können die zwei Wagenreihen in entgegengesetzter Richtung leicht einander ausweichen.

4. Konstruktions- und Materialfehler.

Ende 1925 wurde in einer amerikanischen Zeitschrift von dem Einsturz eines bei niedrigen Temperaturen hergestellten Eisenbetonbaues für einen Hotelneubau berichtet. Die Herstellungstemperaturen schwankten zwischen + 5 und — 10° C, und das Betonieren erfolgte nach dem durch die Literatur bekanntgewordenen Verfahren unter Segeltuchabdeckung und unter dem Schutz von Heizschlangen.

Dieses Verfahren birgt ebenso große Gefahren in sich wie eine von mir bei anderen Bauwerken beobachtete Methode, die fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbalken 20 bis 24 Stunden nach ihrer Herstellung in einem Raume von 100% Feuchtigkeit bei rund 38° C rasch austrocknen zu lassen, um sie schon nach 12 Stunden einbauen zu können. M. E. muß die erwünschte gleichmäßige, allmähliche Erhärtung des Betons darunter leiden.

Die unter Anwärmen herbeigeführte rasche Erhärtung sollte ein rasches Hochführen des Neubaues ermöglichen. Die Folge dieser Arbeitsweise in Verbindung mit verschiedenen Materialfehlern führte zu einem Zusammenbruch von 12 Feldern in 4 Stockwerken, als die Arbeiter die Verschalungen, die die Decke des ersten Stockes abstützten, entfernten. Die Untergeschoßdecke bestand aus einer 21 cm starken trägerlosen Decke, die für 500 kg/m² Nutzlast berechnet war. Die drei übrigen Decken und die Dachplatte bestanden aus Rippendecken für eine Nutzlast von 200 kg/m².

Das verwendete Zuschlagsmaterial bestand z. T. aus Sand, der durch die Ausschachtung gewonnen war, und die nachträgliche Prüfung zeigte 8—10% Ton und Schlammgehalt für den Sand allein.

Ein konstruktiver Mangel, wie man ihn bei dem Bau der Eisenbetonhochhäuser im Westen antrifft, besteht in einer mangelnden Aussteifung des Bauwerks. In besonders augenscheinlicher Weise kam dies bei den Erdbebenschäden in Santa Barbara in Kalifornien im Jahre 1925 zum Ausdruck. Eine Anzahl von Eisenbetonbauwerken wurde dort in der im Westen üblichen Art gebaut: mit 15 cm starken Eisenbetonwänden oder aus Eisenbetonrahmenkonstruktionen mit Ziegel oder Hohlsteinausfachung.

Es hat sich gezeigt, daß Bauwerke, die gegen seitliche Kräfte nicht genügend gesichert waren, versagt haben. Dies kommt besonders deutlich in den Abb. 20 a und b zum Aus-

druck. Man sieht aus den stehengebliebenen Teilen, daß bei gut durchkonstruierten Stockwerksrahmen die erforderliche Querversteifung gewährleistet werden kann.

Das Versagen der Stützen gegen Biegungsbeanspruchungen durch die von den Erdstößen herrührenden seitlichen Kräfte hat sich besonders bei dem Anschluß an die Träger gezeigt.

Ferner haben alle diejenigen Wände gelitten, die mit dem Rahmenwerk nicht genügend stark verankert waren.

Als weiterer konstruktiver Mangel haben sich gerade bei den Erdbebenschäden die vielfach ungenügenden Gründungsarten erwiesen, auf die in Erdbebengebieten besonders zu achten ist.

Bei einigen Bauwerken traten zu der schwachen Konstruktion Material- und Ausführungsmängel wie geringe Sorgfalt bei der Anwendung des Gußbetons hinzu.

Eine Folge der Erdbebenschäden war, daß ähnlich wie im Jahre 1906 nach der Katastrophe in San Francisco Patente und Vorschläge für erdbebensichere Bauten bekannt wurden, die sich erübrigen würden, wenn man die Erfahrungen von San Francisco berücksichtigt hätte. So kommt der Ingenieur Dewell auf Grund von Untersuchungen in Sta. Barbara zu dem Schluß, daß man für Bauwerke im Erdbebengebiet Gestalt und Massenverteilung entsprechend berücksichtigen müsse. Er weist ferner auf die Notwendigkeit einer besseren Kontrolle durch die Bauaufsichtsbehörden hin. Die Bauvorschriften von San Francisco, die unmittelbar nach der Katastrophe 1906 entstanden sind, schreiben die Berücksichtigung eines Winddruckes von 150 kg pro m² vor. Man hat sich in Kalifornien in den letzten Jahren aber mit der Hälfte dieser Windbelastung begnügt. Zugleich ist auch die Nutzlast bei Geschäftshäusern auf die Hälfte herabgesetzt worden, während die zulässigen Spannungen gewachsen sind. Daraus geht zweifellos hervor, daß diese Bauweise insbesonders mit Rücksicht auf die Erdbebengefahr zu leicht war, und daß der Mangel an Queraussteifungen und die mangelnde Sorgfalt bei einigen Bauausführungen trotz des verhältnismäßig schwachen Erdbebens zu den bekannt gewordenen Schäden an allen Bauarten geführt haben.

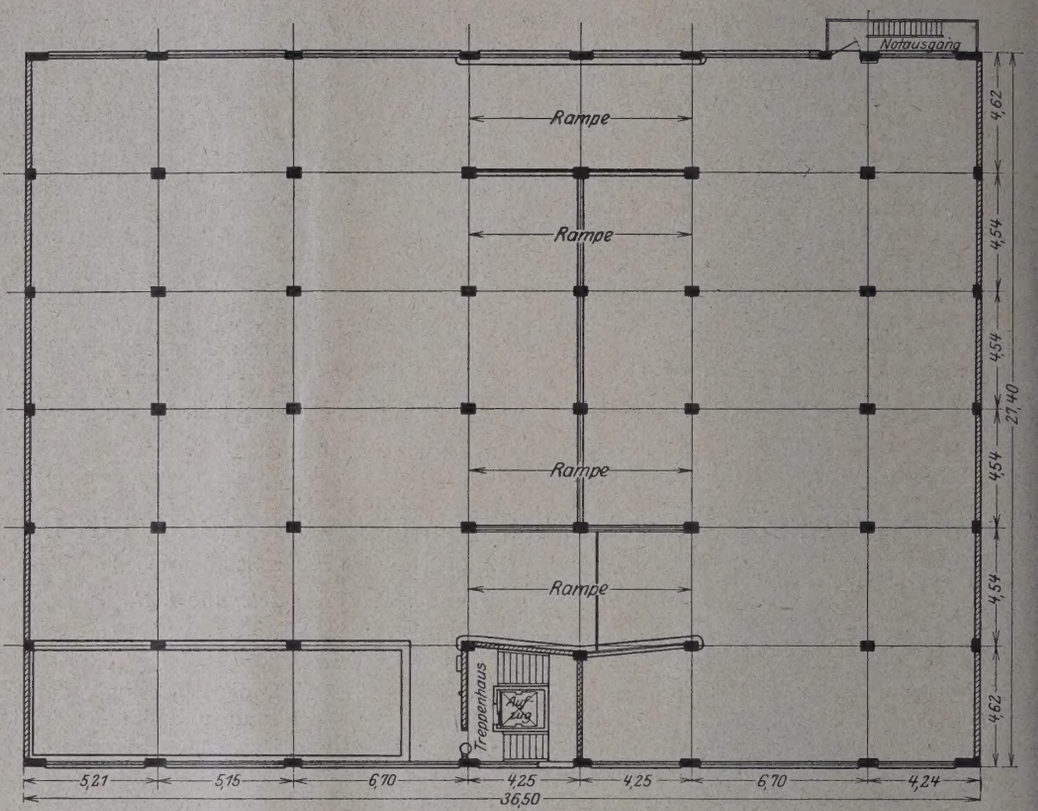


Abb. 19 a. Typischer Grundriß.

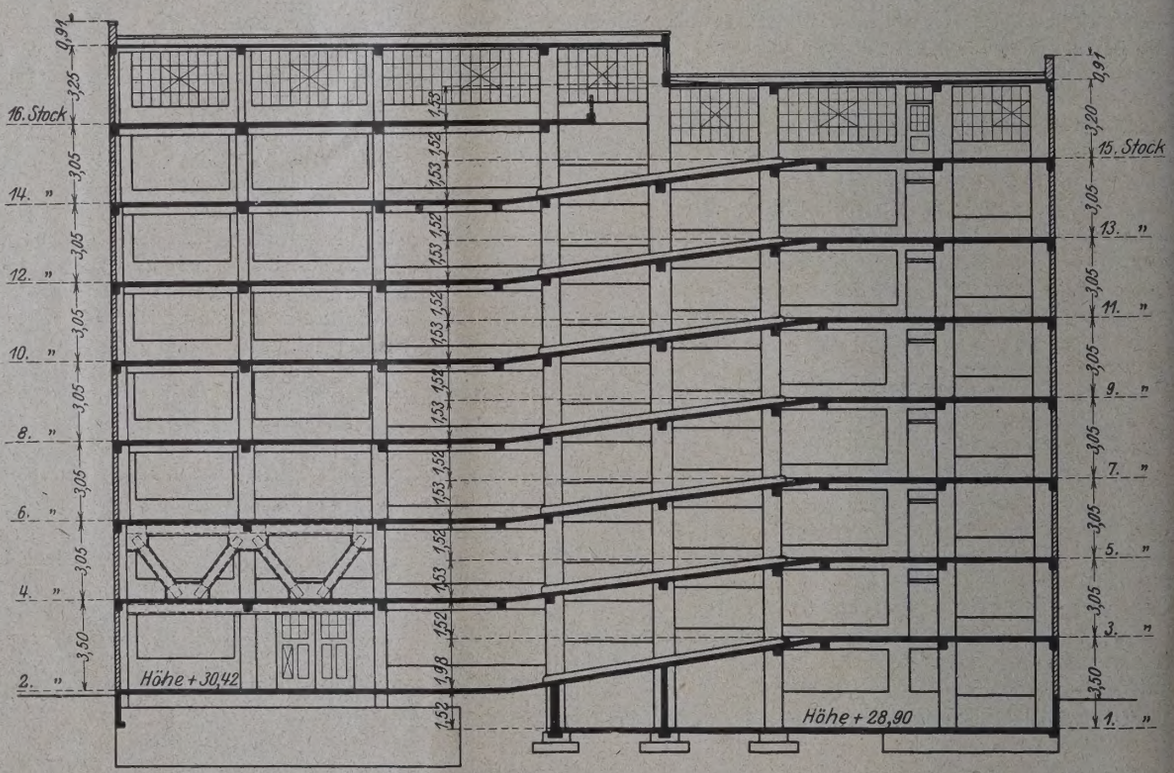


Abb. 19 b. Garagenbau in Detroit: Längschnitt durch die Rampenanlage.

Die Widerstandskraft gut durchgebildeter Eisenbetonkonstruktionen mit genügender Querversteifung, bei sorgfältiger Ausführung und gutem Material, hat sich jedenfalls bewährt.

5. Getreidespeicher in Hafenstädten.

Eisenbetonbauten besonderer Art sind die großen Getreidespeicher, die an See- und Binnenhäfen in den letzten Jahren in Nordamerika entstanden sind. Das Beispiel eines Kornspeicher-

silos mit hohem Wirkungsgrad aus dem Jahre 1925 ist der in Abb. 21a ersichtliche in Baltimore an der See-Endstation der Baltimore-Ohio-Bahn.

Das Gesamtfassungsvermögen ist 1,23 Mill. hl, der Speicherraum beträgt 1,05 Mill. hl. 1400 hl Getreide können pro Stunde getrocknet und 14 000 hl pro Stunde gereinigt werden. Das Löschungsvermögen der Gesamtanlage, die in dem Bilde zu sehen ist, beträgt 21 000 hl pro Stunde für die Eisenbahnen und 1400 hl pro Stunde für die Schiffe.

Der Speicher mit einer Grundfläche von 64 . 69 m hat 335 Silozellen mit Zellenweiten von 4,9 m bei einer größten Höhe von 39 m (Abb. 21b). Der Gesamtfassungsraum beträgt 1 Mill. hl, der später auf 2 Mill. erweitert werden soll. Das anschließende Betriebsgebäude von 67 m Höhe hat eine Grundfläche von 18,5 . 72 m, und das 36 m hohe Trockenhaus umfaßt 9,4 . 43 m Grundfläche.

Der Oberbau des Betriebsgebäudes enthält den oberen Teil der Füllschächte, die geräumigen Trichter und Kornböden mit Meßvorrichtungen. Ferner sind dort die Förderbänder, Ausgußvorrichtungen und die Einrichtungen für Hochführen, Abwiegen und Verteilen des Korns untergebracht.

Hierzu treten die in Abb. 21a sichtbaren Galerien, die die Einrichtungen zur selbsttätigen Förderung des Materials enthalten, die Beladung mit Getreide ermöglichen, wenn das Schiff noch im Ausladen begriffen ist, während z. B. in den Nachbarhäfen nur mittels schwimmender Elevatoren gearbeitet wird. Der ganze Bau wird durch Luftschächte ventiliert, deren Öffnungen im Boden ausmünden. Für die Temperaturkontrolle dient eine Thermometeranlage.

Ein einheitliches System für Wiegen, Trocknen, Reinigen, Befördern und Mischen des Getreides (wobei alles gleichzeitig ausgeführt werden kann) ist vorgesehen, und zwar ohne Unterbrechung der Haupttätigkeit des Einspeicherns und Verschiffens. Zum Trockenen des Getreides ist ein Aggregat von acht neuzeitlichen Maschinen der „Hess"-Type in einem abgesonderten feuersicheren Bau vorgesehen, der so angelegt ist, daß das Getreide direkt von den Wagen des Betriebsgebäudes zu den Trockensilos eingeschüttet werden kann. Letztere haben einen Fassungsraum von 1400 hl/Std. Das Getreide wird den über den Wagen befindlichen Kornbehältern entnommen, die einen gesamten Fassungsraum von 17 000 hl aufweisen. Von den Trockensilos wird dann das Getreide zu den Spezialelevatorschächten des Betriebsgebäudes verbracht. Diese Einrichtung erleichtert besonders die Verwendung des Trockensilos während der Nacht und kann dauernd 12 Stunden im Betrieb gehalten werden.

Für das Reinigen und Absondern des Getreides sind acht „Invincible"-Reiniger, zwei Kornausschroter, eine Carter-Maylev-Doppeleinheit Scheibenseparator vorgesehen. Diese leisten die Reinigung von 14 000 hl/Std.

Die Reiniger und die Ausschroter sind im ersten Stock des Betriebsgebäudes untergebracht. Sie werden von besonderen oberhalb liegenden Silozellen beliefert und geben ihren Inhalt an fünf hierfür eingerichtete Elevatorenschächte ab. Die Anlage der Carter-Maylev-Maschine gilt als eine Neuerung; sie ist an der Silodecke angebracht und mit einem darüber befindlichen Spezialbehälter von 1400 hl Fassungsraum verbunden. Mit diesen Einrichtungen für direktes Ausladen zu den Silos des Betriebsgebäudes arbeitet der Separator selbsttätig. Die Siebrückstände der Maschinen werden durch eine Absaugevorrichtung entfernt und zu einem besonderen Silo für Staub- und Siebrückstände geleitet.

Das Getreide wird vom Betriebsgebäude durch zehn 1,20 m-Förderbänder entnommen und in dem Speicher durch sieben 1 m-Förderbänder, die im Untergeschoß liegen, befördert.

Die Gleisanlage ist so eingerichtet, daß sie einen geregelten ununterbrochenen Umlauf der Waggons gewährleistet. Von dem Aufladeplatz am Westende bewegen sich die beladenen Waggons zu der Ladekarrenkippvorrichtung und von dort durch Eigengewichtsförderung zum Platz für die leeren Wagen.

Ein besonderes System sichert die schleunige Getreideförderung von den Wagen zu den Silos, von diesen zu den Schiffen. Signalvorrichtungen und Wärterhäuschen sind in den Galerien vorgesehen.

Da die Anlage derartiger Speicher als eine wesentliche Quelle des nationalen Wohlstandes angesehen wird, da sie es ermöglicht, dem Farmer rasch seine Vorräte abzunehmen, wird mit jedem neuen Bau versucht, die Einrichtungen zu verbessern, die die Sicherheit und die Beschleunigung aller in Betracht kommenden Vorgänge fördern. Selbstverständlich macht sich auch hier das Bestreben einer möglichst raschen Bauausführung geltend.

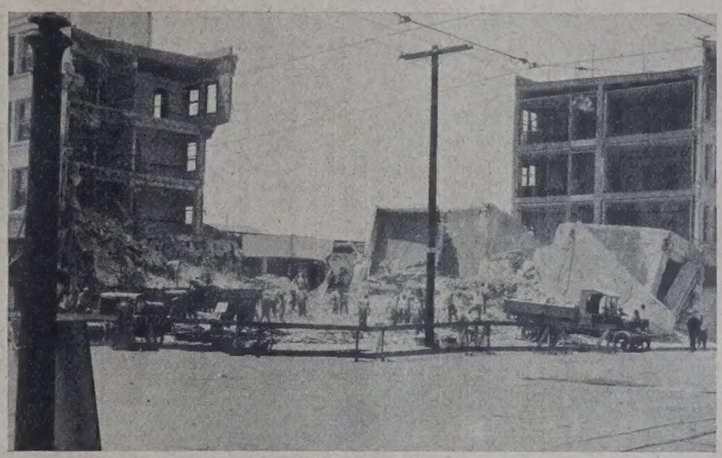


Abb. 20a.

Abb. 20b.

Abb. 20a und b. Erdbebenschäden in Sa. Barbara, Kal.

6. Sparmaßnahmen bei Schalungen und Rüstungen.

Bei einigen vorhergehenden Beispielen wurde darauf hingewiesen, daß vielfach eiserne Schalungsgerüste, Formen und Schalungen verwendet werden, um an Holzformen zu sparen und rasche Auswechslung zu ermöglichen. In Pittsburgh gibt es eine größere Spezialfirma, die sich mit der Konstruktion verstellbarer und zusammenklappbarer eiserner Rüstungen befaßt, wie sie insbesondere beim Betonieren von Stollen, Tunnels u. ä. angewendet werden (siehe Abb. 5). Auch die beim Schleusenbau angewendeten in Abb. 13b dargestellten Formen stammen von derselben Ingenieurfirma, die diese Einrichtungen auch gegen eine Leihgebühr abgibt.

Bei dem im vorhergehenden Abschnitt besprochenen Beispiel wurden für die Herstellung der über dem Silo befindlichen Hochbauten mit Rücksicht auf die großen Windkräfte leichte

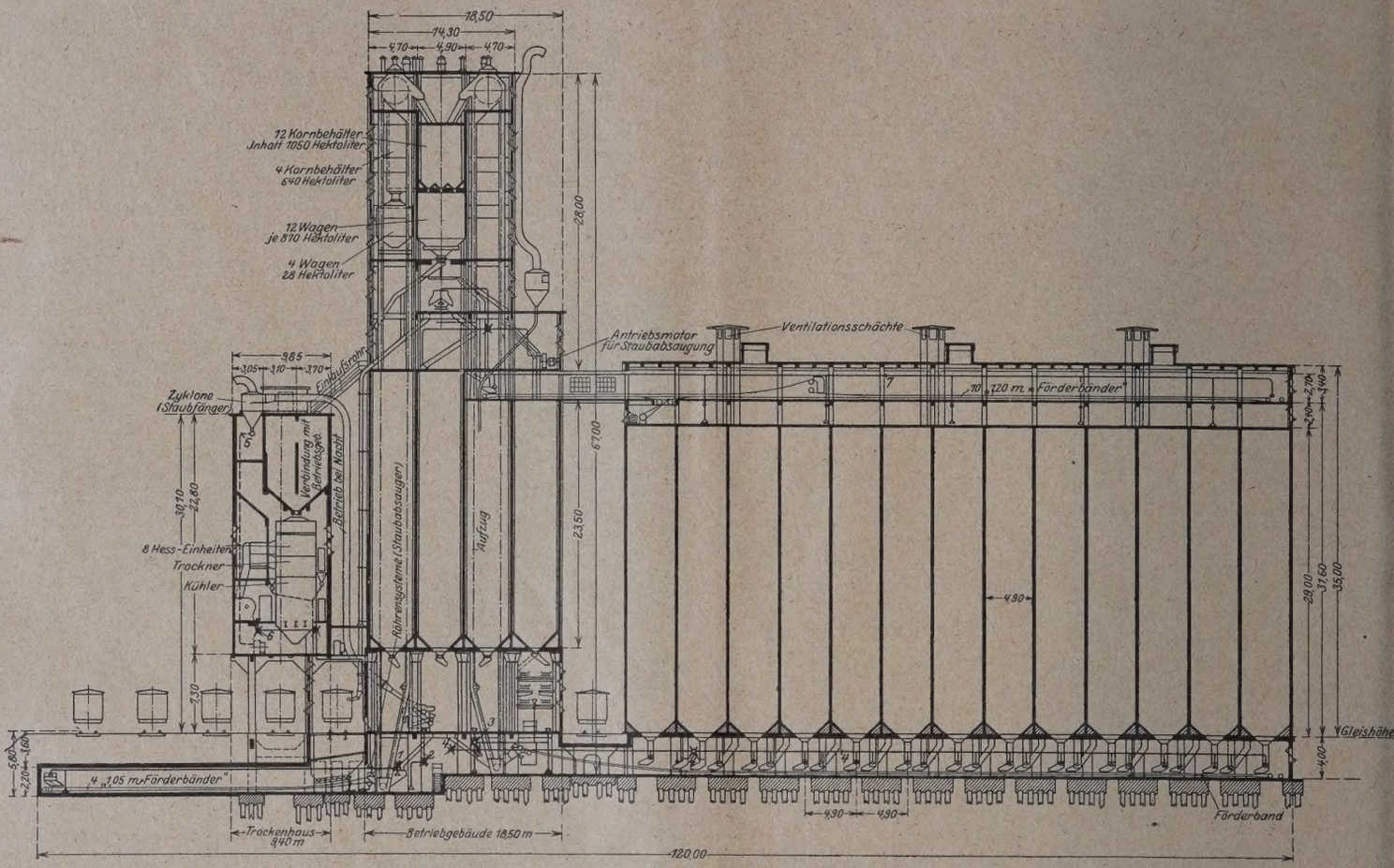


Abb. 21. Getreidespeicher in Baltimore: Schnitt durch die Gesamtanlage.

verschiebbare Formen für die Herstellung angewendet, da man befürchtet hatte, daß die vollständige Einschalung bei starken Stürmen zerstört werden könnte, bevor der Beton eingebracht wird.

Bei Rundbauten, wie Silobauten oder Schornsteinbauten, werden vielfach die äußeren und inneren Schalungen verschiebbar mit dem Fortschritt der Arbeit angeordnet. Mit Rücksicht auf das Schwellen der Schalbretter bei Hinzutreten von Feuchtigkeit werden hier an verschiedenen Stellen Fugen vorgesehen. Die Verwendung von einzelnen keilförmig zugeschnittenen Schalbrettern ermöglicht ein Lockern der Schalung. Von der ganzen Schalung wird eine gewisse Beweglichkeit verlangt, um sie leichter hochwinden zu können.

Dadurch, daß man den unteren Schalungszwischenraum etwas weiter macht, wie den oberen, kann die Verschalung ohne Zerstörung der Betonoberfläche angehoben werden. Die zur Aufnahme der Winden dienenden Böcke sollen gleichzeitig den Innendruck des Betons auf die Wandverschalung aufnehmen helfen.

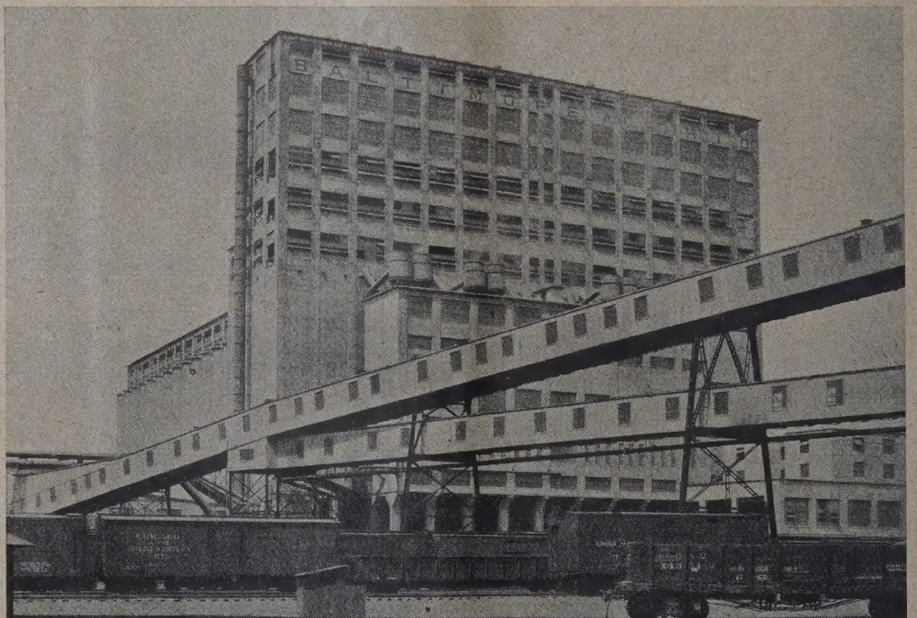


Abb. 21a. Getreidespeicheranlage in Baltimore 1925.

Vor Aufstellen der gut abgesteiften inneren Schalung wird die Grundfläche genau abgeglichen, und die Winden werden genau zentriert.

Maßgebend für Größe der Einrichtung und für das Mischverfahren ist die für eine Schichthöhe von 1,2 bis 1,5 m erforderliche Menge Beton.

Die zusammensetzbaren und verstellbaren Steifen, die den Holzverschnitt wirtschaftlicher machen sollen, auf die auch in letzter Zeit bei uns durch eine Veröffentlichung im „Bauingenieur" (Seite 208) hingewiesen wurde, sind seit Jahren eingeführt. Eine Spezialfirma in Cincinnati befaßt sich mit dieser Art von Rüstungen, über die sie mir selbst mitteilte, daß es sich hier um eine sehr heikle Frage handelt, die in jedem besonderen Fall geprüft werden müßte. Bei Außerachtlassung ge-

wisser Grundsätze würden sich unangenehme Erfahrungen nicht vermeiden lassen.

Im Hochbau werden eiserne Formen insbesondere bei runden Säulen angewendet. Bei einer Ausführung eines Lagerhausbaues habe ich die Anwendung von 1 m hohen eisernen Schutzmänteln um die Säulen gesehen, die auf besondere eiserne Bügel in der Decke einbetoniert sind und zum Schutz gegen Stöße dienen; sie dienen gleichzeitig als Schalung.

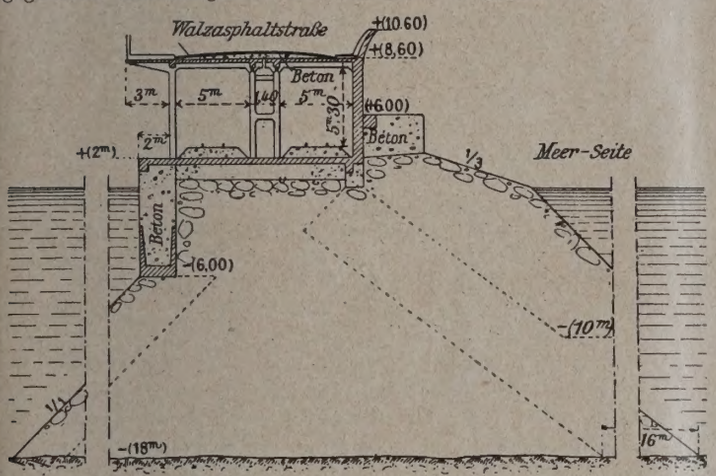
Eine weitere Vereinfachung der Schalungen wird dadurch erzielt, daß man versucht, die äußeren Stützenabmessungen durch möglichst viele Stockwerke gleich zu machen, die Hauptträger in gleicher Stärke wie die Stützen und die Nebenträger in derselben Höhe wie die Hauptträger auszuführen.

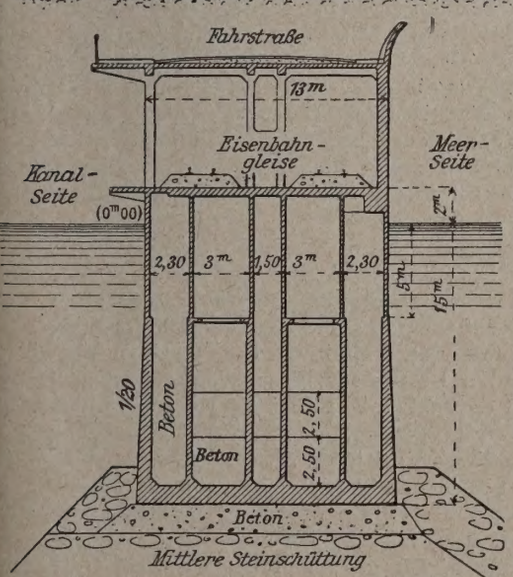
(Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Überquerung des Ärmelkanals.

Die Herstellung einer festen Verbindung zwischen England und dem Kontinent findet immer von neuem Fürsprache. In der Zeitschrift „Bulletin Technique de la Suisse Romande" 1925, Heft 24, behandelt Charles Jaeger, Freibourg, die Verbindung von Deal und Calais. Im Gegensatz zu früheren Projekten, die sich auf der Ausführung von Tunneln oder Brücken stützten, wird hier der Doppeldamm als einzige technisch mögliche Ausführung bezeichnet. Wie die Konstruktion im einzelnen gedacht ist, geht aus den wiedergegebenen Abbildungen hervor. Die beiden im gegenseitigen Abstand





von ca. 300 m voneinander parallel laufenden Dämme sollen auf ihrer Krone Bauwerke erhalten, die in zwei Etagen die Fahrbahnen für Eisenbahn- und Automobilverkehr aufnehmen. Gleichzeitig würde durch diese Anordnung des Doppeldammes ein vor schweren Stürmen geschützter Schiffahrtskanal geschaffen, der nur in der Nähe der Küsten durch freie Durchlässe in den Dämmen mit der offenen See in Verbindung treten würde. Die Maximaltiefe für die Steinschüttung der Dämme beträgt 52 m; bei ihr ist die Wellenbewegung praktisch unwirksam. Die Aufschüttungen würden bis Quote —15 reichen und in dieser Höhe die Eisenbetonsenkkasten-Tragkonstruktion beginnen. Es wird besonders darauf hingewiesen, daß selbst heftige Wellenbrandung auf solch eine vertikale Wand einflußlos ist.

Die Frage, ob eine Sperrung des Ärmelkanals in der beschriebenen Weise beträchtliche Änderungen der Gezeiten zur Folge haben würde, wird verneint. Das Gezeitensystem des Kanals ist aus der Bewegung der Ozeanflutwelle mit einer abgelenkten Welle aus der Nordsee gebildet. Die generelle Form der Interferenz zeigt einen Knotenpunkt in der Gegend von Cherbourg und einen Bauch auf der Linie Hastings - Cayeux. Die Errichtung eines Dammes in unmittelbarer Nähe dieses Gebietes würde an sich schon ohne Einfluß auf Ebbe und Flut sein, hier um so weniger, als die Dammschüttung nicht als undurchlässig anzunehmen sei.

Die Durchlässe nahe den Küsten sollen gleichzeitig als Häfen ausgebildet werden, über die die Fahrbahnen auf Viadukten und Brückenkonstruktionen größten Ausmaßes hinweggeführt werden müßten.

Vom verkehrspolitischen und wirtschaftlichen Standpunkte aus legt Jaeger dem Projekt große Bedeutung bei. Nicht nur, daß der Wasserweg ohne Umschlag von London bis Köln, Wien, Budapest und zum Schwarzen Meere frei sei, sondern der Verkehr würde allgemein zunehmen und die Produktionspreise fallen. Der Umtausch von Erz gegen Kohlen zwischen England und dem Kontinent sowie weitere Transportströmungen wurden auf mehrere Millionen Tonnen steigen. Der Verfasser gibt dann schätzungsweise die Gesamtausführungskosten des Projektes mit etwa 1600—1800 Millionen Goldfranken an und stellt anschließend überschlägige Wirtschaftlichkeitsberechnungen an, die die Rentabilität des Projektes darlegen sollen. E.

Einfluß der Größe und Gestalt von Betonprobekörpern auf die Betondruckfestigkeit.

Berichtet nach Bulletin 16 des Structural Materials Research Laboratory, Chicago.

Von Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe i. B.

Die Untersuchungen wurden an Beton des Mischungsverhältnisses 1:5 und 1:3 bei einer relativen Konsistenz von 1,10 unter Verwendung von Kiessand von 0—38 mm Korngröße durchgeführt. Zur Prüfung gelangten 1755 Probekörper folgender Formen und Abmessungen:

a) Zylinder von 3,8 bis 25,4 cm Durchmesser und einer Höhe jeweils gleich dem doppelten Durchmesser,
b) Zylinder von 7,6 bis 25,4 cm Durchmesser und 30,5 cm Höhe,
c) Zylinder von 15,3 cm Durchmesser und 7,6 bis 61 cm Höhe,
d) Würfel von 15,3 cm und von 20,3 cm Kantenlänge,
e) Prismen von 15,3 × 30,5 cm und von 20,3 × 40,6 cm Abmessungen.

Die wichtigsten Ergebnisse waren:

1. Der in Amerika für Betonprüfungen als Norm eingeführte Zylinder von 15,3 cm Durchmesser und 30,5 cm Höhe erwies sich für Zuschläge von einem maximalen Korn von bis zu 51 mm als befriedigende Versuchskörpergestalt.

2. Die Zylinder von 10,2 cm Durchmesser und 20,3 cm Höhe bzw. von 12,7 cm Durchmesser und 25,4 cm Höhe sind brauchbar für Zuschläge mit kleinerem Maximalkorn. Das Verhältnis des Zylinderdurchmessers zur maximalen Korngröße des Zuschlags soll nicht kleiner als 3 sein. Für Zuschläge mit einem Maximalkorn von über 51 mm sollte der Zylinder von 20,3 cm Durchmesser und 40,6 cm Höhe in Anwendung kommen.

3. Bei Zylinderformen mit einer Höhe gleich dem doppelten Durchmesser nahm die Betonfestigkeit mit zunehmender Körpergröße ab; z. B. wurden an Zylindern von 20,3 cm Durchmesser und 40,6 cm Höhe bezw. von 25,4 cm Durchmesser und 50,8 cm Höhe 96 bezw. 92% der Festigkeiten eines Zylinders von 15,3 cm Durchmesser und 30,5 cm Höhe ermittelt. Die entsprechende Festigkeitsabnahme war unbedeutend bei Zylindern mit Durchmessern kleiner als 15,3 cm.

4. Die Festigkeitsverhältnisse bei zunehmender Größe von $\frac{\text{Höhe}}{\text{Durchmesser}}$ ergaben sich wie folgt:

Verhältnis $\frac{\text{Höhe}}{\text{Durchmesser}} = v$	0,5	1,0	1,25	1,5	2,0	3,0	4,0
Festigkeitsverhältnis, bezogen auf die Festigkeit eines Zylinders von 15,3 cm Durchmesser und 30,5 cm Höhe	178	115	107	103	100	95	90

Die Festigkeitsunterschiede bei einem v von 1,5—2,5 waren unbedeutend.

5. Die Würfel von 15,3 bzw. 20,3 cm Kantenlänge ergaben um 18 bzw. 13% höhere Festigkeiten als der Zylinder von 15,3 cm Durchmesser und 30,5 cm Höhe. Die Festigkeit der prismatischen Körper war geringer als die des genannten Normenzylinders, nämlich beim 15,3 × 30,5 cm-Prisma 93% und beim 20,3 × 40,6 cm-Prisma 91% der Festigkeit des Normenzylinders.

Die Untersuchungsergebnisse bieten zwar nichts grundsätzlich Neues, aber einen wertvollen Schlüssel für amerikanische Festigkeitsangaben. Für Würfel und Prismen allein hat ja Bach entsprechende Untersuchungen schon früher veröffentlicht (Deutsche Bauzeitung 1914, Nr. 5).

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Fortschritte und Rückschritte im Verdingungswesen.

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

(Fortsetzung von Seite 390.)

Bevor auf die Haupt- und Endfrage, die Wahl des richtigen Angebotes, eingegangen wird, seien noch einige Fortschritte und Rückschritte verzeichnet, die sich inzwischen ergeben haben.

Die Neigung, dem Unternehmer jede mögliche Verantwortung aufzubürden, ist noch immer im Zunehmen begriffen und wird durch das Verhalten zahlreicher Unternehmer, die jetzt wahllos alles unterschreiben, noch weiter gefördert. Wenn man in den Bedingungen liest, daß der Unternehmer die alleinige Verantwortung für die gesamte Statik des Bauwerkes tragen soll, wenn er ferner gehalten ist, die Vordersätze nachzuprüfen, so daß er bei Unstimmigkeiten keine Nachforderungen stellen kann, so fragt man sich unwillkürlich, worin schließlich die Mitwirkung der Bauleitung besteht. Deshalb auch das frühere Verlangen des Verfassers, solche ungewöhnlichen Zusatzleistungen nicht in die technischen Bedingungen einzukapseln, sondern sie zum Gegenstand selbständiger Positionen im Verdingungsanschlag zu machen. Schon der Zwang zur korrekten Fragestellung wird dem Bearbeiter häufig klar machen, daß er sich auf einem Irrwege befindet, und ihn veranlassen, die sinnwidrige Leistung auszuscheiden. Auch das Verfahren, dem Unternehmer neben der eigentlichen Anschlagsarbeit schon vor der Verdingung Zusatzleistungen aufzubürden, die eigentlich Sache des Bauherrn sind, hat unerfreuliche Fortschritte gemacht. Die Architekten suchen ihre Selbstkosten niedrig zu halten und geben infolgedessen vielfach keine Verdingungsanschläge heraus, sondern überlassen es dem Unternehmer, diese an Hand der Zeichnungen selbst herauszuziehen. Dadurch sind die gewonnenen Anschläge selbstverständlich nicht vergleichsfähig, das Preisbeurteilungsverfahren wird dadurch höchst undurchsichtig; vor allen Dingen aber wird dadurch, daß das, was einer machen müßte, von zwecklos vielen wiederholt ausgeführt wird, eine unsinnige Leerlaufsarbeit heraufbeschworen, die dem Wesen der ganzen Technik zuwiderläuft.

Die allgemeinen Vertragsbedingungen sehen meist vor, daß Mehr- und Minderleistungen gegenüber dem Anschlag nur bis zu einem gewissen Satze zu den Anschlagspreisen verlangt werden dürfen. Es hat dies wohlerwogene Gründe. Beispielsweise kann ein Unternehmer bei einer wesentlichen Minderleistung das Gerät nicht so hoch ausnützen, außerdem ist die dann geringer werdende Bausumme mit höheren allgemeinen Unkosten belastet. Es wird also einer wesentlichen Minderleistung im allgemeinen ein höherer Einheitspreis entsprechen müssen. Umgekehrt kann der Fall eintreten, daß ein Unternehmer den Einkauf der Rohstoffe für eine bestimmte Leistung gerade noch zu einem erträglichen Preise abgeschlossen hat; wird dann eine Mehrleistung von ihm verlangt, so muß er vielleicht sehr viel teurer einkaufen, es kann ihm also nicht ohne weiteres zugemutet werden, daß er die Mehrleistung zum gleichen Preise ausführt.

Man könnte unter Umständen sogar die Frage aufwerfen, ob nicht eine Position, deren Vordersatz sich wesentlich erhöht oder verringert hat, überhaupt in ihrer Gesamtheit eine ganz neuartige Leistung darstellt, für die eine neue Preisbildung erfolgen müßte. Im allgemeinen wird das wohl nicht erforderlich sein, sondern man wird bei wesentlichen Minderleistungen eine Zulage zum Einheitspreise vereinbaren, während bei Mehrleistungen der neue Einheitspreis im allgemeinen nur für den erhöhten Vordersatz vereinbart werden wird.

Neuerdings lassen manche Bauherren diese Beschränkung hinsichtlich der Mehr- oder Minderleistungen, auch wenn sie in den allgemeinen Bedingungen vorgesehen ist, vielfach nachträglich wieder streichen und zwingen den Unternehmer zur ausdrücklichen Anerkennung dieser Streichung. Dieses Verfahren ist einerseits deshalb zu verurteilen, weil es den Unternehmer durch einseitige Willkür eines wesentlichen Rechtes beraubt, andererseits auch deshalb, weil dadurch dem Gefühl der Verantwortungslosigkeit beim Bauherrn noch mehr Vorschub geleistet wird, da ja der Unternehmer dann auch das Wagnis absolut falscher Vordersätze tragen muß.

Als erfreulicher Fortschritt sind die neueren Gepflogenheiten der Stadt Berlin und der Berliner Nordsüdbahn A.-G. in der anschlagsmäßigen Behandlung der Grundwasserabsenkung zu begrüßen. Es wurde schon früher hervorgehoben, daß die Stadt Berlin zweckmäßigerweise den Bodenaushub, die Baugrubenabsteifung und die eigentliche Wasserhaltung bei größeren Bauvorhaben positionsweise zu trennen pflegt. Die Nordsüdbahn ist neuerdings noch einen bedeutsamen Schritt weiter gegangen. Bei der Vergebung der neuen AEG-Bahnstrecke war die Grundwasserabsenkung noch weiter zerlegt nach Einheitspreis für den vorgehaltenen Brunnen einschließlich Ein- und Ausbau und nach Einheitspreis für die zum Betrieb der Wasserhaltung für die Kilowattstunde erforderliche Energie. Außerdem war ein Bedarfspreis vorgesehen für diejenigen Brunnen, die auf Anordnung des Bauherrn in der Baugrube verbleiben sollten.

Bemerkenswert ist hierbei die freie Beweglichkeit der Vordersätze. Die Zahl der vorzuhaltenden Brunnen lag nämlich nicht fest, sondern sollte von Fall zu Fall nach Bedarf vereinbart werden. Dieser Umstand war aber vorher bekannt; es handelte sich somit um ein übersehbares Wagnis, da die Veranschlagung beim Unternehmer ja auch nach der Zahl der Brunnen erfolgen muß, wenn er die Wasserhaltung pauschal übernimmt.

Noch auffallender ist die gesonderte Abgeltung der Betriebsenergie nach Kilowattstunden. Dort sollte der Unternehmer angeben, welchen Zuschlag er für die Kilowattstunde zu dem seitens des Elektrizitätswerkes berechneten Tarifsatz beanspruchte, also eine ähnliche Berechnungsweise wie bei Tagelohnarbeiten. Für die Zahl der Kilowattstunden war dem Unternehmer das Wagnis abgenommen, so daß er also keine Veranlassung hatte, mit der Betriebsenergie der Wasserhaltung in gefährlicher Weise zu sparen, vielmehr lag es in seinem Interesse, die höchste Intensität anzuwenden und dadurch den Baufortschritt zu verbessern.

Man mag einwenden, daß durch derart bewegliche Vordersätze ein allzu hohes Wagnis hinsichtlich der Deckungsfrage für den Bauherrn entstehen müßte. Dem kann aber entgegengehalten werden, daß gerade dieser Bauherr umfassende Erfahrungen besitzt und daher wohl in der Lage gewesen sein wird, einen entsprechenden Betrag für diese Wasserhaltung bereit zu stellen, so daß er auf keinen Fall in Verlegenheit kommen konnte.

Jedenfalls ist dieses Verfahren, das dem Unternehmer bewußt und planmäßig ein häufig recht unbequemes Wagnis abnimmt, als ein besonderer Fortschritt zu bezeichnen.

Weniger angenehm berührt es, wenn das Wagnis der Bodenbeschaffenheit wieder ganz einseitig dem Unternehmer aufgebürdet wird. Wenn Bohrungen vorliegen, sollten diese maßgebend sein, schlimmstenfalls setze man noch eine Bedarfsposition für Bohrungen ein, die der Unternehmer dann nach Gefallen in Anspruch nehmen kann, so daß er den Anspruch auf Entschädigung verwirkt, wenn er den Betrag einsteckt, ohne dafür zu bohren. Ein Wagnis für unvollständige Unterlagen, deren Beschaffung dem Bauherrn obliegt, soll aber grundsätzlich nicht dem Unternehmer aufgebürdet werden. —

Um diese Erörterungen zu einem gewissen Abschluß zu bringen, sei nunmehr nochmals versucht, die große Hauptfrage, die Wahl des zweckmäßigsten Angebotes, etwas weiter zu fördern. Es kann im allgemeinen als feststehend

ıngenommen werden, daß die Bauverwaltungen sich durch den Ausfall der heutigen Verdingungen fast regelmäßig verführen assen, einem zu niedrigen Angebot den Zuschlag zu erteilen, einerseits unter dem Zwang der Vorschriften, andererseits vielach auch deshalb, weil sie von einer selbständigeren Entscheidung Nackenschläge befürchten. Da ist es dann oft das kleinere Übel, die Arbeit wissentlich zu billig zu vergeben ınd nachher die geldgebenden Körperschaften über unabwendbare Nachforderungen beschließen zu lassen.

Gerade aus der übergroßen Anzahl der Angebote, die ıeute bei öffentlichen Verdingungen gewöhnlich eingehen, assen sich aber hinsichtlich der Wahl des richtigen Angebotes ıft sehr beachtenswerte Folgerungen ziehen. Ordnet man die Angebotsendzahlen nach der absoluten Höhe und trägt dann liese Endzahlen in gleichen Abständen als Ordinaten maßstäblich nebeneinander auf, so erhält man durch die Verbindung ler oberen Endpunkte zwar keine Kurve (denn es fehlt diesem Linienzuge das Merkmal der funktionellen Stetigkeit), aber ımmerhin eine Punktreihe von einer gewissen Gesetzmäßigkeit ihnlicher Art, wie sie zwischen einer Zahl von Beobachtungen ıder Ablesungen zu bestehen pflegt. Man kann dann hierbei ast immer feststellen, daß die Punktreihe von unten her mit einigen versprengten Zahlen beginnt, die untereinander großen Abstand haben; dann liegen die Endzahlen dichter aufeinander, häufig in sehr engen Grenzen, um sich weiterhin allmählich zu ockern, bis schließlich am oberen Teil wiederum einige Versprengte den Schluß machen. Die unteren Versprengten sind lie ganz Kleinen und die ganz Leichtsinnigen, die entweder überhaupt nicht rechnen können oder die Arbeit um jeden Preis ıaben wollen. Dann kommt die dichtgelagerte Mehrheit der verständigen Rechner und schließlich die Nachhut derjenigen, lie der Arbeit kein ernsthaftes Interesse entgegenbringen oder ie nur bei besonders günstigen Preisen haben wollen.

Eine ganz einfache Überlegung sagt, daß das angemessene Angebot im Bereich der dichten Gruppe der vorsichtigen Rechner liegen muß. Ein objektiver Maßstab für die Entscheidung dürfte also gefunden sein, wenn man hierfür noch ein ganz bestimmtes Merkmal aufzustellen vermag.

Dies kann in sehr einfacher Form geschehen, wenn man die Neigung der Verbindungslinie zweier oder mehrerer Ordinatenendpunkte zu Hilfe nimmt. Je dichter die Angebote aufeinanderliegen, desto geringer ist die Neigung zwischen zwei benachbarten Punkten und zwischen größeren Gruppen. Man kann also das Angebot als das angemessenste bezeichnen, das mit seiner Ordinate am Fußpunkt der längsten und flachsten Neigung liegt. Dieser Satz soll nicht als mathematische Entdeckung angesprochen werden, sondern lediglich als eine etwas bestimmtere Formulierung lessen, was sonst schon der gesunde Menschenverstand vermitteln kann. Dabei ist selbstverständlich vorausgesetzt, daß lie Angebotszahlen von Unternehmern, die aus irgendeinem Grunde überhaupt nicht in Frage kommen, vorher ausgeschieden werden, ferner, daß die Angebotsendzahlen, bevor liese Auftragung erfolgt, nach den sonst üblichen Grundsätzen rechnerisch nachgeprüft werden.

Verfasser hat eine Anzahl neuerer zahlreich beschickter Verdingungen unter diesem Gesichtspunkte nachgeprüft und ist labei zu dem Ergebnis gekommen, daß bei etwa 40 Bietern das ıngemessene Angebot durchschnittlich das sechste bis siebente von unten zu sein pflegt. Die tiefer liegenden sind meist Versprengte. Nur ganz selten beginnt die flache Neigung schon in größerer Tiefe. Hiermit soll nicht Abschließendes gesagt sein, la es nicht möglich war, die Ergebnisse zu verwerten; außerdem kann sich das Ergebnis auch noch durch Ausscheidungen verschieben. Als wesentlich verdient aber wohl hervorgehoben zu werden, daß das Angebot, das hiernach als das angenessenste in Frage kam, meist ein höheres war, als lasjenige, auf das der Zuschlag fiel.

Das Vorgehen sei deshalb hiermit zur Erörterung gestellt, lamit vielleicht auch die vergebenden Stellen versuchen, sich lamit zu befreunden und die Ergebnisse für die Allgemeinheit nutzbar zu machen. Bürgert es sich ein, so wird dadurch die Preisbildung bei öffentlichen Verdingungen sehr heilsam beeinflußt werden, denn gerade die dicht aufeinanderliegenden Preise sind diejenigen, die bestimmt unbefangen gebildet sind, weil sie den Ausdruck des schärfsten Wettbewerbes bilden. Wird es offenkundig, daß im ganzen höher gegriffen wird, so kommen auch die Versprengten zur Besinnung, und es ist sehr wohl denkbar, daß schließlich die flachste und längste Neigung auch einmal mit dem niedrigsten Angebot beginnt. Dann aber würde dessen Wahrscheinlichkeit eben dadurch gestützt werden, daß es eine zahlreiche und dichte Nachbarschaft hat.

Das günstigere Ergebnis derartiger öffentlicher Ausschreibungen würde auch die engere Ausschreibung, die ja ohnehin manches gegen sich hat, an vielen Stellen entbehrlich machen, wo man sie jetzt noch für unvermeidlich hält. Denn es würden dann die vorsichtig rechnenden Firmen von gutem Ruf, auf deren Gewinnung man ja bei engeren Ausschreibungen entscheidenden Wert legt, auch bei öffentlichen Verdingungen erheblich leichter in den Bereich der Zuschlagsmöglichkeit gelangen, als dies jetzt der Fall ist. Wenn das Verfahren Aufnahme fände, bittet der Verfasser, Mitteilungen über die gewonnenen Erfahrungen ihm zukommen zu lassen.

Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues (vgl. „Bauingenieur", Heft 19, S. 391). Der Reichsarbeitsminister hat unter dem 16. April Ausführungsbestimmungen zu der Verordnung vom 1. 4. 26 (vgl. „Bauingenieur" Heft 17, S. 350) erlassen, die eingehende Vorschriften für die Kreditgewährung von den Kreditanstalten an den Bauherrn enthalten. Die Kreditanstalten rufen den Zwischenkredit erst dann bei der Landesregierung ab, wenn der Bauherr die Mittel zur sofortigen Bauausführung benötigt (1.). Sie dürfen bei der Weitergabe an den Bauherrn einen Verwaltungskostenbeitrag in Höhe bis zu 0,5 % auf das Jahr berechnet erheben und sollen auf eine schnelle Durchführung der Bauvorhaben bedacht sein (3. u. 5.). Nimmt der Bauherr den Zwischenkredit länger als 7 Monate in Anspruch, so erhöht sich der Zinssatz zugunsten des Reichs pro Monat um je 1 % auf das Jahr berechnet (2.). Der Bauherr hat den Zwischenkredit in der üblichen Form, und zwar grundsätzlich hypothekarisch sicherzustellen (6.). Bei der Gewährung dieses hypothekarischen Darlehens darf der nominelle Zinssatz den für die Bestellung maßgebenden Pfandbriefzinssatz nicht um mehr als 0,5 % übersteigen; bei der baren Auszahlung dürfen von dem maßgebenden Pfandbriefkurs höchstens abgezogen werden: 0,5 % Stempelgebühren, 2 % für Unkosten und 2 % Bonifikation für die den Verkauf der Pfandbriefe vermittelnden Anstalten; bei Tilgungshypotheken darf der Tilgungssatz 2 % nicht übersteigen; der Bauherr kann das hypothekarische Darlehen nach Ablauf von zwei Jahren kündigen und ohne Aufgeld zurückzahlen; im 3., 4. und 5. Jahre seit der Bestellung ist die Rückzahlung jedoch nur in Pfandbriefen der betreffenden Anstalt zulässig (7.). Ist die den Zwischenkredit vermittelnde Anstalt nicht zur Ausgabe von Pfandbriefen ermächtigt, so beträgt die Rückzahlungsfrist 7 Monate, der Zinssatz des Darlehens darf nicht höher sein als 2 % über dem jeweiligen Reichsbankdiskont; das Recht des Bauherrn, die Hypothek zu kündigen und zurückzuzahlen, richtet sich vorbehaltlich besonderer vertraglicher Vereinbarungen nach den allgemeinen gesetzlichen Vorschriften, wobei das Recht der Rückzahlung jedoch höchstens bis zu einem Zeitraum von 5 Jahren ausgeschlossen werden darf (8.). — Von diesen Ausführungsbestimmungen darf zuungunsten des Bauherrn nicht abgewichen werden (9.).

Die deutschen Kapitalanlagen in der bulgarischen Wirtschaft. Im Jahre 1925 war das Auslandskapital mit über 136 Millionen Lewa an der Industrie und dem Handel Bulgariens beteiligt. Deutschland steht hierbei mit ca. 9 Millionen Lewa an 5. Stelle hinter der Schweiz (42 Millionen Lewa), Frankreich-Belgien, Holland und Italien. Die Branchen, an denen sich deutsches Kapital beteiligt hat, liegen hauptsächlich auf dem Gebiete der Bauindustrie, sowie des Holz- und Häutehandels.

Die Vorbereitungen des neuen preußischen Städtebaugesetzes. Der neue Entwurf eines preußischen Städtebaugesetzes wird voraussichtlich in den nächsten Wochen dem Staatsministerium zur Beschlußfassung vorgelegt werden. Er hat gegenüber dem vorigen Referentenentwurf eine Reihe wesentlicher Veränderungen erfahren. Das preußische Wohlfahrtsministerium hat bei dem neuen Entwurfe den Anträgen verschiedener Interessentengruppen soweit wie möglich Rechnung zu tragen versucht. Gewisse Schwierigkeiten dürften der Annahme des Entwurfes im Staatsministerium höchstens durch die Stellungnahme des Landwirtschaftsministeriums bereitet werden, da die Landwirtschaft in einem ziemlich starken Gegensatz zu den in dem Gesetz festgelegten Bestimmungen über die Arrondierung, Enteignung und Entschädigung landwirtschaftlich genutzter Flächen steht.

Kalkindustrie und Baugewerbe. Der Kalkabsatz hat sich im April sehr schleppend gestaltet. Die Nachfrage von seiten der Landwirtschaft zeigt saisongemäß einen erheblichen Rückgang, jedoch sind auch die Abrufe von seiten des Baugewerbes sehr gering geblieben. Der Handel nimmt nur mäßige Mengen auf Lager und hat selbst nur einen unzureichenden Absatz. Die Ursache dieser ungünstigen Entwicklung sieht man darin, daß die Durchführung der Wohnungsbaufinanzierung zu langsam vor sich geht und so praktisch nur an wenigen Stellen mit der Verwirklichung des Wohnungsbauprogramms begonnen werden konnte.

Die Lage am Bauholzmarkt. Die Lage auf dem Bauholzmarkt ist immer noch uneinheitlich. Der Großhandel berichtet zum überwiegenden Teile über eine anhaltende leichte Belebung, während andererseits von einigen Firmen weiterhin über die Unzulänglichkeit des Absatzes geklagt wird. Immerhin hat die geringe Besserung des Geschäftes schon genügt, um eine Preissteigerung hervorzurufen. Die Ursache hierfür liegt in der ständigen Materialknappheit bei den Sägewerken, die ein sehr schnelles Reagieren des Marktes auf jede noch so geringe Verstärkung der Nachfrage zur Folge hat. Die Sägewerke sind demzufolge in vielen Fällen nicht genügend lieferfähig und müssen die Lieferfristen hinausschieben. Im Großhandel sind jedoch bisher die Umsätze erheblich geringer als in der gleichen Zeit des Vorjahres, und für den weiteren Teil der Saison ist nicht zu erwarten, daß das Geschäft den vorjährigen Umfang erreichen wird.

Betriebskosten für die Lastkraftwagen. Um für den Ausbau des Eisenbahnkraftwagenverkehrs eine feste Grundlage zu erhalten, hat die Deutsche Reichsbahngesellschaft, gestützt auf eingehende Untersuchungen, Grundsätze über die Ermittlung der Selbstkosten für Lastkraftwagen aufgestellt, die das Interesse anderer Kraftfahrzeughalter verdienen.

Die Selbstkosten für einen 5-t-Lastkraftwagen sind in „feste Kosten" und „bewegliche Kosten" zergliedert. Im einzelnen gilt folgendes:

A. Für die Errechnung der jährlichen festen Kosten.

1. Verzinsung: Sie wird berechnet nach den Nettobeschaffungskosten (Wiederbeschaffungspreise der Fahrzeuge einschl. Bereifung) auf die Dauer von 10 Jahren. — 2. Unterkunft: Es sind einzusetzen die tatsächlich erwachsenden Kosten; unter normalen Verhältnissen erscheinen angemessen rd. 300 M. — 3. Fahrzeugversicherung: Es sind zu berechnen für Casco und Haftpflicht von den Beschaffungskosten der Fahrzeuge einschl. Bereifung 3 %. — 4. Zuschlag für Vorhalten von Reservefahrzeugen: Es gelten die tatsächlichen Verhältnisse; angemessen erscheint ein Zuschlag auf die nach Ziffer 1—3 errechneten Beträge von $^1/_8$. — 5. Löhne: Es sind die tatsächlichen Lohnaufwendungen für 52 Wochen bei achtstündiger Tagesleistung einzusetzen; gegebenenfalls sind Überstunden und Doppelbesetzung besonders zu berücksichtigen; für Ablösung der sozialen Lasten einschl. Urlaub und Krankheit wird ein Zuschlag von 12% berechnet. — 6. Geschäftsunkosten samt allen Steuern: Diese werden nach dem derzeitigen Stand bei Annahme einer Kraftfahrzeugsteuer von 200 RM. mit 1800 RM. berechnet; etwaige Wegeunterhaltungsbeiträge sind gesondert anzusetzen.

B. Für die Errechnung der auf den Kilometer entfallenden beweglichen Kosten.

7. Betriebsstoffverbrauch: Der Verbrauch an Benzin oder Benzol beträgt für den Kilometer 0,5 kg. Der Verbrauch an Öl und Fett beträgt für den Kilometer 10% des Verbrauchspreises von Benzin. Für Anhänger werden 15% des Verbrauchspreises von Benzin, Öl und Fett angenommen. — 8. Gummiabnutzung: Angenommen werden bei Elastikreifen als Höchstleistung 15 000 Kilometer. — 9. Reparaturaufwand: Bei den heutigen Löhnen und Preisen gilt für den Kilometer ein Betrag von 0,15 M. — 10. Amortisation: Sie wird errechnet aus den Nettobeschaffungspreisen ohne Bereifung unter Annahme einer Gesamtleistung von 180 000 km.

Die festen Kosten sind durch die jeweilige Jahresleistung des Kraftwagens zu teilen, so daß man auch hier zu einem Kilometersatz kommt. Der Satz von A + B ergibt den Gesamtselbstkostenbetrag. Errechnet man nach diesem Schema unter Zugrundelegung der heutigen Marktpreise die gesamten Selbstkosten, so kommt man zu folgenden Kilometersätzen:

Bei einer Jahresleistung von 15000 km = 1,12 M., von 20000 km = 1,00 M., von 25000 km = 0,93 M., von 30000 km = 0,88 M., von 35000 km = 0,85 M., von 40000 km = 0,83 M.

Übersicht über die Unfallmeldungen bei der Tiefbau-Berufsgenossenschaft und deren Zweiganstalt 1925/26. Bei der Tiefbauberufsgenossenschaft und deren Zweiganstalt kamen zur Anmeldung

im	Unfälle	darunter tot
1. Vierteljahr 1925	4394	37
2. „ „	4779	54
3. „ „	5918	52
4. „ „	6448	58
1925	21539	201
(1924	16897	195)
1. Vierteljahr 1926	6254	42

	Januar	Februar	März	April
Großhandelsindex	120,0	118,4	118,3	122,7
Reichslebenshaltungsindex	139,8	138,8	138,3	139,6

Großhandelsindex.

31. März	7. April	14. April	21. April	28. April	5. Mai
121,2	122,0	123,6	123,2	123,4	122,8

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 6. Mai.)

Anordnung über die weitere Geltung der bisherigen Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 30. April 1926. (Reichsanz. Nr. 101.) Die Geltungsdauer der durch die „Zweite Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge vom 27. 2. 26" festgesetzten Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge wird (vom 1. Mai) bis zum 22. Mai 1926 verlängert.

Anordnung über Verlängerung der Kurzarbeiterfürsorge. Vom 30. April 1926. (Reichsanz. Nr. 101.) Die Geltungsdauer der Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge vom 20. 2. 1926 wird (vom 1. Mai) bis zum 3. Juli 1926 verlängert.

Bekanntmachung über die Änderung der Muster für die Unfallanzeigen, für die Beschreibung und für die Nachweisung der Unfälle (§§ 1555, 1751, 1752 der Reichsversicherungsordnung). Vom 28. April 1926. (Reichsanz. Nr. 100.) Die Benutzung der bisherigen Muster ist bis zum 1. April 1927 zugelassen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 15. April 1926.

Kl. 19 a, Gr. 31. St 38 414. Fritz Stober, Oppeln O.-S. Schienenstoßfeilmaschine. 16. IX. 24.

Kl. 19 c, Gr. 8. B 112 944. Octavo Battault, Aix-en-Provence, Frankreich; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Straßenwalze. 27. II. 24.

Kl. 19 c, Gr. 10. B 114 019. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Vorrichtung zum Aufbrechen von Straßendecken. 9. V. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 91 576. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen; Zus. z. Anm. M 89 816. 7. X. 25.

Kl. 20 i, Gr. 4. F 58 541. Albert Josef Fleming, Soranton, Pennsylvanien, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Specht, Pat.-Anw., Hamburg. Weichenschutz für Eisenbahnschienen. 4. IV. 25.

Kl. 20 i, Gr. 6. H 99 613. Lauritz Sophus Haasted, Drammen, Norwegen; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Einrichtung zur Kontrolle und Sicherung der Weichenstellung auf einer Bahnstrecke. 8. XII. 24. Norwegen 7. XII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 11. D 47 002. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Aktien-Gesellschaft vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Motorischer Antrieb, insbes. für Weichenstellwerke. 10. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. H 97 308. Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichenantrieb mit nicht selbstsperrendem Getriebe. 14. V. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. H 97 309. Hein, Lehmann & Co. A.-G., Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichenantrieb mit Zahnrad und Zahnstange. 14. V. 24.

Kl. 20 i, Gr. 39. S 68 936. Erik Skov Sörenson, Dybvad Mühle pr. Örting, Dänemark; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Zimmerstädt. Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Beleuchtungsanordnung für Wegeschranken und offene Bahnüberquerungen. 24. II. 25.

Kl. 37 a, Gr. 7. C 36 693. Serban George Cantacuzène, Bukarest, Rumänien; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer gegen Wärme und Verdunstungsverluste schützenden Bekleidung für Metallbehälter. 18. V. 25. Rumänien 31. V. u. 2. VI. 24.

Kl. 37 b, Gr. 2. P 52 092. Adolf Possekel, Berlin-Schöneberg, Apostel-Paulus-Str. 32. Verfahren zur Herstellung tragfähiger Isolierplatten. 26. VI. 25.

Kl. 37 f, Gr. 2. Sch 72 980. Schulz & Kling A.-G., München. Silo mit Zellenlüftung. 7. II. 25.

Kl. 37 f, Gr. 4. C 34 815. Compagnie Electro-Mécanique, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg. Bockgerüst für elektrische Freileitungen. 6. V. 24. Frankreich 5. XI. 23.

Kl. 37 f, Gr. 7. C 35 995. Dipl.-Ing. Hanns Conradi, Barmen, Reichstr. 5. Kraftwagenhaus. 8. I. 25.

Kl. 37 f, Gr. 7. S 65 967. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. In mehrere gelenkig miteinander verbundene Teile aufgelöstes Bauwerk für Senkungsgebiete. 9. V. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. G 61 978. Gutehoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Rollschütz. 11. VIII. 24.

Kl. 84 c, Gr. 40. S 63 706. Fa. Siemens-Bau-Union G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Vorrichtung zum Einspülen von Holzspfählen. 1. IX. 23.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 61 974. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beietheimer Str. 70. Mechanischer Schlammabräumer für Schlammtrockenbeete. 11. VIII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 15. April 1926.

Kl. 5 d, Gr. 14. 428 579. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß. Verfahren und Einrichtung zum Einbringen von Bergeversatz. 19. VI. 24. I 24 886.

Kl. 20 g, Gr. 1. 428 490. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen; Zus. z. Pat. 487 737. 8. VII. 25. M 90 413.

Kl. 20 g, Gr. 4. 428 544. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Vorrichtung zur Beförderung von Straßenfahrzeugen auf Schienenwagen. 30. IV. 25. M 89 534.

Kl. 20 i, Gr. 19. 428 307. Yukimasa Ogawa, Fukuchi-mura, Prefecture of Fukuoka, Japan; Vertr.: A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zur automatischen Betätigung der Schranken für eingleisige Bahnen. 19. VIII. 25. O 15 120.

Kl. 20 i, Gr. 19. 428 638. Fa. Leipziger & Co., Feld- und Industriebahnwerke Akt.-Ges., Köln. Verschluß für Tore mit Gleisdurchführung. 31. X. 24. L 61 677.

Kl. 37 a, Gr. 7. 428 453. Ludwig Motzko, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Brackertz, Pat.-Anw., Berlin SW. 47. Einrichtung zur Trockenlegung feuchter Mauern. 26. II. 25. M 88 670.

Kl. 37 f, Gr. 3. 428 655. Johann Leßning, Sinzig a. Rh. Ölbehälter aus Formsteinen. 15. V. 24. L 60 256.

Kl. 37 f, Gr. 7. 428616. Dipl.-Ing. Martin Körber, Greiz, Gommalerberg 1 a. Traggerüst zur Massenherstellung von Rund- oder Vieleckbauten. 12. XII. 24. K 92 065.

Kl. 80 a, Gr. 42. 428 362. Josef Riegel, Bonn, Quirinstr. 5. Verfahren zur Herstellung von Betonplatten mit sich kreuzenden Lochungen. 19. IV. 25. R 63 469.

Kl. 80 b, Gr. 1. 428 430. Thomas Rigby, London; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Herstellung von Zement nach dem Naßverfahren. 8. XII. 22. R 62 411. Großbritannien 19. IX. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. 428 431. Aktiengesellschaft für Steinindustrie u. Dr. Wiegand Braun, Neuwied. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelbildners. 15. II. 25. A 44 208.

Kl. 80 b, Gr. 25. 428 432. Fa. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. u. Dr. Marcel Lévy, Genf; Vertr.: Dr. Franz Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Straßenbelägen. 25. I. 22. P 45 261. Schweiz 28. XII. 21.

Kl. 80 d, Gr. 4. 428 363. Carl Gustaf Smith, Stockholm; Vertr.: Dipl.-Ing. Ph. Friedrich, Pat.-Anw., Berlin W 9. Steinspaltmaschine mit schwingendem elastischem Hammerschaft. 30. XI. 24. S 67 897. Schweden 19. XII. 23.

Kl. 81 e, Gr. 125. 428 434. Fa. W. Weber & Co., Akt.-Ges. für Bergbau-Industrie und Bahnbau, Wiesbaden. Haldenschütter. 1. III. 25. W 68 667.

Kl. 84 a, Gr. 4. 428 625. Alexis Oukhtomsky, Basel, Schweiz; Vertr. Dr. G. Alfthan u. H. Heuschmann, Waldshut, Lonza Werke. Verfahren und Einrichtung zum Gewinnen von Stauraum für die Wasseraufspeicherung in einem mit Schwemmstoffen angefüllten Becken. 26. III. 25. O 14 849. Schweiz 18. IX. 24.

Kl. 84 d, Gr. 2. 428 530. Friedrich Brennecke, Borna b. Leipzig. Bolzenschmierung für Eimerbaggerbetten; Zus. z. Pat. 415 457. 24. II. 25. B 118 380.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Thermische Untersuchungen an Hochofenschlacken. Vortrag gehalten auf der Generalversammlung des Verbandes Deutscher Hochofenzementwerke am 6. III. 1925. Von Dr. Richard Grün, Düsseldorf. Zementverlag 1925, Charlottenburg 2.

Der Vortrag bringt im ersten Teil den Nachweis und Vergleich der latenten Energie verschiedener Hochofenschlacken, die allgemeinen Versuchsbedingungen, die Prüfung verschieden stark hydraulischer Schlacken und den Vergleich verschieden glasiger Schlacken gleicher Zusammensetzung. Der zweite Teil befaßt sich mit der Messung der latenten Energie, und zwar der Messung der Energiedifferenz glasiger und entglaster Schlacken und des Gesamtenergiegehaltes verschiedener Schlacken und Silikate. Die Untersuchungen klären in wissenschaftlich gründlichster Weise die Beobachtung, daß glasige Hochofenschlacken bei derselben chemischen Zusammensetzung ganz andere Eigenschaften besitzen wie kristalline Schlacken, und bestimmen die Energiemengen, welche in ersteren noch schlummern, bzw. die Energieabgabe beim Übergange der glasigen in die kristallinische Schlacke. M. F.

Einflüsse auf Beton. Von Professor Dr.-Ing. Kleinlogel. Vollständig neu bearbeitete und bedeutend erweiterte Auflage. Verlag Ernst & Sohn, Berlin W. 66. Preis gbd. 21.60, geh. 19.50 RM.

In diesem eigenartigen und vortrefflichen Werke werden behandelt: die chemischen, mechanischen und sonstigen Einflüsse von Luft, Wässern, Säuren, Laugen, Ölen, Dämpfen, Erden, Lagergütern usw. auf Zement, Mörtel, Beton und Eisenbeton und zugleich die Mittel angegeben, um diese oft sehr schädlichen Einwirkungen zu verringern bzw. zu verhüten. Mit allem Recht nennt sich das Kleinlogelsche Werk ein Auskunftsbuch für die Praxis, und die in ihm erteilte Auskunft ist um so wertvoller, als neben Prof. Dr. Kleinlogel für besondere Einzelfragen und Gebiete die Herren Dr. F. Hundeshagen und Prof. Otto Graf in Stuttgart ihre sachverständige Mithilfe dem Werk haben zuteil werden lassen, ersterer für die besonderen chemischen und biologischen Fragen, letzterer für die rein baustoffliche Beurteilung, Behandlung, Zusammensetzung, Prüfung usw. von Zementmörtel und Beton, also für sein spezielles Arbeitsgebiet. Jeder Beitrag ist mit dem Namen des Verfassers gekennzeichnet. Das Kleinlogelsche Werk ist deshalb besonders handlich und für die Praxis verwendbar, weil es alle die in Frage kommenden Stichworte in alphabetischer Reihenfolge aufführt und an sie die notwendigen, ebenso sachverständigen wie klaren und vollständig gehaltenen Ausführungen anschließt. Der Leser ist somit in der Lage, einmal in recht kurzer Zeit den gesuchten Gegenstand zu finden, und zum andern in bester Art schnell und ausreichend über ihn Auskunft zu erlangen. Hierbei sind, wo angängig, auch Literaturnachweisungen angefügt, so daß ein weiteres Studium dieser oder jener Frage besonders erleichtert ist. Im einzelnen sind die Bearbeitungen in Form und Inhalt als mustergültig zu bezeichnen, zudem auch oft durch klare Abbildungen unterstützt und erweitert. Das 448 Seiten umfassende Werk wird sich in der Praxis des Beton- und Verbundbaus dank seiner Bearbeitungsform, seines wissenschaftlich gründlichen und wertvollen Inhalts und seiner anerkennenswerten Vollständigkeit überall Freunde erwerben. Es bildet in jeder Hinsicht eine ebenso willkommene, wie bedeutsame Bereicherung der Betonliteratur. M. F.

Beiträge zur Kenntnis des Schleusenbetriebs unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse am Rhein-Herne-Kanal. Von Dr.-Ing. Georg Mahr, Regierungsbaumeister. Mit 9 Textabbildungen. 66 S. Berlin, Verlag von Julius Springer, 1925. Preis 3,60 RM.

Die Kanalbaudirektion Essen hat die Betriebsverhältnisse auf dem ihr unterstellten Rhein-Herne-Kanal untersuchen lassen. Da die Kähne durch Schlepper der Verwaltung befördert werden, wodurch ein einheitlicher und regelmäßiger Betrieb gewährleistet wird, so beschränkten sich die Untersuchungen auf die Feststellung der Erfahrungen beim praktischen Schleusenbetrieb und der aus diesen sich ergebenden möglichen Verbesserungen. Die von Stecher begonnenen Beobachtungen sind in der Hauptsache von dem Verfasser ausgeführt worden. Auf seinem darüber erstatteten Bericht fußt die vorliegende Arbeit.

Die Messungen wurden in folgende Gruppen zerlegt: 1. Einfahrt: a) außerhalb, b) innerhalb der Schleuse, 2. Schließen des Tores, 3. Füllen oder Leeren der Kammer, 4. Öffnen des anderen Tores, 5. Ausfahrt: a) innerhalb, b) außerhalb der Schleuse. Die Trennung in a) und b) bei den Gruppen 1 und 5 erwies sich als notwendig, um den zwischen zwei Schleusungen entstehenden Zeitverlust, von dem Verfasser „äußerer Verlust" genannt, festzustellen.

Nach einem kurzen Rückblick auf die geschichtliche Entwicklung des Schleusenbetriebs werden die Messungsergebnisse ausführlich mitgeteilt und erörtert. Ein Anhang bringt eine rechnerische Behandlung der Schleusenfüllung bei gleichmäßig wachsendem Umlaufquerschnitt sowie eine Bestimmung der Durchflußbeiwerte μ für die Schleusen des Rhein-Herne-Kanals.

Die sehr anregend geschriebene und äußerst wertvolle Arbeit wird auf die bauliche Einrichtung und den Betrieb von Kammerschleusen in Kanälen lebhaften Verkehrs befruchtend und fördernd einwirken und manche irrige Anschauung auf dem fraglichen Gebiet beseitigen. So hat sie z. B. den Unterzeichneten dahin belehrt, daß die von ihm vorgeschlagene Anordnung der Leitwerke genau in der Verlängerung der einen Kammermauer nicht derjenigen an den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals vorzuziehen ist, bei denen die Leitwerke von der Schleuse an auf eine Schiffslänge um eine Schiffsbreite zurückweichen: die Messungen haben vielmehr ergeben, daß der sanfte Knick zwischen Leitwerk und Schleuse im Betrieb keinerlei Schwierigkeiten bereitet.

Die Schrift sei auf das wärmste empfohlen. Auf ihren Verfasser aber dürfen noch große Hoffnungen gesetzt werden.

H. Engels.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Im Anschluß an die Vortragsreihe der D. G. f. B. über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" fand am 19. März d. J. ein Besuch der Psychotechnischen Versuchsstelle der Reichsbahndirektion Berlin statt. Dabei wurde den Besuchern über die Tätigkeit der Anstalt und die angewendeten Methoden und Apparate sehr dankenswerter Aufschluß gegeben. Der Leiter der Psychotechnischen Versuchsstelle, Reichsbahnrat Dr.-Ing. Heydt gab insbesondere eingehende Erläuterungen.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft verfügt für Forschungszwecke auf dem Gebiet der Psychotechnik über drei Versuchsstellen, und zwar bei den Reichsbahndirektionen Berlin (Eichkamp), Dresden und München. Die Aufgaben dieser Versuchsstellen umfassen Ausarbeitung und Einführung psychotechnischer Methoden; also Schaffung von Verfahren, um die psychische Eignung festzustellen, dann methodische Anlernung der ausgewählten Anwärter, Rationalisierung der Arbeitsplätze, der Arbeitsmethoden und des Handwerkszeuges, Mitarbeit bei der Verkehrswerbung und Unfallverhütung.

Die Arbeiten der seit 1921 bestehenden Berliner Versuchsstelle erstreckten sich bisher in erster Linie auf die Schaffung von Eignungs-Untersuchungen, gegründet auf eine berufskundliche Zergliederung der einzelnen Tätigkeiten, daraus Ableitung der erforderlichen Fähigkeiten und Entwicklung des vorläufigen Untersuchungsprogrammes. Dieses wird auf seine Richtigkeit geprüft in Versuchsprüfungen, die in allen Teilen des Reiches von bewährten Beamten abgenommen werden. Geht das Prüfungsverfahren als geeignet hervor, so wird es vom Psychotechnischen Ausschuß der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft nach letzter Begutachtung zur Durchführung bei den Untersuchungsstellen der verschiedenen Reichsbahndirektionen eingeführt. Alle weiteren Ergebnisse der Untersuchungen werden zur Verbesserung der Methoden laufend überarbeitet.

Bereits heute allgemein angewendet sind die Verfahren: Untersuchung der Lehrlingsanwärter, Rangierer, Schalterbeamten, ungelernten Werkstättenarbeiter und der Anwärter für den beschleunigten Aufstieg zum Werkstättenvorsteher. Andere Verfahren sind nahezu fertiggestellt, z. B. das zur Untersuchung von Lokomotivführern und von Anwärtern für den Bahnmeisterdienst. Der Aufbau einer Eignungsuntersuchung im besonderen (erläutert an dem Beispiel der ungelernten Werkstättenarbeiter) gliedert sich in eine kurze Intelligenzprüfung und speziellere Proben, die den Anforderungen des Berufes entsprechend ausgebildet sind; in dem gewählten Beispiel umfassen sie u. a. technisches Verständnis, körperliche Gewandtheit, Anpassungsfähigkeit an ein vorgeschriebenes Arbeitspensum, Beachten von vorgeschriebenen Merkmalen, allgemeine Anstelligkeit.

Auch zur Anlernung des Personals sind neuerdings Verfahren entwickelt worden, um in kürzerer Zeit und gründlicher als durch eine Vorschrift den Anwärter in sein Arbeitsgebiet einzuführen, und zwar bisher für Bahnsteigschaffner und Fahrkartenverkäufer. Ferner liegen Arbeiten auf dem Gebiet der Arbeitsrationalisierung vor, zweckmäßige Griffe an Werkzeugen, Arbeiten und Werkzeuge zur Bahnunterhaltung. Schließlich werden Ankündigungen zur Verkehrswerbung, Aushänge zur Unfallverhütung auf ihre Wirksamkeit hin geprüft; zur Höflichkeit des Personals im Verkehr mit dem Publikum will ein entsprechender Film mit dazu ausgearbeiteten Vorträgen erziehen.

Die Untersuchungen auf dem Gebiete des Lehrlingswesens haben die meisten Erfahrungen und gute Ergebnisse gegeben: seit 1921 sind ungefähr 20 000 Anwärter untersucht worden, von denen rund ein Drittel zur Einstellung kam und eine Besserung des gesamten Nachwuchses bedeutete, so daß man sagen kann, in durchschnittlich 95% aller Fälle ist es gelungen, die richtige Auswahl zu treffen. Gleich gute, wenn nicht bessere Ergebnisse gab die Auswahl von ungelernten Arbeitern, Bürobeamten für das statistische Reichsamt, Kraftwagenführern und Anwärtern für den beschleunigten Aufstieg zum Werkstättenvorsteher.

Die Ziele der psychotechnischen Versuchsstelle kurz zusammengefaßt sind: „Ausscheidung aller für den Eisenbahndienst ungeeigneten Persönlichkeiten, dadurch einerseits im Sinne der Berufsberatung Unterbringung jedes Mannes an dem Posten, an dem er ein Höchstmaß von Leistungen zu erreichen vermag und damit innere Befriedigung des Mannes über seine Tätigkeit, andererseits erhöhte Leistungen und erhöhte Wirtschaftlichkeit bei der Eisenbahn. Das ausgesuchte Material wird methodisch in seine Arbeit eingeführt und in kürzester Zeit angelernt. Verbesserung der Arbeitsplätze und des Arbeitsgeräts ergeben erhöhte Leistungen ohne größere Beanspruchung."

Neu eingetretene Mitglieder

(ab 1. Januar bis 30. April 1926).

Beck, Ernst, Regierungsbaurat, Obermenzing b. München, Laimerweg.
Becker, Rudolph, cand. ing., Berlin W. 30, Bamberger Straße 48.
Brekke, Guttorm N., Obering. Dipl.-Ing., Berlin W. 30, Habsburgerstr. 10.
Brust, Georg, Dipl.-Ing., Passau, Exerzierplatz 150.
Büscher, Heinrich, Dipl.-Ing., Münster i. Westf., Jägerstr. 32.
Caemmerer, Ludwid, Dipl.-Ing., Dortmund, Sölderstr. 16.
Cajar, Rudolf, Magistratsbaurat, Dipl.-Ing., Berlin-Halensee, Friedrichsruher Straße 11.
Carp, Helmut, Regierungsbaumeister, Essen, Kronprinzenstr. 24.
David, Luz, Magistratsbaurat, Dr.-Ing., Berlin W. 15, Uhlandstr. 45.
Desch, Friedrich, Ingenieur, Bruchsal, Weidenbusch 7.
Ebbecke, Karl, Dipl.-Ing., Berlin-Dahlem, Brummerstr. 52.
Engelmann, K., cand. ing., Wiesbaden, Kleiststr. 16.
Exner, Eduard, cand. ing., Niederschönhausen, Kaiserweg 68.
Frede, Georg, Marinebaurat, Charlottenburg 5, Sophie Charlottestr. 65/66.
Fritsch, Kurt, Reg.-Baumeister, Berlin SO. 33, Treptower Chaussee 16a.
Geber, Rolf, Dipl.-Ing., Mannheim, Mollstr. 42.
Goellner, Ewald, Ingenieur und Bauunternehmer, Danzig-Langfuhr, Parkweg 2.
Goldmann, Bruno, Magistratsbaurat, Dipl.-Ing., Berlin NW. 87, Wikinger Ufer 5.
Gregorius, Willi, Ingenieur, Berlin NW. 87, Reuchlinstr. 7.
Heckner, Hans, Stadtbaurat Dr.-Ing., Aschersleben, Markt 18.
Hielmann, W., Reg.-Baumeister a. D., Dr.-Ing., Münster i. Westf., Breul 15.
Hinz, Erich, Regierungsbaumeister, Charlottenburg 2, Bleibtreustr. 5a.
Hissen, Hans, Baureferendar, Dipl.-Ing., Passau, Brunngasse 11.
Hollenbach, Gerh., Oberingenieur, Berlin-Tempelhof, Germaniastr. 93
Hünemörder, Albert, Bauingenieur, Erfurt, Dalbergsweg 16 c I.
Huber, Maximilian, Prof. Dr.-Ing., Lwow (Lemberg), ul Potockiego 31.
Kelen, N., Dr.-Ing., Heidelberg, Zähringerstr. 39.
Ketterer, Karl, Baurat, Achern i. B., Allerheiligenstr. 38.
Knoche, Heinr., Reg.-Baumeister a. D., Charlottenburg, Osnabrücker Straße 17.
Köhler, Karl, Ingenieur, Berlin-Marienfelde, Adolfstr. 80.
Krämer, Joh., cand. ing., Berlin W. 50, Ansbacher Straße 46.
Krey, Erich, Dipl.-Ing., Lichterfelde, Weddigenweg 70.
Krey, H. D., Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. e. h., Charlottenburg 2, Leibnizstr. 20.
Leiter, Friedr., Reg.-Baumeister a. D., Hannover, Herschelstr. 2.
Lenwerder, Hans, Dipl.-Ing., Hannover, Sallstr. 8.
Li, Futu, cand. ing., Hannover, Gerberstr. 3 a, p.
Lingesleben, Curt, Bauingenieur, Halle a. d. S., Dryanderstr. 34.
Maritzen, August, Bauingenieur, Neukölln, Treptower Straße 10.
Mayer, Max, Berat. Ing., Dr.-Ing., Duisburg, Bechemstr. 11.
Metzig, Werner, Reg.-Baurat a. D., Reichsbahnrat, Berlin-Tegel, Buddestr. 7 a.
Meyer, Albert, Reg.-Bauführer, Fürstenberg a. Oder, Königstr. 6.
Möller, Edmund, Bauingenieur, Halle a. d. S., Schillerstr. 9.
Natzschka, Werner, Dipl.-Ing., Tharandt b. Dresden, Nr. 174.
Otlinghaus, Carl, Dipl.-Ing., Essen, Gärtnerstr. 29 a.
Philipp, Alfred, Reg.-Baumeister a. D., Dipl.-Ing., Essen-Remscheid, Zweigertstr. 55 a.
Rohwer, Hans, Dipl.-Ing., Rendsburg, Wilhelmstr. 13.
Rupp, Wilhelm, Dipl.-Ing., Duisburg, Elisabethstr. 19.
Schaal, Adolf, Oberingenieur, Dipl.-Ing., Charlottbg., Pestalozzistr. 60.
Scheflewald, Eduard, Ingenieur, Dortmund, Kaiserstr. 69.
Schütze, Walter, cand. ing., Charlottenburg 4, Schillerstr. 37/38.
Steiner, Otto, Dipl.-Ing., Dortmund, Stolzestr. 20.
Tcheou, Chang, cand. ing., Hannover, Klagesmarkt 1.
Voss, Jochen, cand. ing., Berlin-Halensee, Johann-Georg-Straße 3.
Wargenau, W., cand. ing., Charlottenburg 2, Studentenheim, Kurfürstenallee Bau 10/23.
Weinstein, Leo, Dipl.-Ing., Berlin-Friedenau, Taunusstr. 32.
Weiß, Richard, cand. ing., Charlottenburg, Kantstr. 75.
Wiedemann, Hans, Dipl.-Ing., Hamburg 25, Borgfelder Allee 1.
Winkel, Richard, Reg.-Baurat Dr.-Ing., Berlin-Grunewald, Franzensbader Straße 2.
Winter, Edgar, Reg.-Baumeister, Dipl.-Ing., Berlin-Neukölln, Kaiser-Friedrich-Straße 221 I.
Winterkamp, Carl, Techn. Direktor, Düsseldorf-Grafenberg, Geibelstraße 41.
Zahnleiter, Karl, Ingenieur, Mannheim, Langstr. 51.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Trotz unserer wiederholten Mahnungen sind leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit dem Beitrag rückständig. Wiederholte Ersuchen und Mahnungen um den Beitrag bedeuten Leerlaufarbeit, verursachen unnütze Kosten und verschlingen Mittel, die für nützliche Zwecke verwendet werden können.

Wir bitten daher dringend, den Beitrag, wenn irgendmöglich, auf das ganze Jahr, so bald wie möglich auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co. Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 21. Mai 1926 | Heft 21

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 407.)

VI. Das Problem des Betonstraßenbaues.

Das Interesse für den Betonstraßenbau ist bei uns in den letzten zwei Jahren durch eine reichhaltige Literatur erwiesen worden. Im Rahmen der Studiengesellschaft für Automobilstraßen hat man der gleichen Frage Aufmerksamkeit geschenkt. Behörden und Interessenten aus verschiedenen Kreisen haben Studienreisen nach den Ländern unternommen, wo mehrjährige Erfahrungen mit ausgeführten Betonstraßen vorliegen. In erster Linie gilt dies von England und Nordamerika.

Wie schon in der Einleitung erwähnt wurde, darf man den Erfahrungen bei den ersten Betonstraßenbauten in den Vereinigten Staaten mancherlei wertvolle Anregungen für die bekanntgewordenen Materialforschungen danken, die dem ganzen Beton- und Eisenbetonbau zugute kommen. Handelt es sich doch bei den Betonstraßen um oft sehr große, zusammenhängende Betonflächen, die den Einwirkungen des Schwindens, des Klimas und der Temperaturschwankungen im verstärkten Maße ausgesetzt sind. Berücksichtigt man noch die wechselnden Untergrundverhältnisse, so findet man bei Betonstraßen alle Voraussetzungen zum Studium von Fehlerquellen von Beton- und Eisenbetonbauten. Auf diese will ich besonders eingehen. Zuvor möge eine kurze Übersicht über die Konstruktions- und Ausführungsgrundlagen gegeben werden.

Die Betonstraße hat zur Voraussetzung ihrer Anwendung einen stabilen Untergrund, der Alkalien, Sulfate, Säuren oder andere betonschädliche Substanzen nicht enthalten darf. Wo diese vorhanden sind, müssen entsprechende Schutzmaßnahmen vorangehen.

Die Tragfähigkeit des Untergrunds verlangt möglichst geringe kapillare Saugfähigkeit und Feuchtigkeitskapazität und ferner möglichst geringe Volumenänderungen, sei es unter der Einwirkung der Belastung, sei es unter der Einwirkung von Be- und Entfeuchtung. Diese Forderungen erfüllen die Bodenarten mit möglichst geringem Lehmgehalt, geringem Feinsandgehalt und überhaupt niederem Gehalt an feinen Teilen. Schlechte Bodenarten können in ihrer Beschaffenheit durch Aufbringen von Sand- oder Kiessandschichten, durch geschickte Entwässerungen verbessert werden.

Jeder Untergrund ist vor dem Betonieren dem Straßenprofil entsprechend einzuebnen, zu befestigen und durch leichtes Besprengen mit Wasser zu walzen. Der in dieser Weise vorbereitete Untergrund soll mindestens 60 cm breiter sein als die zukünftige Straßenplatte, so daß an beiden Rändern noch etwa 30 cm befestigten Untergrunds überstehen. Alte Straßenkörper und unebene Gelände werden zuvor aufgerissen, und zwar weiche Böden mit dem Pflug, harte Böden mit besonders eingerichteten Maschinen.

In den meisten Staaten werden die Straßendecken an den beiden seitlichen Rändern stärker konstruiert, sei es durch eine Verstärkung der Platte (dies ist die am häufigsten vorkommende Lösung), sei es durch Anordnung von Bewehrungen oder durch beide Verstärkungsarten. Die Plattenstärke hängt ab von dem Untergrund, der Straßenbreite, dem durchschnittlichen Belastungsgrad. Als Durchschnittsstärke in der Mitte kann 12—20 cm, am Rande 20—25 cm angegeben werden. Drei typische Querschnittsausbildungen sind in Abb. 22 zu erkennen.

Über die Notwendigkeit der Anordnung von Eiseneinlagen sind die Ansichten nicht einheitlich. Während mir bei Besichtigung von fertigen und im Bau befindlichen Betonstraßen an einigen Stellen die Notwendigkeit von Eisenbewehrungen erklärt wurde, wurde an anderen Stellen jede Bewehrung abgelehnt. Zweifellos sind hier Klima und Untergrundsverhältnisse von Einfluß. Die große Verbreitung unbewehrter Straßenplatten ist auf deren Erfolg bei der Pittsburger Versuchsstraße zurückzuführen.

Man hat folgende Bewehrungen ausgeführt: Nur an den Rändern, am Rand und an den Dehnungsfugen, Längsbewehrungen im oberen Drittel der Betonplatte mit und ohne Quereisen an der Längsdehnungsfuge und schließlich kreuzweise Bewehrung im oberen Teil der Platte.

Nach Feststellungen des Bureau of Public Roads (der Straßenbaubehörde) in Washington, die sich mit einem großen

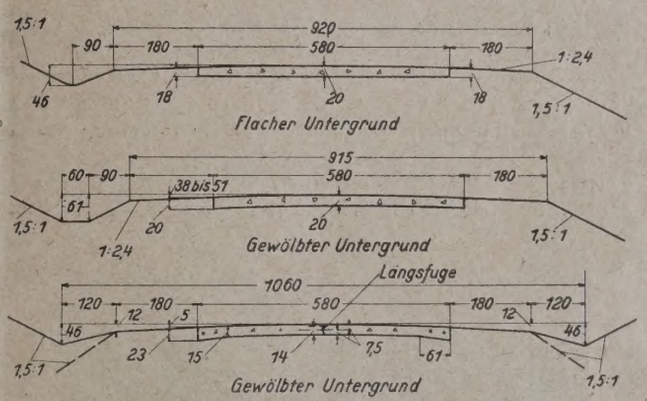


Abb. 22a.

Stab tüchtiger Fachleute des Problems der Betonstraßen angenommen hat, reißen reine Betonplatten infolge von Temperatur- und Feuchtigkeitsveränderungen in Abschnitten von 12—18 m quer durch. Sie folgerte daraus, daß bei richtig bewehrten Platten Risse in kürzerer Entfernung als 9 m nicht zu erwarten seien. Ordnet man also alle 18 m Dehnungsfugen an, so wären hiernach bei bewehrten wie auch unbewehrten Betonplatten Risse nicht mehr zu erwarten. Nach anderen Mitteilungen soll eine Bewehrung sich namentlich dann als notwendig erwiesen haben, wenn die Ausführung bei einer Temperatur unter 10° C erfolgte.

Die üblichen Bewehrungen bestehen aus $\varnothing$ 12—19 mm oder entsprechenden anderen Eisen in Abständen von 30—80 cm, die an den Dehnungsfugen aufhören; manchmal wurde auch Drahtgeflecht verwendet.

Nach neueren Veröffentlichungen des Bureau of Public Roads ist die Kommission, die die Wirtschaftlichkeit der Bewehrung untersuchen sollte, zu folgenden Ergebnissen gekommen:

Das Auftreten von Rissen mit nachfolgender Zerstörung sei eine Funktion der Zeit. Somit könne man aus dem Vor-

handensein der Risse auf die Lebensdauer der Straße schließen. (Es wird hierbei übersehen, daß auch die Zugfestigkeit des Betons eine Funktion der Zeit ist.)

Die Erfahrungen lehren, daß eine gute Bewehrung die Rißbildung verhindere oder verzögere und somit die Lebensdauer der Decke verlängere.

Der wirtschaftlich günstigere Effekt werde eher

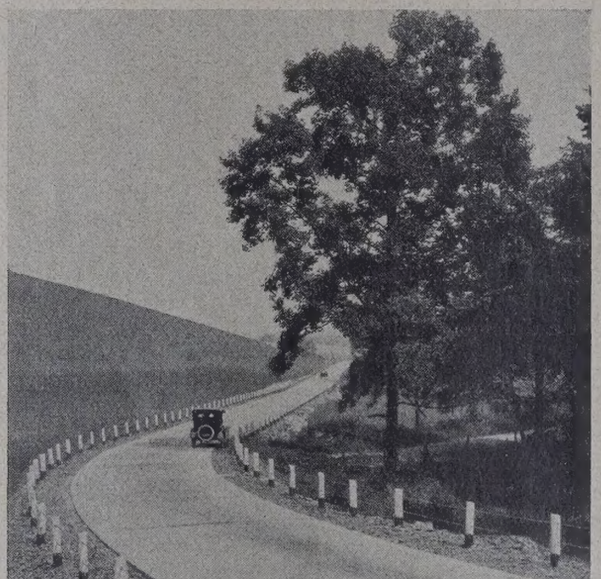


Abb. 22 b.

durch eine Bewehrung als durch eine Verstärkung der Betonschicht erreicht.

Zweckmäßiger seien Einlagen geringen Querschnitts und dicht nebeneinander verlegt, als größere Eisenquerschnitte in größeren Abständen. (Dies ist bei Eisenbeton selbstverständlich.)

Netzartige Bewehrungen von 1,25—2,84 kg/m² schränken die Rißbildung beträchtlich ein. Durch diese Bewehrung würde

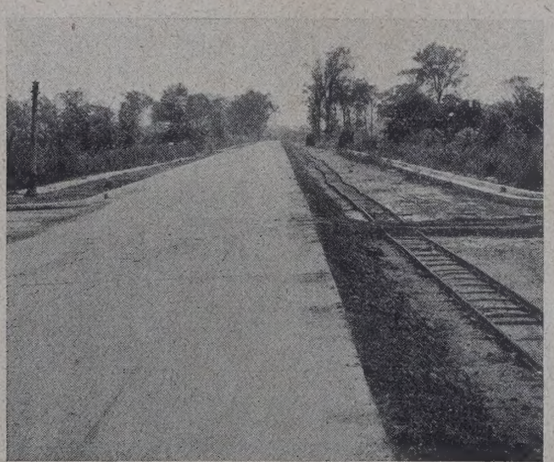


Abb. 22 c.

die Rißgefahr um 35 bzw. 70% herabgesetzt. (Hierzu ist zu bemerken, daß der Wert der netzartigen Bewehrung vielfach angezweifelt wird.)

Die Verstärkung der Ränder um 2,5 cm verhindere Kantenrisse eher als eine Maschenbewehrung von 1,25—2,84 kg/m².

Rundeisenbewehrungen, die durch Querfugen hindurchgehen ohne besondere Vorsorge für ein Gleiten, ebenso der Mangel an Spielraum zwischen den Platten verursachen Zerstörungen.

Die Kommission weist bezüglich Rißbildung auf die Übereinstimmung der Erfahrungen an Betonstraßen mit den Ergebnissen von Untersuchungen an Versuchsstraßen und im Laboratorium hin. Die Notwendigkeit einer Eisenbewehrung wird auch damit begründet, daß sie die Erweiterung entstehender Risse verhindere.

Bezüglich der Fugenausbildung scheint aus den z. T. voneinander stark abweichenden Meinungen soviel hervorzugehen, daß die Mehrheit die Anordnung künstlicher Fugen für unbedingt notwendig hält. Gegen ungleiche Setzungen der Einzelplatte hilft man sich durch Anordnung von Fugenstößen mit Nut und Feder oder ähnlichen Absätzen sowie durch dübelartig wirkende kurze Eiseneinlagen oder durch eine Vereinigung beider Methoden.

Bei den Fugen unterscheidet man Quer- und Längsfugen. Für die Querfugen (Abb. 22b) wird 10—15 m als durchschnittlicher Abstand für unbewehrten, 12—18 m für bewehrten Beton angenommen. Die Längsfugen werden bei Straßen angewendet, die mehr als 6 m breit sind.

Quer- und Längsfugen werden in ähnlicher Weise ausgebildet. Die Fugenstöße werden häufig durch Formeisen oder Formbleche verstärkt, um zu verhindern, daß die Fugen Ausgangspunkte für Zerstörungen bilden. Die Längsfuge ergibt sich häufig schon aus der technischen Durchführung, wenn eine Straßenhälfte im Betrieb bleiben muß (siehe Abb. 22c).

Eine ganz neue Art der Betonstraßen ist in Long View-Washington, zur Anwendung gekommen. Dort sind die Straßendecken in sechseckigen Platten von 2,40 m Seitenlänge aufgelöst.

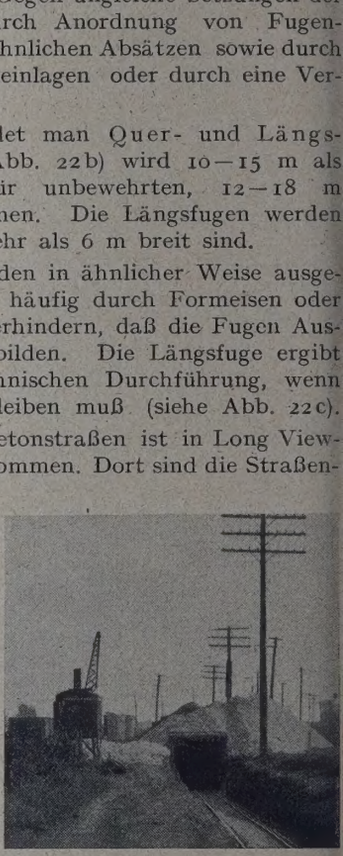


Abb. 22 d.

Die vorstehend beschriebenen Konstruktionsgrundlagen haben zu einer bis in alle Einzelheiten durchdachten Ausführungsmethode geführt, die in Nachstehendem kurz zusammengefaßt werden soll:

Der Beton darf nicht auf Untergrund aufgebracht werden, bevor letzterer auf der ganzen Straßenfläche genügend und ganz gleichmäßig verdichtet und befestigt ist. Für das Herbeischaffen und die Verarbeitung der Baustoffe gibt es verschiedene Wege, je nach der Beförderung auf Schienen oder mit dem Kraftwagen.

Grundsätzlich unterscheidet man drei Arten von Straßenbauplatzeinrichtungen:

Das Kiessandmaterial wird längs der Straße gelagert und mit der am jeweiligen Betonierungsorte stehenden Betonmischmaschine gemischt.

Das Kiessandmaterial lagert in zentral gelegenen Ladeplätzen, von denen es mit irgendwelchen Verkehrsmitteln zu der am Betonierungsort stehenden Mischmaschine zugeführt wird.

Der Beton wird in einer zentral gelegenen Mischmaschine gemischt und von dort aus erst nach der Verwendungsstelle gebracht.

Diese drei Arten können auch miteinander kombiniert werden.

Bei der ersten Art sollen die Zuschlagsstoffe so nahe wie möglich und in den an den einzelnen Stellen gebrauchten Mengen gelagert werden. Zur Beschickung der Mischmaschinen werden in diesem Falle manchmal Transportbänder, über denen Meßgefäße liegen, verwendet. Von diesen fallen die erforderlichen Mengen der Einzelbestandteile auf das Band, das sie in die Mischmaschine befördert. Diese Transportbandeinrichtungen verringern wesentlich die Zahl der notwendigen Arbeitskräfte.

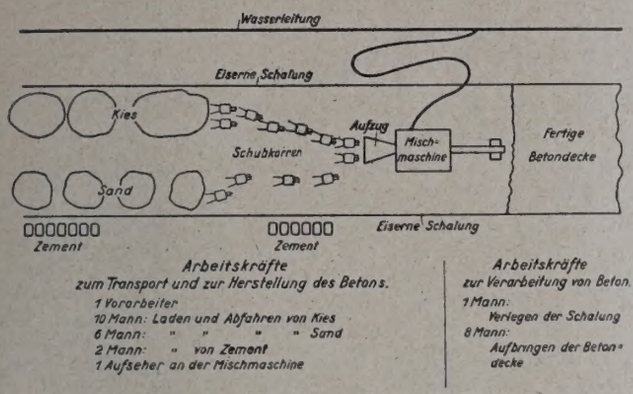


Abb. 23a.

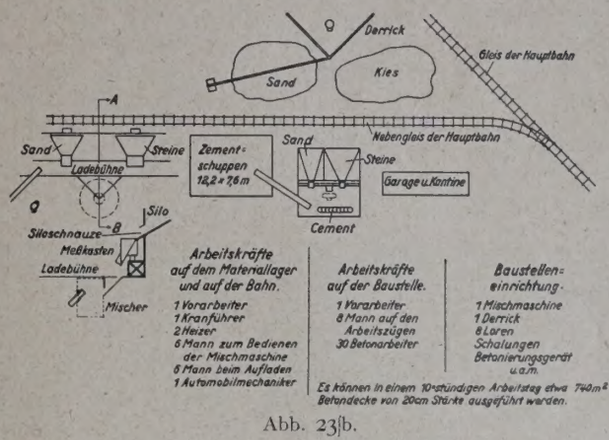


Abb. 23b.

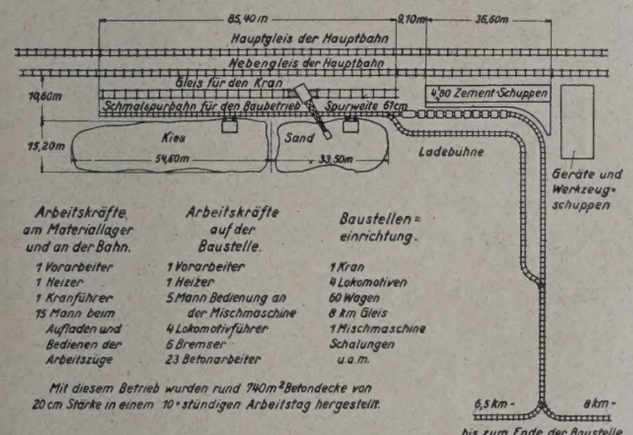


Abb. 23c.

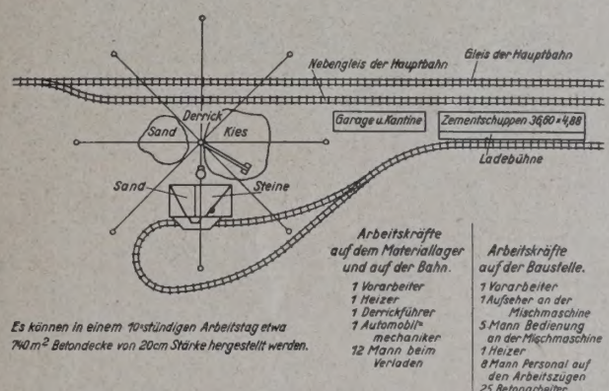


Abb. 23d.

Bei der Einrichtung zentral gelegener Kiessandlager wird der Kiessand, nachdem er mit Hilfe von Meßkästen oder besser und schneller noch durch Meßtrichter gemessen und in Fahrzeuge abgefüllt wurde, mit Hilfe dieser Fahrzeuge, die in Gleiswagen oder Lastwagen bestehen können, nach der Mischmaschine befördert. Statt Kiessandsilos werden auch Ladetunnels benutzt (Abb. 22d). Das Zuschlagsmaterial fällt durch Trichter in der Tunneldecke direkt in den Transportwagen. Eine besondere Art der Beschickung von Betonmaschinen von einem zentral gelegenen Kiessandlager besteht darin, daß Lastwagen mit unterteilten Ladepritschen verwendet werden; je ein Fach enthält immer das Material für eine Mischung, die nacheinander der Beschickungsmulde der Mischmaschine zugeführt werden. Bei schmalen Zufahrwegen verwendet man für Lastkraftwagen auch Drehscheiben.

Allgemein wird bei der Zuführung des Materials von Zentrallagerplätzen nach der Mischmaschine die Verwendung besonderer Meßkastenwagen erstrebt. Vielfach ist die Einrichtung so, daß der Inhalt des Wagens durch einen Griff von der Mischmaschine aus in den Beschickungskasten des Mischers entleert werden kann.

Die Einrichtung zentral gelegener Mischanlagen ist namentlich dann erforderlich, wenn die Wasserzufuhr auf der ganzen Länge der Straße erschwert oder unmöglich ist. Der Beton darf dann nicht länger als 30—35 min bis zu seiner Verarbeitung transportiert werden. Unter ganz außerordentlich günstigen Bedingungen war in solchen Fällen die Beförderung des Betons durch Lastautos mit besonderen Kippanlagen rd 10 km möglich. Hier muß der Gefahr der Entmischung vorgebeugt werden.

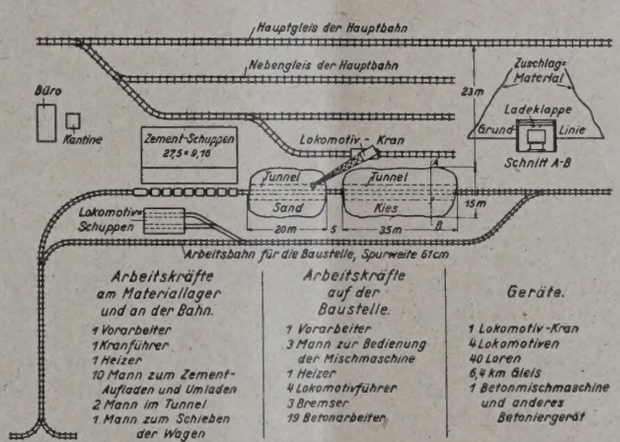


Abb. 23e.

Abb. 23a—e.

In den beistehenden fünf Darstellungen (Abb. 23a—e) sind die von dem U. St. Bureau of Public Roads im Jahre 1925 herausgegebenen Typen für verschiedene Baustelleneinrichtungen und Baustellenbetriebe unter wechselnden Voraussetzungen zu erkennen[1]). Je nachdem Hauptbahnanschluß vorhanden ist oder je nach der Art der verschiedenen Möglichkeiten zur Herbeischaffung von Zuschlagsmaterial sind erprobte Baustelleneinrichtungen angegeben. Jedes Blatt enthält Angaben über die Arbeitskräfte, die bei der Vorbereitung des Materials auf dem Lager und bei der Verarbeitung des Materials auf der Baustelle notwendig sind. Ferner enthält jede Darstellung Angaben über die erforderlichen Maschinen und die voraussichtlichen Leistungen pro Arbeitstag.

Der Arbeitsplatz bei örtlicher Betonmischung mit einer typischen Mischmaschine ist in Abb. 23f dargestellt. Die Mischmaschinen sind so gebaut, daß ein ununterbrochenes Arbeiten möglich ist. Während der Beton gemischt wird, wird gleichzeitig die nächste Mischung in die Beschickungsmulde befördert.

[1]) Ich verdanke diese Abbildungen sowie die meisten hier in diesem Kapitel wiedergegebenen Photographien dem Entgegenkommen des U. St. Bureau of Public Roads in Washington.

Die Fortbewegung der Mischmaschinen erfolgt auf Rädern oder Laufbändern (wie Tanks), wodurch man sich von der Bodenbeschaffenheit möglichst unabhängig macht. Das Mischgut kann von den Transportwagen unmittelbar in die große Schaufel von besonderer Breitenausdehnung eingeschüttet werden. Diese Schaufel sitzt am Ende eines röhrenförmig ausgebildeten Hebelarms, der in die Eintrittsöffnung der Mischtrommel mündet. Der Hebel mit der

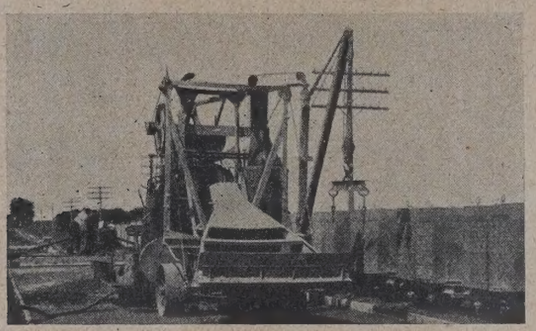


Abb. 23 f.

Schaufel wird durch einen Rollenzug gehoben und auf diese Weise das Mischgut in die Trommel befördert. Für Transportwagen, die das Mischgut nicht ohne weiteres in die Aufnahmeschaufel einschütten können — z. B. Lastkraftwagen u. dgl. —, ist auf der Mischmaschine ein Derrick eingebaut, wie dies in den Abb. 23 f und g zu ersehen ist. Die Mischtrommel wird um eine horizontale Achse gedreht, hat jedoch die Besonderheit, daß durch konstruktive Maßnahmen dafür gesorgt wird, daß das Mischgut jeweils die ganze Aufwärtsbewegung mitmacht. Dies wird durch einen Eimerzug ähnlich dem eines Eimerkettenbaggers erreicht, der die eine Hälfte der Trommel einnimmt, das Mischgut mit hochnimmt und auf dem höchsten Punkt herauswirft, so daß es mit ziemlicher Wucht auf dem Boden der Trommel wieder auftritt. Die andere Hälfte der Trommeln ist mit schrägen, gewundenen, blattförmigen, radial angeordneten Eisenblechen belegt, die das Mischgut auf dem Trommelboden erfassen, durchmischen und der Eimerkette wieder zuschieben. Der Wasserbehälter der Maschine hat eine Vorrichtung, die den Wasserzusatz automatisch regelt.

Der Transport des Betons aus der Trommel zur Verwendungsstelle wird, wie oben erwähnt, von der Maschine selbst übernommen. Dies kann entweder durch Auslegerträger und einem auf Rollen verschieblichen Kasten (Abb. 23 g) oder durch eine Gießrinne erfolgen. Die beiden Vorrichtungen können an jeder Maschine gegeneinander ausgetauscht werden. Der Kasten faßt einen ganzen Trommelinhalt auf einmal. Die seitliche Bewegung ist durch einen Schwenkungswinkel von annähernd 180° sichergestellt.

Der Antrieb der Maschine kann durch einen Elektromotor, durch eine Dampfmaschine oder durch eine Verbrennungsmaschine, je nach dem Wunsch des Käufers, erfolgen. Die Antriebsmaschine sowie die Getriebeteile sind in geschlossenen Kästen vor der Verunreinigung durch Zement und Staub geschützt. Die Regulierhebel sind in zwei Gruppen, für die Bewegungsvorgänge und für die Mischvorgänge, übersichtlich eingeteilt, und zwar derart, daß der Bedienungsmann den betreffenden Arbeitsvorgang, für den er einen Hebel einstellt, beim Einstellen übersehen kann. Nur die Bewegungen des Auslegerträgers bzw. der Gießrinne werden nicht von der Hebelzentrale, sondern an dem Konstruktionsteil selbst eingestellt, weil es sich erfahrungsgemäß herausgestellt hat, daß die für den Betonierungsvorgang erwünschte Bewegungsgenauigkeit von einer Zentrale aus nicht erreicht werden kann.

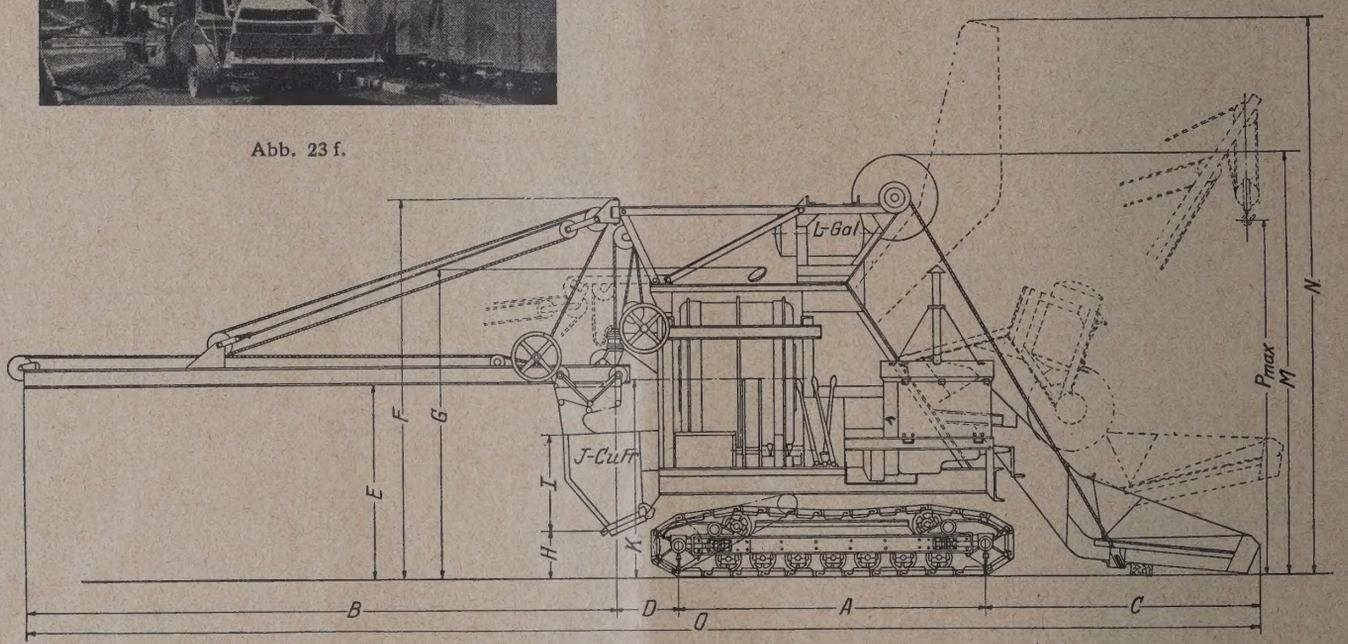


Abb. 23 g. Typische Betonmischmaschine für den Straßenbau.
(Die Buchstaben in der Zeichnung werden für jede Type durch die entsprechenden Maße ersetzt.)

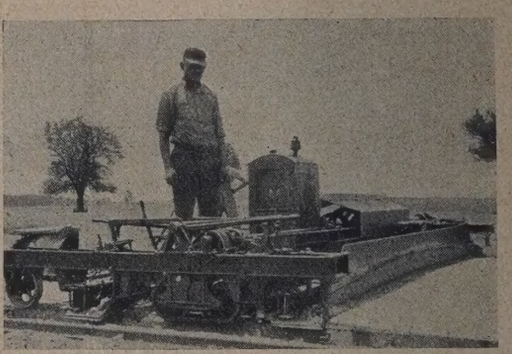


Abb. 23 h.

Die Abmessungen für eine Type sind z. B.: Mischtrommel: 1,02 m³ Fassungsvermögen, 1,68 m lichter Ø, 1,17 m lichte Länge. Wasserbehälter: 183 l Fassungsvermögen, 0,51 m lichter Ø und 6,3 cm (Ø) Ausflußöffnung.

Zum Schluß sei erwähnt, daß die größten dieser Mischmaschinen bis zu 4,7 m³ Fassungsvermögen ausgeführt wurden.

Die Verarbeitung des vom Mischer entlassenen Betons geschieht entweder von Hand oder maschinell. Im ersteren

Fall wird der Beton, der plastische Konsistenz haben muß, mit dem Streichbrett eingeebnet, verdichtet, abgezogen und schließlich gewalzt. Bei der maschinellen Verarbeitung des Betons wird durch eine auf den seitlichen, eisernen Schalungen auf Rädern laufende Maschine (Abb. 23h), die mit einer Verdichtungs- und Abstreichvorrichtung versehen ist, die Betonoberfläche gestampft und geglättet.

Über die Herstellung der Dehnungsfugen ist zu berichten, daß sie vertikal angeordnet werden müssen, wenn vermieden werden soll, daß die eine Platte über die andere emporgehoben wird (siehe Abb. 24a).

Über die Vorbereitung und die Auswahl des Materials und insbesondere der Zuschlagsstoffe ist in dem Abschnitt I berichtet

Abb. 24a.

worden, desgleichen über die Nachbehandlung des frischen Betons. Von den verschiedenen üblichen Methoden für die gleichmäßige Erhärtung des Betons seien nur die in den nebenstehenden Abbildungen dargestellten genannt: die Erhärtung der frisch hergestellten Betonstraßen unter Wasser (Abb. 24b) und die Nacherhärtung unter Bretterschutz (Abb. 24c). Manchmal

Abb. 24c. Nacherhärtung von Betonstraßen unter Bretterschutz.

wird die Decke mit Segeltuch abgedeckt, seltener mit nassem Sand. In der letzten Zeit hat man wiederholt von der Verwendung von Calciumchlorid gehört, von dem 2½ Pfd. auf den Quadratmeter auf den jungen Beton aufgebracht werden.

Da der Beton sehr naß hergestellt wird — mit einem manchmal über das erforderliche Maß hinausgehenden Wasserzusatz —, so haben sich die Mängel in Form von undichtem, porösem Material eingestellt. Um dem entgegenzuwirken, wurde in den letzten Jahren bei einigen Straßen ein Verfahren eingeführt, das auch bei der Herstellung von Estrichen angewandt wurde: die „Vibrolithic"- (Vibrier-) Methode.

Diese besteht im Wesen darin, den Deckenbeton durch besondere Maßnahmen zu verdichten und auf diese Weise außerordentliche Festigkeit und Härte zu erzielen.

Nachdem der Straßenbeton aufgebracht ist, wird eine Lage groben Steinschlags, dessen Menge je nach der Stärke der Betondecke schwankt, in einer gleichmäßigen Schicht auf den frischen Beton geschüttet. Dieser Steinschlag wird mit fahrbaren Preßlufthämmern in den frischen Beton hineingestampft, verdichtet dadurch dessen Gefüge und bildet selbst eine harte Deckenoberfläche. Das geschieht in der Weise, daß ein dichter Holzrost auf den Deckenbeton mit dem losen Steinschlag aufgebracht wird. Der Rost hat die Aufgabe, die Stöße des Lufthammers zu übertragen und zu verteilen. Die Unterfläche

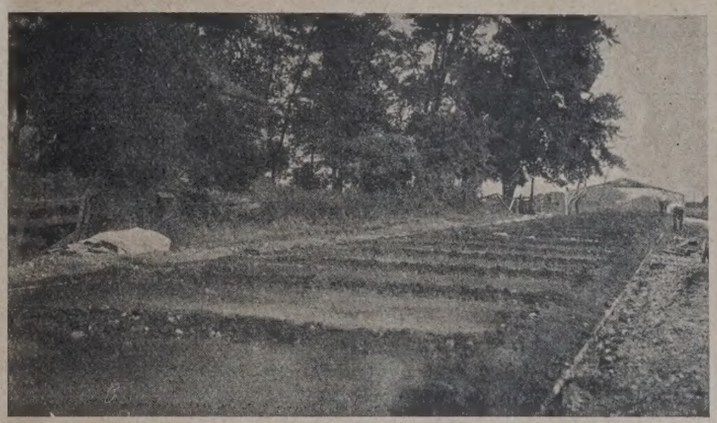


Abb. 24b. Erhärtung von Betonstraßen unter Wasser.

des Rostes ist sägeblattförmig ausgebildet, so daß nach beendeter Stampfarbeit die Oberfläche der bearbeiteten Straße durchgehend schmale Riefen aufweist. Die Straße wird entweder in diesem Zustand dem Verkehr übergeben, oder es wird noch ein Verputz aufgebracht. In letzterem Fall haben die Riefen offenbar den Zweck, eine gute Verbindung zwischen Putz und Beton zu gewährleisten.

Die Herstellung von Betonstraßen hat zweifellos in den letzten Jahren viele Verbesserungen erfahren. Ein großer Teil der Mängel aus der ersten Zeit ist auf Grund der Ergebnisse

Abb. 24d.

von Untersuchungen auf besonderen Versuchsstraßen und in Laboratorien sowie auf Grund von reichen Erfahrungen beseitigt worden.

Es gibt besonders im Westen sehr gut ausgeführte Betonstraßen, aber nicht wenige im Osten und in den Zentralstaaten weisen Fehler auf, die man nicht unbeachtet lassen darf, wenn man an die Ausführung von Betonstraßen denkt.

Die Fehler einer unrichtigen Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials werden sich in wenig erwünschter Weise bemerkbar machen, wie dies durch Abb. 24d veranschaulicht wird. Ein Überschuß von Zement, an den man in solchen Fällen denken könnte, würde nur die Rißbildung infolge Schwindens und Temperatureinwirkungen fördern.

Die Bestimmung der nach den örtlichen Verhältnissen richtigen Plattenstärke der Straße ist eine ebenso wichtige als schwierige Aufgabe. Es gilt die Tragfähigkeit des Untergrundes wie auch die voraussichtliche Verkehrsstärke richtig

einzuschätzen. Die Wirkung zu dünn angenommener Platten mit ungenügender Randverstärkung sieht man in dem Beispiel Abb. 24 e. Die Notwendigkeit einer gleichmäßigen und guten

Abb. 24 e.

Befestigung des Untergrundes erkennt man an den Schäden in Abb. 24 f und 24 g. Je nachgiebiger der Untergrund ist, je schlechter seine Entwässerung, desto größer wird diese Art von Schäden sein.

Verunreinigungen im Zuschlagsmaterial, Fremdkörper wie Holzstücke oder mitverwendete Betonbruchstücke müssen vom

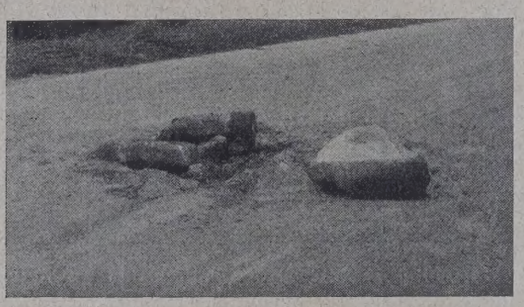


Abb. 24 g.

frischen Beton ferngehalten oder entfernt werden, sonst können sich unerwünschte örtliche Zerstörungen bemerkbar machen, wie sie in Abb. 24 h zu sehen sind.

Die Erfahrungen in Nordamerika über die mit der Herstellung von Betonstraßen zusammenhängenden Aufgaben zeigen, daß neben konstruktiven Einzelheiten die Materialfrage am meisten zu beachten sein wird. Man erkennt ferner, daß peinliche Gewissenhaftigkeit und Sorgfalt in der Aus-

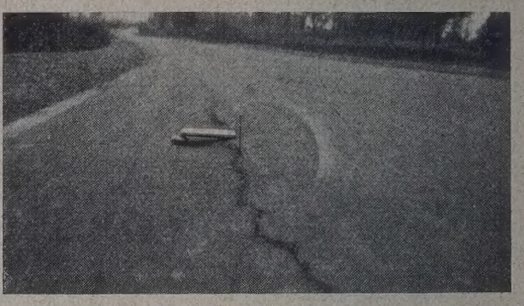


Abb. 24 f.

führung noch mehr als bei anderen Betonbauten erforderlich sind, wenn man sich vor schlechten Erfahrungen schützen will.

Einer weiteren Klärung bedürfen noch die Fragen der Fugenausbildung und der Bewehrungen, die zum Teil miteinander zusammenhängen.

Die Schnelligkeit und die Gleichmäßigkeit der Arbeit

Abb. 24 h.

sind aus wirtschaftlichen Gründen notwendig und werden durch die neuen Typen von Maschinen für Erdarbeiten und die Mischung des Betons und die dadurch ermöglichte Mechanisierung des ganzen Baubetriebes weitgehendst gefördert.

(Fortsetzung folgt.)

DIE SCHUBSICHERUNG NACH DEN NEUEN BESTIMMUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON.

Von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Zenns, München.

Übersicht. Ein Vergleich der alten Bestimmungen mit den neuen zeigt, daß die letzteren hinsichtlich der Schubsicherung eine Mehrung an Eiseneinlagen bedingen, die in manchen Fällen erheblich werden kann. Hierfür ist der rechnerische Nachweis erbracht und die Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen für Hohlsteindecken als besonderer, hier ungünstig gelagerter Fall behandelt.

Die neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925[1]) enthalten hinsichtlich der Schubsicherung folgende Forderung (S. 26 § 18 Abs. 4):

„Ist die größte Schubspannung über 4 bzw. 5,5 kg/cm² [2]), so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides aufzunehmen."

Die entsprechende Vorschrift nach den alten Bestimmungen lautet (§ 17 Abs. 3):

„Es sind Anordnungen so zu treffen, daß die Schubspannungen in denjenigen Balkenteilen, wo der für Beton zulässige Wert von 4 kg/cm² überschritten wird, durch aufgebogene Eisen, durch Bügel oder durch beide zusammen vollkommen aufgenommen werden."

Als Grenzwert für die zulässige Schubspannung ist in beiden Bestimmungen $\tau_0 = 14$ kg/cm² festgelegt.

Die folgenden Betrachtungen setzen eine gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung, gleiche Balkenbreite b_0 und konstantes z voraus, was in den allermeisten Fällen vorliegt.

Der Unterschied der Berechnungsweise nach den neuen und alten Bestimmungen erhellt am besten aus den nachstehenden Abb. 1 und 2.

Danach ist nach den neuen Bestimmungen die von den Eisen aufzunehmende schiefe Zugkraft Z_S bildlich dargestellt durch ein rechtwinkliges Dreieck von der Grundlinie a und der Höhe τ_0 (Abb. 1), während nach den alten Bestimmungen zur Festlegung der Schubsicherungseisen nur die Trapezfläche Z_T mit der Grundlinie w und den Höhen τ_0 bzw. τ_4 maßgebend war und die verbleibende rechtwinklige Dreiecksfläche Z_D mit der Grundlinie (a — w) und der Höhe τ_4 hierfür außer Ansatz

[1]) Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[2]) Bei Verwendung von hochwertigem Zement.

blieb, da die durch diese Fläche dargestellten schiefen Zugkräfte der Beton aufnehmen sollte (Abb. 2).

Es ist also zu ersehen, daß die neuen Vorschriften zur Schubsicherung mehr Eisen erfordern, wobei diese Mehrung durch das Dreieck Z_D veranschaulicht ist und um so größer

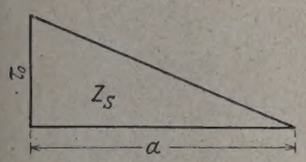


Abb. 1.

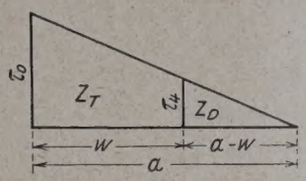


Abb. 2.

sein wird, je größer die Fläche Z_D im Verhältnis zur Fläche Z_T ist.

Zahlenmäßig ausgedrückt kommt man zu folgendem Ergebnis. Es ist:

$$Z_S = \frac{a}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_0}{2} b_0$$

und

$$Z_D = \frac{a-w}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_4}{2} b_0$$

und da

$$\tau_0 : a = \tau_4 : (a-w) \text{ oder } (a-w) = \frac{a\,\tau_4}{\tau_0},$$

so ist:

$$Z_D = \frac{a}{\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_4^2}{2\,\tau_0} b_0$$

Es verhält sich also:

$$\frac{Z_S}{Z_D} = \left(\frac{\tau_0}{\tau_4}\right)^2,$$

oder, wenn man $\tau_4 = 4$ kg/cm² setzt, was für die meisten Fälle maßgebend ist:

$$\frac{Z_S}{Z_D} = \frac{\tau_0^2}{16},$$

somit

$$Z_D = \frac{16}{\tau_0^2} Z_S = \alpha Z_S.$$

Dieser Wert αZ_S konnte nach den alten Vorschriften für die Bestimmung der Schubeisen in Wegfall kommen, es verblieb somit nur ein Betrag von

$$Z_T = Z_S - Z_D = (1-\alpha) Z_S = \beta Z_S,$$

der für die Festlegung der Eisen in Betracht kam.

Für die Werte $\tau_0 = 4$ kg/cm² bis $\tau_0 = 14$ kg/cm² ergeben sich für $\alpha = \frac{16}{\tau_0^2}$ und $\beta = (1-\alpha)$ folgende Zahlengrößen:

τ_0	α	β
4,0	1,000	0,000
5,0	0,640	0,360
6,0	0,444	0,556
7,0	0,327	0,673
8,0	0,250	0,750
9,0	0,198	0,802
10,0	0,160	0,840
11,0	0,132	0,868
12,0	0,111	0,889
13,0	0,095	0,905
14,0	0,082	0,918

Es zeigt sich also, daß die Mehrung an Eisen nach den neuen Vorschriften für die Werte τ_0 von 4,0 bis rd 10,0, besonders in den unteren Grenzen, die ja am häufigsten sich errechnen, prozentual recht erheblich ist und erst für die selteneren Fälle von $\tau_0 = 10$ bis 14 nicht mehr sonderlich ins Gewicht fällt.

Solange die schiefen Zugkräfte durch Schrägeisen und Bügel aufgenommen werden, läßt sich ja meist eine Lösung finden, die sowohl der Schubsicherung wie der Deckung der äußeren Momente in einer auch in praktischer Hinsicht einfachen Weise gerecht wird.

Erheblicher macht sich aber die durch die neuen Vorschriften bedingte Aufnahme der ganzen schiefen Zugkraft dann bemerkbar, wenn die Schrägeisen allein zur Deckung dieser Kraft herangezogen werden.

Hier ist vor allem an die Deckenkonstruktionen mit Hohlsteinen gedacht, bei denen man häufig von der Verwendung von Bügeln Abstand nimmt. Man kann, da diese Art von Decken gewissermaßen ein Zwischenglied zwischen Massivplatten und Unterzügen darstellt, das Weglassen von Bügeln meines Erachtens hier wohl vertreten, um so mehr, da, abgesehen von den geringeren Kosten, auch das Verlegen von Bügeln in den oft recht schmalen Rippen schwierig ist. Aber gerade wegen der geringen Breite der Rippen gehen die Schubspannungen meistens über den Wert von 4 kg/cm² hinaus. (Die Verwendung von hochwertigem Zement bei Hohlsteindecken dürfte nur sehr selten sein.)

Eine sehr brauchbare und einfache Art der Bewehrung für solche Decken ist nun die, daß man in jede Rippe zwei Eisen von möglichst gleichem Durchmesser legt — mehr Eisen lassen sich schwer und in einer Lage überhaupt nicht unterbringen —, von denen eines unten gerade durchläuft, das andere etwa in $^1/_{10}$ bzw. $^1/_5$ der Spannweite l aufgebogen ist, wodurch sowohl schiefe Zugkräfte wie allenfalsige negative Momente über den Auflagern gedeckt werden können. Das abgebogene

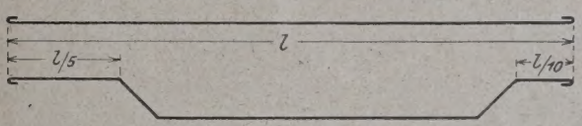


Abb. 3.

Eisen wird dann von Rippe zu Rippe versetzt, d. h. um 180° gedreht angeordnet (s. Abb. 3).

Nun läßt sich aber zeigen, daß nach den neuen Vorschriften, wenn τ_0 größer als 4 kg/cm² wird, das eine Eisen zur Aufnahme der Schubsicherung nicht mehr genügt.

Es ist nämlich bei freier Auflagerung oder bei Annahme gleicher Einspann- oder Verspannungsgrade an beiden Seiten:

$$\tau_0 = \frac{A}{b_0 z},$$

und da dann $a = \frac{l}{2}$:

$$Z_S = \frac{l}{2\sqrt{2}} \cdot \frac{\tau_0}{2} b_0 = \frac{A\,l}{4\sqrt{2}\,z} = F_{e_S} \sigma_e$$

oder

$$F_{e_S} = \frac{A\,l}{4\sqrt{2}\,z\,\sigma_e},$$

wenn F_{e_S} die für die Schubsicherung nötige Eiseneinlage bedeutet.

Bei freier Auflagerung ist aber:

$$M = \frac{Q\,l}{8}$$

oder, da $Q = 2A$:

$$M = \frac{A\,l}{4} = F_{e_M} \sigma_e z,$$

wobei F_{e_M} die zur Aufnahme des Biegungsmomentes nötigen Zugeisen darstellt. Somit ist:

$$F_{e_M} = \frac{A\,l}{4\,\sigma_e z} = F_{e_S}\sqrt{2}$$

oder

$$F_{e_S} = 0{,}707\, F_{e_M},$$

d. h.: Sobald die Schubspannung den Wert von 4 kg/cm² übersteigt, ist bei freier Auflagerung stets der 0,707fache Betrag der Biegungseisen für die

Schubsicherung nötig; dieser kann also bei zwei gleichen Eisen durch nur eines allein nicht mehr gedeckt werden.

Noch ungünstiger gestaltet sich das Ergebnis bei Annahme teilweiser Einspannung; denn dann ergibt sich, wie man sich leicht überzeugen kann,

für $M = \frac{Q\,l}{10}$: $F_{e_S} = \frac{10}{8} \cdot 0{,}707\, F_{e_M} = 0{,}884\, F_{e_M}$

und für $M = \frac{Q\,l}{12}$: $F_{e_S} = \frac{12}{8} \cdot 0{,}707\, F_{e_M} = 1{,}061\, F_{e_M}$

Wird der Einspannungsgrad noch größer, wie z. B. für den Fall der vollen Einspannung mit

$$M = \frac{Q\,l}{24},$$

so ergibt sich: $F_{e_S} = \frac{24}{8} \cdot 0{,}707\, F_{e_M} = 2{,}121\, F_{e_M}$

so daß die Schubkraft nur noch mit Hilfe von reichlicher Bügelbewehrung und Beilageisen gedeckt werden kann. Bei kontinuierlichen Trägern wird in der Regel auf der einen Seite $a > \frac{l}{2}$, also der oben errechnete Wert oft noch größer.

Viel günstiger lagen die Verhältnisse bei Anwendung der alten Vorschriften. Die Schubspannung konnte hier den Betrag von 4 kg/cm² noch erheblich überschreiten, wenn von zwei gleichen Biegungseisen nur eines ohne Zuhilfenahme von Bügeln die Schubkraft decken sollte. Es ist nämlich für diesen Fall bei freier Auflagerung:

$$F_{e_S} = 0{,}5\, F_{e_M} \quad \text{oder} \quad \frac{Z_T}{\sigma_e} = \frac{M}{2\,\sigma_e\, z},$$

somit $$Z_T = \beta\, Z_S = \frac{M}{2\,z},$$

oder $$\beta \frac{l}{2} \cdot \frac{\tau_0}{2} \cdot \frac{b_0}{\sqrt{2}} = \frac{A\,l}{4 \cdot 2\,z},$$

und da $$\tau_0 = \frac{A}{b_0\, z},$$

endlich $$\beta = 0{,}5\sqrt{2} = 0{,}707 = 1 - \frac{16}{\tau_0^2},$$

woraus sich τ_0 zu rd 7,4 kg/cm² errechnet, ein Wert, der selten überschritten wird.

Auch bei Annahme teilweiser Einspannung ergeben sich für τ_0 noch Werte über 4, nämlich

für $M = \frac{Q\,l}{10}$: $\beta = \frac{4}{10}\sqrt{2}$ und daraus $\tau_0 = 6{,}07$ kg/cm²,

und für $M = \frac{Q\,l}{12}$:

$$\beta = \frac{4}{12}\sqrt{2} \text{ und } \tau_0 = 5{,}5 \text{ kg/cm}^2.$$

Sogar bei voller Einspannung liefert $\beta = \frac{4}{24}\sqrt{2}$ einen Wert von $\tau_0 = 4{,}57 > 4$ kg/cm², und mit den beiden Eisen allein deckte man bis zu $\tau_0 = 5{,}5$ kg/cm², noch immer ohne Zuhilfenahme von Bügeln, während dies nach den neuen Vorschriften ausgeschlossen ist.

Für die erwähnte Konstruktion der Hohlsteindecken ergeben sich nur folgende Möglichkeiten:

Entweder das Vollbetonieren eines Randstreifens, um die Schubspannung τ_0 auf den Wert von 4 kg/cm² herabzudrücken, wobei aber sichtbare Putzstreifen entstehen, die man gerade durch Anwendung von geschlossenen Steinen zu vermeiden trachtet, oder die Zuhilfenahme des unten liegenden Eisens, indem man dies vom Auflager weg rechtwinklig nach oben führt und von oben herabbiegt, sowie die Verwendung von Bügeln auch für diese Konstruktion. Die letzteren Mittel bedingen aber einen Mehraufwand an Eisen und Flechtarbeit, der sich bei größeren Ausmaßen der Decken immerhin recht bemerkbar macht.

Zusammenfassend kann man also sagen, daß die neuen Bestimmungen hinsichtlich der Schubsicherungen eine nicht unerhebliche Mehrauflage bringen, die der allgemeinen Tendenz, Erleichterungen zu schaffen, in diesem Falle nicht gerecht wird. Es bleibt höchstens der Einwand, daß die alten Bestimmungen nicht genügend Sicherheit gewährten, worüber man geteilter Anschauung sein kann. Nach meinen Erfahrungen haben sich Nachteile bei Berechnung und Bewehrung nach den alten Vorschriften nicht gezeigt.

Da es aber das Ziel des Ingenieurs sein muß, neben der grundlegenden Forderung der Sicherheit auch eine möglichst einfache und billige Konstruktion zu schaffen, glaubte ich mich berechtigt, die vorliegenden Ausführungen der Öffentlichkeit zu unterbreiten.

MITTEILUNGEN ÜBER DEN BAU EINER STAMPFBETONBRÜCKE VON 70 m SPANNWEITE IN DER STRASSE VON SIEGBURG NACH MUCH

(z. Zt. größter Dreigelenk-Stampfbeton-Brückenbogen im In- und Ausland).

Von Reg.-Baumeister Schmidt, Obercassel (Siegkreis.)

Bei Siegburg wird zur besseren Verbindung der Kreisstadt mit den bergischen Kreisteilen und zur Aufschließung wertvoller Bodenschätze im Tale des Wahnbaches eine 19,6 km lange Straße für Automobilverkehr und Schnellbahn eingerichtet gebaut.

Der Träger des Unternehmens ist der Siegkreis, der durch sein Tiefbauamt im Dezember v. J. die Arbeiten in 5 Losen ausschreiben ließ.

Bei Vergebung der Arbeiten fiel Los I mit den darin vorgesehenen Kunstbauten an die Firma Hüser & Cie., Obercassel-Siegkreis. Von diesen Kunstbauten soll im nachfolgenden nur die eine größere Brücke in km 2 + 445 besprochen werden, die die Schlucht des Dehrenbaches in einer Breite von rund 100 m überbrücken sollte.

Es wurden hierfür zwei Projekte aufgestellt, das erstere sah drei nahezu gleiche Öffnungen von je rd. 30,00 m Lichtweite vor, das zweite eine Hauptöffnung von 70,00 m, die mit einem Dreigelenkbogen aus Stampfbeton überwölbt werden sollte, mit beiderseits anschließenden kleineren Bögen von 13,00 und 10,00 m.

Bei der Zuschlagerteilung durch das Kreisbauamt in Siegburg wurde gewünscht, daß, wenn irgend angängig, das zweite Projekt mit dem großen Bogen zur Ausführung kommen sollte.

Es wird sich nun zuerst die Frage aufwerfen lassen: „Weshalb bot die Firma einen Stampfbetonbogen für eine derartige Spannweite an?“ Diese Frage ist mit wenigen Worten zu beantworten. Die wirtschaftliche Seite schrieb von selbst eine solche Ausführungsweise vor. Abgesehen davon, daß die Betonzuschläge in der Nähe der Baustelle gewonnen werden konnten, hätten sich bei anderen Bauweisen auch die Arbeiten bedeutend schwieriger gestaltet. Es durften nur wenig Facharbeiter eingestellt werden, mit Rücksicht auf die Bedingung der ausschreibenden Dienststelle, vor allen Dingen Erwerbslose unterzubringen.

Eine überschlägliche Durchrechnung eines Eisenbetonbogens hat unter diesen Voraussetzungen keine Verbilligung ergeben.

Weiterhin könnte man fragen: warum sind denn für den Ausrüstungsvorgang keine Eiseneinlagen vorgesehen? Darauf

wird erwidert, daß statisch Eiseneinlagen nicht erforderlich waren, und daher sollte die Homogenität nicht gestört werden. Zudem hätten bei der großen Gewölbestärke von 1,45 m in 1/4 und der gewählten Bogenform, die nach der Stützlinie für Eigengewicht bestimmt wurde, schon grobe Höhenunterschiede, gegenüber dem rechnungsmäßig festgelegten, zwischen den einzelnen Lehrgerüstpunkten eintreten müssen, um die Druckkraft aus der Mitte in die Kerngrenze und darüber hinaus zu bringen. Derartige Fehler waren nach unseren Erfahrungen nicht zu erwarten, da Fundierung und Verzimmerung des Lehrgerüstes auf das sorgfältigste vorgenommen und die Absenkungen des Lehrgerüstes selbst in der später beschriebenen Art auf das genaueste durchgeführt wurden.

Ausgeführte Beispiele standen uns in dieser Beziehung nicht zur Verfügung. In Deutschland wurde unseres Wissens eine derartige Brücke in reinem Stampfbeton noch nicht gebaut. Wir waren da auf unsere eigenen Vorbilder angewiesen und hielten uns an die von unserer Firma im Jahre 1923 fertig-

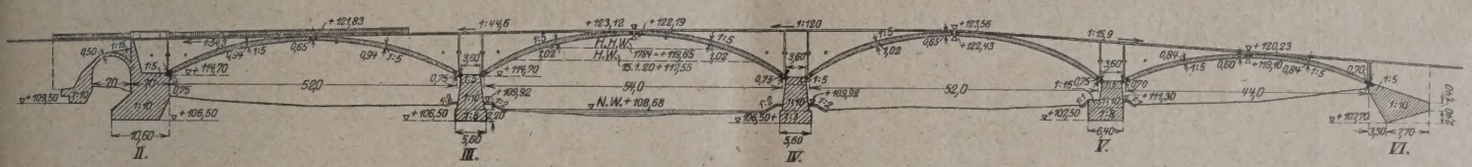


Abb. 1.

gestellte Brücke über die Mosel bei Müstert (Abb. 1). Diese Brücke besteht aus vier Dreigelenkbogen, die in Stampfbeton hergestellt sind, mit den Spannweiten von 52,4 m, 54,4 m, 52,4 m und 44,4 m. Die Pfeilverhältnisse betragen sinngemäß $\frac{1}{8{,}45}$, $\frac{1}{7{,}26}$, $\frac{1}{6{,}75}$ und $\frac{1}{10{,}10}$; das Schlankheitsverhältnis $\frac{1}{40{,}3}$, $\frac{1}{41{,}8}$, $\frac{1}{40}$ und $\frac{1}{37{,}0}$. Die Gelenke sind hier als Eisenbeton-Wälzgelenke ausgebildet. Sie sind nach Hertz berechnet und erfahren rechnungsmäßig eine größte Druckbeanspruchung von 220 kg/cm² bei Vollast. Da sich dieses Bauwerk bislang hervorragend bewährt hat, verschiedene Hochwasser der Mosel

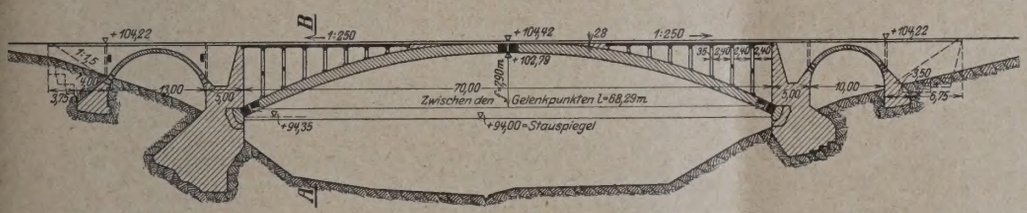


Abb. 2a.

ausgezeichnet überstanden hat, und bei verschiedentlich vorgenommenen Untersuchungen nach keiner Richtung hin irgendwelche Mängel festgestellt werden konnten, so ließen wir uns unser eigenes Bauwerk um so lieber als Muster dienen.

Die Brücke II im Wahnbachtal (Abb. 2a u. 2b) hat, wie schon gesagt, zwischen den Pfeilern eine Öffnung von 70,00 m zu überbrücken. Diese ist mit einem Dreigelenkbogen aus Stampfbeton in Mischung 1 : 1 : 5 von 68,30 m Spannweite überwölbt. Die Pfeilhöhe beträgt 7,9 m und somit der Stich $\frac{1}{8{,}65}$. Die Fahrbahn, die für Menschenlast von 0,45 t/²m, Dampfwalze von 23,0 t und Lastkraftwagen von 9 t (Din-Norm 1072) berechnet ist, hat eine Breite von 6,0 m. Beiderseits sind Bürgersteige von 1,75 m Breite angeordnet. Die Fahrbahn mit Bürgersteigen wird durch Eisenbetonstützen, die auf den Bogen gesetzt sind, getragen. Die Gewölbebreite beträgt 8,50 m.

Die Bogenstärken betragen
im Scheitel = 1,15 m,
in 1/4 = 1,45 m und
im Kämpfer = 1,25 m (alles radial gemessen).

Das Schlankheitsverhältnis ist demnach $\frac{1}{29{,}8}$. Die ungünstigste Lastenstellung erzeugt bei Vollbelastung eine größte Druckbeanspruchung von 45 kg/cm², Zugspannungen treten auch im ungünstigsten Belastungsfall rechnerisch nicht auf. Die Gelenke sind als Eisenbeton-Wälzgelenke ausgebildet, ähnlich denen der vorgangs erwähnten Moselbrücke. Sie sind auch hier in derselben Weise berechnet und erfahren rechnungsmäßig eine größte Druckbeanspruchung von 216,5 kg/cm². Die Radien der Wälzungsbögen der Gelenke, die gleichfalls nach Hertz berechnet wurden, ergaben einen konkaven Halbmesser von 400 cm und einen konvexen von 355 cm. Die Gelenke wurden als einzelne Eisenbetonsteine hergestellt, auf die noch besonders eingegangen wird.

Ehe nun an die endgültige Ausführung des Projektes gegangen werden konnte, war zunächst einmal festzustellen, ob die Bodenverhältnisse die rechnerisch verlangte Beanspruchung des Untergrundes mit max. 8 kg pro cm² für ungünstigste Belastung überhaupt zuließen; denn die Bodenuntersuchungen und die Schürfungsergebnisse, die Vorlagen, waren doch nicht so erschöpfend, daß man ohne weiteres hätte bauen können. Fels, und zwar Grauwacke, sollte vorhanden sein. Es mußte hierüber, zumal für ein derartiges Bauwerk, volle Klarheit geschaffen werden. Bei den in diesem Sinne dann vorgenommenen Arbeiten kam man nach Durchdringung der Abraumschichten auf verwitterten Fels, und dieser wurde erst fester, wie man mittels Schachtabteufung

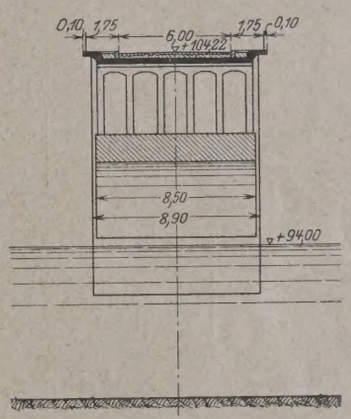


Abb. 2b.

tiefer ging. Um nun nicht unnötig in die Tiefe zu gehen, denn bei einer eventl. Tiefgründung hätten die Fundierungsarbeiten ja ganz bedeutende Kosten verursacht, entschloß man sich, von dem bereits abgeteuften Schacht in einem Querstollen senkrecht auf die Brückenachse vorzugehen. Hier wurde dann auch fester Fels angetroffen, und aus der Lage der Bänke war zu schließen, daß nach der ursprünglich festgelegten Brückenachse zu der feste Fels auch weiterhin anzutreffen sei. Im Einvernehmen mit der Bauleitung wurde daher die Brückenachse um eine halbe Brückenbreite verschoben und dann mit den Ausschachtungsarbeiten begonnen. Die Vermutung, überall jetzt feste Grauwacke vorzufinden, bestätigte sich, denn die Fundamente konnten an allen Stellen direkt auf dem festen Fels betoniert werden.

Inzwischen war man an die Gewinnung brauchbarer Betonzuschläge gegangen. Die Sandgewinnung machte keine Schwierigkeiten, da in der Nähe der Brücke I ein brauchbares Sandlager vorhanden war, das Quarzsand enthielt. Leider war dieser sehr fein und ganz gleichmäßig gekörnt. Man war daher gezwungen, die mangelnde Kornverschiedenheit bei den Steinzuschlägen später zu ergänzen.

Die an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu Bonn vorgenommene Untersuchung des Sandes ergab für den bei 110 ° getrockneten Sand folgende Zusammensetzung:

SiO_2	92,22	CaO	0,66
Al_2O_3	3,10	MgO	0,34
Fe_2O_3	1,16	SO_3	—

Glühverlust 0,66.

Sulfate sind also nicht vorhanden, und der Gehalt an Aluminium, Calcium- und Magnesiumoxyd ist äußerst gering. Bedenken, den Sand zu Betonzwecken zu verwenden, lagen also nicht vor.

Schwieriger gestaltete sich aber die Beschaffung der gröberen Betonzuschläge. An mehreren Stellen wurde geschürft. Fand man eine einigermaßen feste Grauwacke, so war wiederum die Ausbeute nicht reichlich genug, denn es mußten vor allen Dingen die Grobzuschläge für den Beton der Brücke I und II, die zusammen rd. 9000 m^3 erforderten, zum mindesten aus dem einmal erschlossenen Bruch gewonnen werden. Zudem durfte man dem neuen Straßenprofil nicht zu nahe kommen, andererseits aber war man durch die örtlichen Verhältnisse und das zur Verfügung stehende Gelände gebunden.

Schließlich wurde ein geeigneter Bruch erschlossen und der Bau einer Brechanlage, die durchschnittlich 50 m^3 pro Tag leisten sollte, wurde sofort in Angriff genommen.

Für den Bogenbeton war ein Mischungsverhältnis von 1 : 1 : 5 vorgesehen. Aus vielen Versuchsreihen wurde schließlich die Mischung, bestehend aus:

1 Teil Dyckerhoff-Zement normal,
1 Teil Wahnbachsand,
5 Teilen Grauwackeschotter von 0 bis gröbstes

als die, die die größte Druckfestigkeit ergab, ausgewählt. Die Druckversuche zeigen das in Tabelle I dargestellte Ergebnis. Da der Bogen noch vor Eintritt des Winters ausgerüstet werden sollte und nach Schließung des Gewölbes 6 Wochen in der Rüstung stehen sollte, war der Herstellung der Gelenke von vornherein auch die größte Aufmerksamkeit zugewandt. Genau wie an der Moselbrücke in Müstert sollten auch hier die Gelenke aus einzelnen Gelenksteinen hergestellt werden, die in die einzunehmende Lage versetzt und dann vergossen wurden.

Die Berechnung der Gelenksteine erfolgte nach Kollmar.

Da die rechnerisch ermittelte größte Gelenkpressung 216,5 kg/cm^2 betrug, so war es von vornherein klar, daß zur Herstellung der Gelenksteine, für die das Mischungsverhältnis 1 : 3 vorgesehen war, nur bestes Material verwandt werden durfte. Da ferner die Möglichkeit vorhanden sein mußte, die Gelenksteine bald zu versetzen, so konnte als Bindemittel nur ein hochwertiger Zement in Frage kommen. Als Zuschlagsstoff war die Grauwacke des Wahnbachtales für diese besonders hoch beanspruchten Bauteile nicht hart genug, man sah sich daher gezwungen, hierfür Basaltsplitt zu verwenden, der besonders herangeschafft werden mußte.

Die Abmessungen des einzelnen Kämpfergelenksteines wurden auf 1,25 · 1,25 · 0,765 m und die des Scheitelgelenksteines auf 1,15 · 1,15 · 0,765 m festgelegt.

Um das beste Mischungsverhältnis für die Gelenksteine zu erhalten, wurden verschiedene Untersuchungen vorgenommen. Diese laufen im wesentlichen wiederum auf zwei Versuchsreihen hinaus, und zwar einmal die Betonzuschläge aus $^1/_3$ Basaltsplitt von 0—10 mm und $^2/_3$ Basaltsplitt von 10—20 mm, und das andere Mal aus $^1/_3$ Wahnbachsand und $^2/_3$ Basaltsplitt 10—20 mm. Die Druckversuche mit den vorstehenden Zuschlagsmaterialien zeigen das in Tabelle II dargestellte Ergebnis.

Die dann weiter nach 7 Tagen mit den Würfeln gleicher Zusammensetzung vorgenommenen Versuche ergaben leider kein abgeschlossenes Bild, da die zur Verfügung stehende Presse nur bis 350 t reicht. Mit dieser Presse wurden die Würfel von den Abmessungen 0,3 · 0,3 · 0,3 m nicht zerdrückt, es zeigten sich auch keinerlei Risse oder sonstige Unregelmäßig-

Tabelle I.

Nr. des Würfels	Alter des Würfels	Abmessung des Würfels	Mischungsverhältnis	Art der Zusammensetzung	Art der Lagerung	Ergebnis der Druckprobe	Ergebnis im Mittel	Ergebnis im Mittel pro cm^2
21	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	1 Dyckerhoff Z. normal 1 Wahnbachsand 5 Grauwackenschotter von 0 bis gröbstes	1 Tag in feuchter Luft 6 Tage im nassen Sand	200 t	195 t	216,6 kg
22	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	185 t		
23	7 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	200 t		
33	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	1 Tag in feuchter Luft 6 Tage im nassen Sand 22 Tage Zimmertemperatur	280 t	285,67 t	317,41 kg
34	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	275 t		
35	29 Tage	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 5	wie vor	wie vor	302 t		

Tabelle II.

Nr. des Würfels	Alter des Würfels	Abmessung des Würfels	Mischungsverhältnis	Art der Zusammensetzung	Art der Lagerung	Ergebnis der Druckprobe	Ergebnis im Mittel	Ergebnis im Mittel pro cm^2
1	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	1 Dyckerhoff Doppel 1 Basaltsplitt 0—10 mm 2 Basaltsplitt 10—20 mm	feuchte Luftlagerung	208 t	211 t	234,4 kg/cm^2
2	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	210 t		
3	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	215 t		
13	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	1 Dyckerhoff Doppel 1 Wahnbachsand 2 Basaltsplitt 10—20 mm	wie vor	242 t	250,66 t	278,52 kg/cm^2
14	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	250 t		
15	24 Stunden	0,3 × 0,3 × 0,3	1 : 1 : 2	wie vor	wie vor	260 t		

keiten. Es wurde daher versucht, mit einem in der Mitte des Würfels aufgelegten Flacheisen 0,3 · 0,06 und 2 cm stark die Oberfläche zu verkleinern und dann abzudrücken. Bei dem ersten Versuch wurde der Würfel bei 165 t zerdrückt, also bei einem Druck von 920 kg pro cm². Durch das aufgelegte Flacheisen wurde ein regelrechter scharfkantiger Keil abgeschert (Abb. 3) und die Bruchflächen zeigten, daß das Zuschlagsmaterial (Basaltsplitt) zerbrochen war. Das sagt also, daß die Mörtelfestigkeit größer war als die des Zuschlagsmaterials. Die dann noch bei zwei anderen Würfeln vorgenommenen Versuche müssen leider als mißglückt angesehen werden. Es war dasselbe Flacheisen wie beim ersten Versuch verwendet worden. Hierbei hat es bereits eine Deformation erlitten. Außerdem hatte das Flacheisen nicht genau in der Mitte gelegen, so daß der Versuchskörper nicht zentrisch belastet war, wie sich auch an den Bruchflächen nachweisen ließ. Der somit eingetretene Bruch bei über 600 kg/cm² konnte daher nicht als äußerstes Maß angesprochen werden.

Abb. 3.

Immerhin boten die Ergebnisse Garantie genug. Für die Gelenksteine selbst kamen ja außerdem noch die Eiseneinlagen hinzu, die ein Zusammenhalten der Körper nur günstig beeinflußten, und ferner war gegenüber dem Flacheisen die günstigere Wirkung der gewölbten Gelenkflächen zu berücksichtigen. Es ist also mit einer mehrfachen und ausreichenden Sicherheit für die Gelenksteine zu rechnen; ganz abgesehen

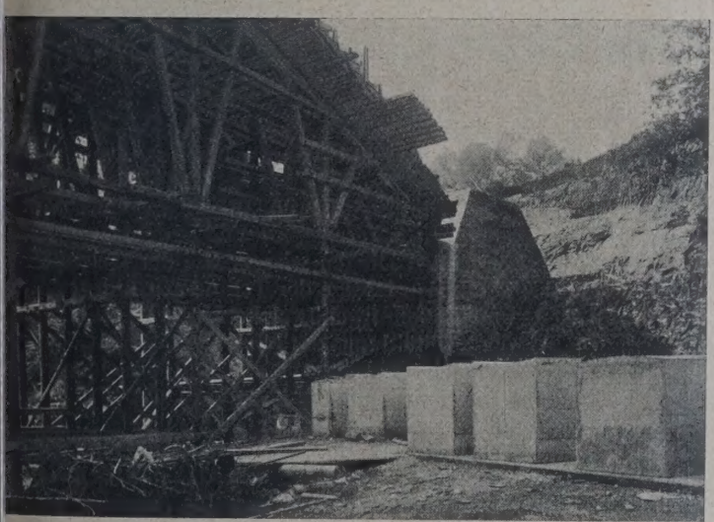


Abb. 4.

davon, daß die nach Hertz berechneten Gelenkpressungen kaum erreicht werden.

Auf Grund der vorgangs aufgeführten Versuche entschloß man sich daher, die Gelenksteine aus 1 Teil Dyckerhoff Doppel, 1 Teil Wahnbachsand und 2 Teilen Basaltsplitt 10—20 mm herzustellen, da diese Probewürfel Nr. 13—15 schon nach 24 Stunden eine durchschnittliche Festigkeit von 278,52 kg/cm² gegenüber den Würfeln Nr. 1—3 mit 234,4 kg/cm² aufwiesen.

Bei der Herstellung der Gelenksteine (Abb. 4 und 5) wurde mit peinlichster Sorgfalt verfahren. Die Formen waren mit Eisenblech ausgeschlagen, und diese Formen wurden auf eigens hergerichtete Betonböden gestellt. Die Wölbflächen waren an den Seitenwänden der Formen genau durch Schablonen

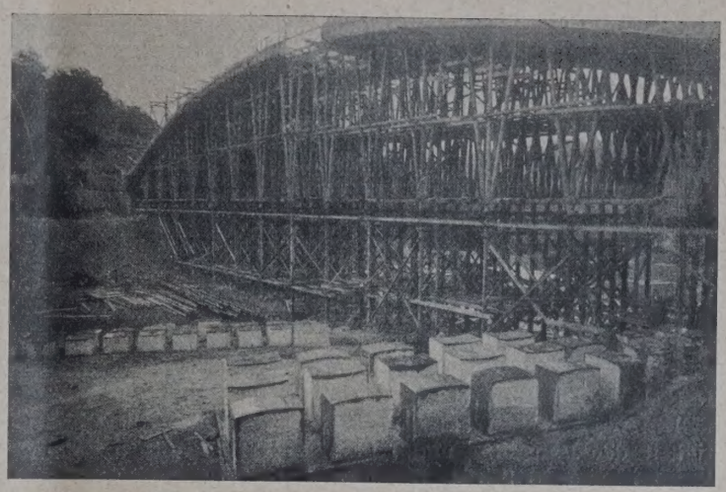
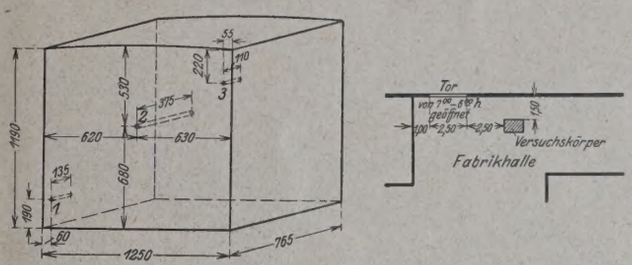


Abb. 5.



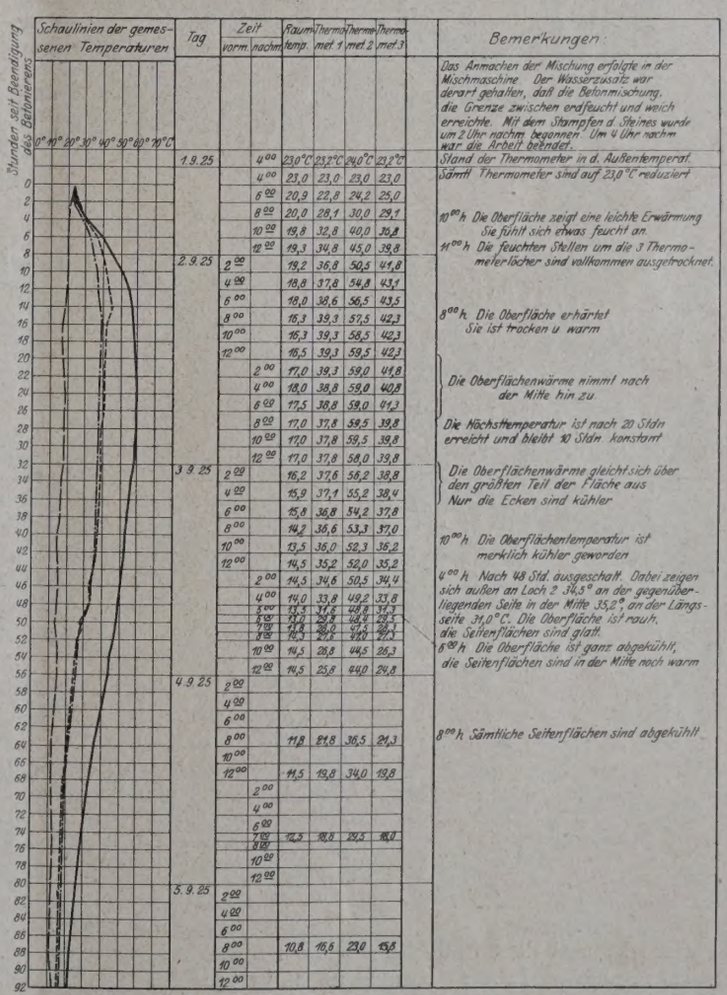


Abb. 6.

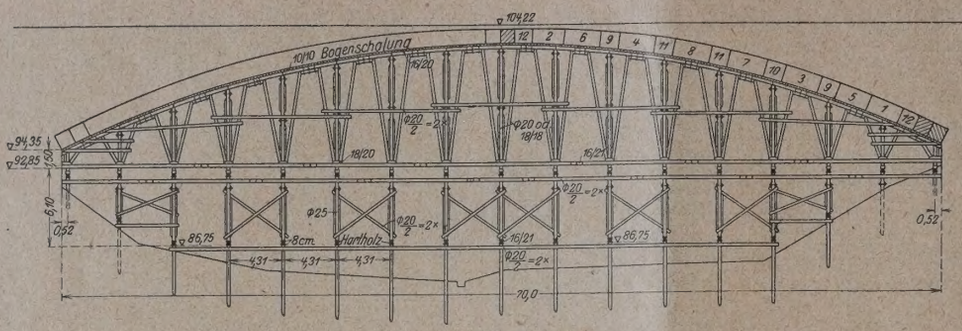


Abb. 7.

festgelegt. Die Zubereitung des Materials erfolgte auf maschinellem Wege. Der Wasserzusatz richtete sich nach der Feuchtigkeit der Baustoffe und läßt sich im besonderen dadurch kennzeichnen, daß der Beton erst nach gründlichem Einstampfen anfing, elastisch zu werden. Nach den bisherigen Erfahrungen bedeutet dies den Grad der Feuchtigkeit, der die höchsten Festigkeiten ergibt. Zudem gewährleistet auch dieser Zustand ein unbedingt sattes Umschließen der Eiseneinlagen.

Abb. 8.

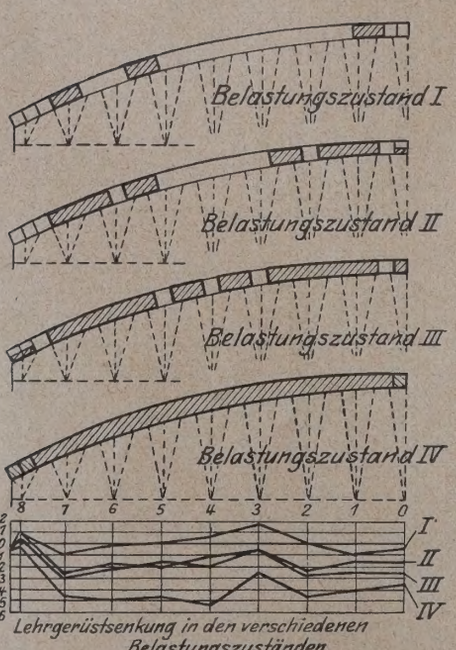


Abb. 10.

Da uns bekannt war, daß beim Abbindungsprozeß des hochwertigen Zementes hohe Temperaturen entstehen, wurden an einem besonderen Gelenkstein Temperaturmessungen vorgenommen (Abb. 6). Im Mittelpunkt (im Schnittpunkt der beiden Diagonalen der Breitseite) wurde ein Kupferrohr von 0,02 cm Ø und 0,5 mm Stärke, das bis zur Mitte des Gelenksteines reichte, einbetoniert. Hier hinein wurde ein Thermometer Nr. 2 gesteckt und die Öffnung des Rohres mit Watte verschlossen. Thermometer Nr. 1 wurde ungefähr in der Diagonalen, rd. 6 cm vom Rand der linken unteren Ecke der Breitseite, und Thermometer Nr. 3 entsprechend an der oberen rechten Ecke beide gleichfalls in einem Kupferrohr, aber nur rd. 10 cm tief angebracht. Mit dem Betonieren wurde um 2 Uhr nachmittags begonnen. Um 4 Uhr war der Gelenkstein fertig gestampft, und dann wurde mit den Messungen begonnen, die in der Tabelle niedergelegt sind.

Die höchste Temperatur wurde nach 20 Stunden erreicht und blieb rd. 10 Stunden konstant. Der Verlauf der Temperaturen ist in Kurven besonders festgelegt und zeigt deutlich, daß die höchste Temperatur in der Mitte im Innern vorherrschte und nach den Seiten hin ziemlich abnahm. Es sind hier Unterschiede im Höchststadium von rd. 20° C innerhalb der Gelenksteine und von 43 bzw. 23° gegenüber der Außentemperatur.

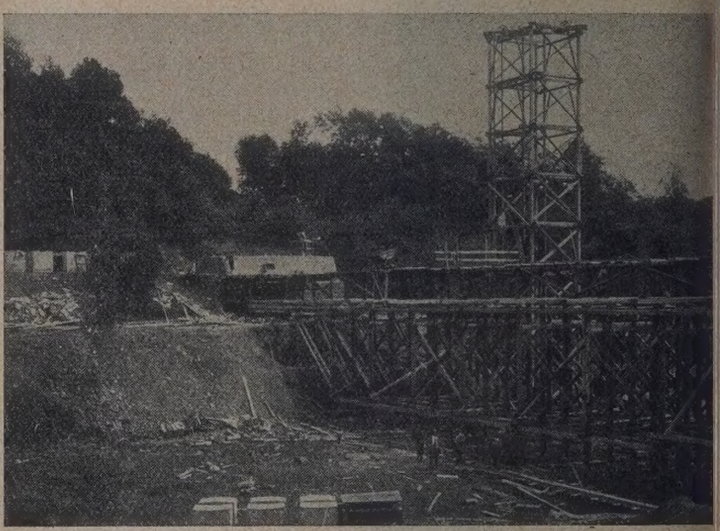


Abb. 9.

Dieser Temperaturunterschied im Innern gegenüber den Temperaturen nahe der Kanten gab zu Bedenken Anlaß. Man mußte jetzt vor allen Dingen wissen, wie der Gelenkstein von innen aussah. Ob sich infolge der Temperaturunterschiede zwischen innen und außen irgendwelche Unregelmäßigkeiten zeigten, ob bei der Abkühlung der Gelenksteine im Innern merkliche Spannungen ausgelöst wurden, und ob ein glattes Umschließen der Eiseneinlagen auch an der Unterfläche derselben stattgefunden hatte.

Um sich über alle diese Bedenken zu beruhigen, wurde ein Gelenkstein gesprengt. Es zeigte sich da, daß der Beton ein glattes Gefüge von den Außenflächen bis zum Kern aufwies. Spannungsrisse oder Klüfte, auch feinster Art, waren weder im Innern noch an den Kanten zu bemerken. Durch das Sprengen waren selbst die Basaltsplitter zum Teil zerbrochen, ein Zeichen, daß sie außerordentlich fest im Beton haften. An keiner Stelle konnte beobachtet werden, daß der Beton unterhalb der Eiseneinlagen abgesackt war; die Eiseneinlagen waren sämtlich fest vom Beton umschlossen.

Bei der Herstellung des Lehrgerüstes wurde von der Voraussetzung ausgegangen, die Lasten auf möglichst wenig Sammelpunkte zusammenzubringen (Abb. 7), und zwar wurde so verfahren, daß jeder Knotenpunkt, im vorliegenden Falle also jeder Sandtopf, eine Belastung von 20 t erhielt.

Vorgesehen wurde eine Überhöhung von 12 cm, die sich folgendermaßen zusammensetzte:

1. Bogenverkürzung durch Vollast . . . . . = 2,15 cm,
2. Schwinden und Temperaturabfall . . . . = 3,95 „
3. Einpressung der Widerlager je 0,25 cm . . . = 1,10 „
4. Zusammenpressen des Lehrgerüstes infolge Belastung, Einfressen der Stöße und Nachgeben der Unterstützungen . . . . . = 4,80 „

12,00 cm.

Das Lehrgerüst wurde an Ort und Stelle abgebunden (Abb. 8). Kreis- und Bandsäge für die Arbeiten wurden durch den Strom aus eigener Kraftzentrale angetrieben.

Das Lehrgerüst besteht aus einem größeren Untergerüst (Abb. 9) und einem Obergerüst; letzteres besteht aus

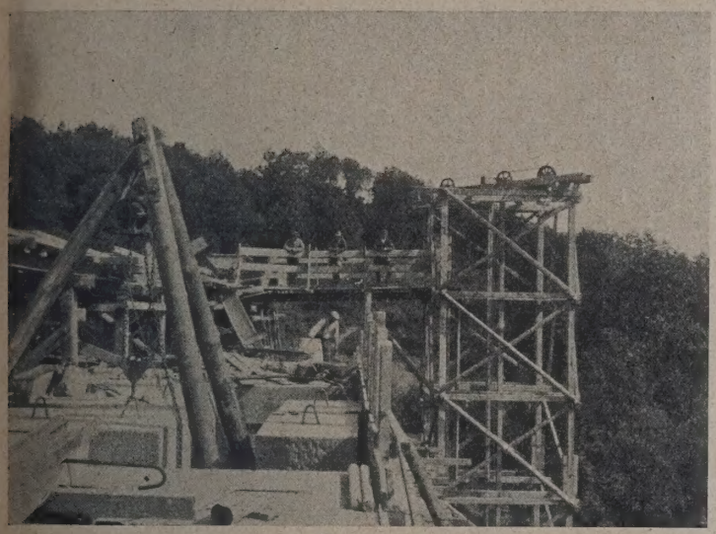


Abb. 11.

7 Bindern. Zwischen Ober- und Untergerüst sind Sandtöpfe angeordnet, die mit besonders ausgesuchtem Sand gefüllt wurden, der vorher gehörig zusammengepreßt war.

Die Leibungsschalung besteht aus Kanthölzern 10/10 cm, die insgesamt eine Länge von 7488 lfdm ausmachen.

Für Zimmerung und Aufstellung des ganzen Lehrgerüstes, jedoch ohne die Rammarbeiten, wurden aufgewendet: 480 Polierstunden, 4737 Zimmererstunden, 1716 Hilfsarbeiterstunden.

Die Betonierung der einzelnen Lamellen war in der in Abb. 7 dargestellten Reihenfolge angeordnet. Der Beton wurde in derselben Weise eingebracht, wie dieses auch schon bei Herstellung der Gelenksteine gesagt, also in einem solchen Feuchtigkeitsgrad, der erst nach gehörigem Stampfen ein Breiigwerden zeigt. Die Lamellenschalungen waren so ausgebildet, daß jede Lamelle mittels Versatz in die andere eingriff. Von der Zweckmäßigkeit dieser Anordnung konnten wir uns bei einem durch das letzte Hochwasser verursachten Einsturz eines Brückenbogens an einer noch unfertigen Brücke überzeugen, denn hier zeigte sich, daß die in dieser Weise ausgeführte Lamellenbetonierung sich durchweg gehalten hat. Es herrschte ein inniger Zusammenhang an den meisten Lamellenfugen.

Vor der Betonierung des Bogens wurde ein Nivellement aufgenommen, das in der Zeichnung (Abb. 10) als Nullinie aufgetragen wurde. In den einzelnen Betonierungsabschnitten wurden weitere Kontrollmessungen vorgenommen und die Ergebnisse dann auch aufgetragen, wobei dann die erste Messung für das unbelastete Lehrgerüst als Ausgangspunkt angenommen wurde. Man sieht da deutlich, welche Bewegungen das Lehrgerüst infolge der verschiedenartigen Belastungen durchgemacht hat. Interessant ist vor allen Dingen ein Steigen an den anfangs unbelasteten Stellen. Diese Steigungen werden nie ganz wieder zurückgedrängt; es bleibt an diesen Stellen immer eine gewisse Wenigerzusammenpressung, die selbst nach Beendigung der Betonierung nicht ausgeglichen ist. Es spielen hier allerdings auch noch Unebenheiten in der Bogenschalung mit; denn so haarscharf läßt sich die Bogenform aus Kanthölzern nicht herstellen, da erscheinen immer Höhenunterschiede. Selbst wenn man nun diese Umstände außer acht läßt, handelt es sich hier ja nur um geringfügige Änderungen, die auf die Bogenform und den Verlauf der Stützlinie kaum einen Einfluß haben.

Nachdem nun die einzelnen Lamellen betoniert waren, galt es noch, die inzwischen hergestellten Gelenksteine zu versetzen (Abb. 11). Um dieses leichter bewerkstelligen zu können, war in jedem Stein ein kräftiger Bügel einbetoniert worden, und zwar so, daß derselbe nach der Seite hervorragte, die später in der Oberfläche des Gewölbes lag. Beim Versetzen der Steine war auf die verschiedensten Umstände Rücksicht zu nehmen, und die hierüber anzustellenden Untersuchungen wurden durchgeführt

1. für die Zusammendrückung des Bogens infolge der ständigen Last und der Nutzlast,
2. für einen Einfluß des Schwindens zwischen den Lamellen,
3. für einen Wärmeabfall von 10° C,
4. für eine elastische Zusammendrückung der Widerlager.

Der Einfluß der Lehrgerüstzusammendrückung konnte ausgeschaltet werden, da die Gelenksteine erst nach der Betonierung des Bogens versetzt wurden.

Die angestellten Berechnungen ergeben unter Beachtung der vorgangs erwähnten Umstände eine Abwälzlänge im Scheitel von 7,9 cm und im Kämpfer von 3,95 cm. Hieraus lassen sich die Scheitelsenkungen ermitteln. Sie betragen:
Für das Gewölbegewicht ohne Fahrbahn . . . . . 1,32 cm,
für ständige Last . . . . . 1,96 „
für volle Nutzlast von 4,275 t/m plus ständige Last 2,17 „
für Temperaturabfall von 15° C . . . . . 2,32 „
für g + p + (−15° C) . . . . . 4,49 „

Für diesen Fall, also für 4,49 cm Einsenkung nach dem Ausrüsten wurden die Scheitelgelenksteine versetzt. Mit anderen

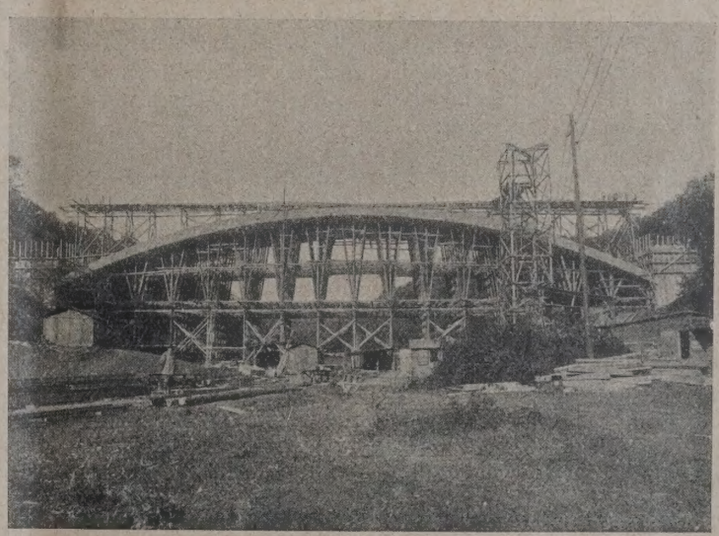


Abb. 12.

Worten also gesagt, die Gelenksteine wurden so versetzt, daß sie nach dem Ausrüsten, der Fertigstellung des Bauwerks und bei einer Vollbelastung ihre richtige Lage einnehmen mußten. Diese Berührungsfläche mußte nach oben und unten gleiche Lage von der Mitte der Wölbfläche haben.

Das Versetzen der Gelenksteine war am 26. September 1925 beendet, und nachdem die Steine vergossen waren, war der Bogen somit geschlossen. Die Zusammendrückung des Lehrgerüstes im Scheitel betrug 3,5 cm; für Bogenverkürzung durch Vollast, Schwinden und Temperaturabfall sowie Einpressen der Widerlager standen mithin noch 12,0 − 3,5 = 8,5 cm Überhöhung im Scheitel zur Verfügung. (Fortsetzung folgt.)

SILIZIUMSTAHL ALS BAUSTAHL.

In Heft 28/29 dieser Zeitschrift, Jahrgang 1925, haben wir in Anlehnung an einen von Reichsbahndirektor Dr. Schaper in der „Bautechnik" veröffentlichten Aufsatz[1]) bereits auf den von der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. I. C. Freund & Co., Berlin, hergestellten sogen. F-Stahl aufmerksam gemacht. Dieser hochsiliziumhaltige F-Stahl zeigt als besondere Merkmale geringeren Kohlenstoff- und besonders geringen Sauerstoffgehalt. — In einer kürzlich in der Zeitschrift „Stahl und Eisen" erschienenen Abhandlung[2]) wird nun darauf hingewiesen, daß die Gewinnung höherer Festigkeiten durch erhöhten Siliziumgehalt bereits seit etwa 40 Jahren bekannt ist, und daß in Nord-Amerika derartige Stähle in den letzten Jahren in steigendem Maße für Bauzwecke verwendet werden. — Fast gleichzeitig mit dieser Veröffentlichung in „Stahl und Eisen" bringt auch die „Bautechnik" einen neuen Aufsatz von Reichsbahndirektor Dr. Schaper[3]) über den gleichen Gegenstand. — In beiden Aufsätzen werden neue interessante Untersuchungsergebnisse über diesen Stahl veröffentlicht, deren wesentlichster für seine Eignung als Baustoff in Betracht kommender Teil hier gekürzt wiedergegeben werden soll.

Zunächst ist auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch die Technische Hochschule zu Dresden eine Erprobung des neuen Stahles auf breiter Grundlage durchgeführt worden. Die Freund-A.-G. hatte für diesen Zweck 29 Blöcke gegossen, die in dem Walzwerk Riesa der Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. zu Rundeisen, Winkeleisen, Blechen und Breiteisen ausgewalzt und in Dresden durch Prof. Dr.-Ing. Gehler und Prof. Dr. Schwinnig eingehend untersucht wurden.

In noch viel umfangreicherem Maße haben westliche Stahlwerke gemeinsam mit der Freund-A.-G. — offenbar unter Führung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute — physikalische und chemische Untersuchungen dieses Baustoffes vorgenommen.

Die Festigkeitsergebnisse beider Prüfungen sind in der Zahlentafel zusammengefaßt. Zur Erläuterung wäre hierzu folgendes zu bemerken:

In Spalte 1 sind zum Vergleich zunächst die im vergangenen Jahre von der Freund-A.-G. veranlaßten und der Öffentlichkeit mitgeteilten Ergebnisse angeführt. Spalte 2 enthält die auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Dresden durchgeführte physikalische Erprobung, und schließlich enthält Spalte 3 die unter Mitwirkung der Freund-A.-G. von den westlichen Stahlwerken bei ausgedehnter Prüfung erzielten Ergebnisse. Sämtliche Schmelzungen dieser drei Prüfreihen waren im Bosshardtofen der Freund-A.-G. hergestellt. Die westlichen Stahlwerke sind aber noch einen wichtigen Schritt weitergegangen dadurch, daß auf acht Werken sowohl in der Thomasbirne, als im Siemens-Martin-Ofen, als auch im Elektro-Ofen Schmelzungen ähnlicher Zusammensetzung hergestellt wurden. Die Ergebnisse der physikalischen Prüfung dieser letztgenannten Schmelzungen finden sich in den Spalten 4, 5 und 6 der Zahlentafel.

Aus den gesamten Prüfungsergebnissen geht hervor, daß die ursprünglich von der Freund-A.-G. bekanntgegebenen vorzüglichen Festigkeitseigenschaften des sogen. F-Stahles bei den späteren Schmelzungen und Prüfungen nicht mehr ganz erreicht wurden.

Dr. Schaper glaubt, auf Grund der Dresdner Festigkeitsprüfungen bei diesem neuen Baustoff eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² und eine Mindestbruchdehnung von 22% fordern zu können. Bei den in Dresden untersuchten 20 Festigkeitsproben sind diese Mindestwerte bei der Streckgrenze und Dehnung nur in je einem Falle unwesentlich unterschritten. Bei den im Bosshardtofen für die westlichen Werke hergestellten Schmelzungen (Spalte 3 der Zahlentafel) ergaben sich in 63 Fällen — also etwa bei der Hälfte der untersuchten Proben — die Streckgrenze unter 36 kg/mm² und die Bruchdehnung nur in einem Falle etwas geringer als 22%. Mithin erscheint die Forderung auf eine Mindestbruchdehnung von 22% berechtigt und auch ohne Schwierigkeiten im normalen Herstellungsgang erreichbar. Dem hochwertigen Baustahl St. 48 gegenüber würde damit schon ein recht schätzenswerter Vorteil erzielbar sein, da für diesen nur 18% Mindestbruchdehnung verlangt werden. Ob auch eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² bei diesem neuen Siliziumstahl im normalen Herstellungsgang erreichbar sein wird, ist aus den bisherigen Untersuchungsergebnissen mit Sicherheit noch nicht zu erkennen. Der oben genannten Veröffentlichung in „Stahl und Eisen" entnehmen wir, daß bei einer ersten in der Zahlentafel nicht angeführten Untersuchung des Stahles durch das Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung ebenfalls einige unter 36 kg/mm² liegende Werte für die Streckgrenze erreicht wurden. — Die Freund-A.-G. hat hierzu bemerkt, daß bei dem von ihr im Bosshardtofen hergestellten Stahl ein Verhältnis von Streckgrenze zur Zugfestigkeit von mindestens 80% normal sei. Dies führte dann zu der weitergehenden Untersuchung im Bosshardtofen hergestellter und in Spandau und bei der Dortmunder Union ausgewalzter Schmelzungen durch die westlichen Stahlwerke, deren Ergebnisse in Spalte 3 der Zahlentafel enthalten sind, und die ein mittleres Verhältnis von Streckgrenze zur Zugfestigkeit von 69,5 — also ungefähr das gleiche wie es bei anderen Flußstählen erreicht wird — gezeitigt haben.

Bemerkenswert ist aber, daß die Dresdner Prüfung dieses Verhältnis im Mittel zu 74,5 ergab, und daß hierbei die Proben sowohl Rundeisen, als Winkeleisen, als auch Blechen und Breiteisen entnommen waren. Der Unterschied erklärt sich vielleicht dadurch, daß in Riesa mit geringeren Temperaturen oder mit anderem Streckmaß gewalzt wurde als in Spandau und Dortmund. Die in Dresden für Dehnung und Einschnürung erzielten wesentlich geringeren Mittelwerte sprechen wenigstens deutlich dafür.

Auch die Schmelzungen in der Thomasbirne, im Siemens-Martin-Ofen und im Elektro-Ofen haben im Hinblick darauf, daß es sich um erste Versuchsschmelzungen handelt, recht gute Durchschnittsergebnisse erzielt.

In der Abhandlung in „Stahl und Eisen" wird auch darauf hingewiesen, daß weitere Erfahrungen eine Verbesserung der bisher erzielten Ergebnisse erhoffen lassen.

Besonderes Interesse bieten noch die im Kaiser-Wilhelm-Institut und in Dresden durchgeführten Analysen.

Die Freund-A.-G. führt die über die des gewöhnlichen hochsiliziumhaltigen Stahls hinausgehende Güte des F-Stahles auf das besondere Herstellungsverfahren im Bosshardt-Ofen und die weitgehende Desoxydierung des Materials zurück, so daß nicht einmal Spuren von Sauerstoff feststellbar sind. Bei den von der Freund-A.-G. zur Verfügung gestellten Proben wurden im Kaiser-Wilhelm-Institut Bestandteile an Silizium in Höhe von 0,73 bis 1,1% und Bestandteile an Sauerstoff von 0,019 bis 0,037% festgestellt. Auch eine später von der Freund-A.-G. gelieferte Probe ergab nach der Analyse etwa 1% Silizium- und immerhin noch 0,025 bis 0,03% Sauerstoffgehalte. Nach den Angaben von „Stahl und Eisen" werden derartig geringe Sauerstoffgehalte auch bei recht guten Siemens-Martin-Stählen erreicht.

Die Dresdner Analyse ergab 0,67 bis 1,5% Nickelgehalte. Über den Sauerstoffgehalt sind keine Angaben gemacht.

Übereinstimmend geht aus beiden Abhandlungen hervor, daß es sich empfiehlt, den Siliziumgehalt des Stahles auf etwa 1% zu beschränken, weil offenbar durch höhere Siliziumgehalte zuviel kleine Einschlüsse vorkommen.

[1]) „Die Bautechnik" 1925, Seite 631.

[2]) „Stahl und Eisen" 1926, Seite 493 ff.: „Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls."

[3]) „Die Bautechnik" 1926, Seite 282 ff.: „F-Stahl."

Zusammenstellung physikalischer Prüfungsergebnisse.

Lfd. Nr.		1	2	3	4	5	6
Anzahl der Proben		18	20	139	3	25	3
Schmelzung		Bosshardt-Ofen	Bosshardt-Ofen	Bosshardt-Ofen	Thomas-Birne	Siemens-Martin-Ofen	Elektro-Ofen
Walzung		—	Lauchhammer Riesa	Deutsche Ind.-Werke A.-G., Spandau u. Dortmunder Union	Werk A	Werke B, C, D, E, F u. H	Werk G
Prüfungsanstalt		Staatl. Mat.-Pr.-Amt	Techn. Hochschule Dresden	Staatl. Mat.-Pr.-Amt, Kaiser-Wilhelm-Institut, Dortmunder Union, Eisen- u. Stahlwerk Hoesch	—	—	—
Walzquerschnitte		⌀ 20 u. ⌀ 30	⌀, L Bleche u. Breiteisen	□ 50 . 10 □ 50 . 25 □ 65 . 20 □ 70 . 20 ⌀ 30	⌀19 u. 21 □110 . 110 □130 . 130 □170 . 170	⌀ 22, 65 u. 81 □ 21.11,25.6 □ 40.15,60.13 [18, I 15, Bl. 4,5 L 100 . 14, 100 . 12 L 90 . 12, 70 . 9 L 80 . 65 . 8, 50 . 40.5 Schwellen u. Knüppel	⌀ 22
Streckgrenze kg/mm²	Größtwert	49,5	43,1	42,3	40,0	46,7	44,1
	Kleinstwert.....	42,2	35	30,6	33,5	(23,4) 27,5	41,7
	Mittelwert	46,7	39,1	35,8	37,4	35,7	43,0
Zugfestigkeit kg/mm²	Größtwert	54,7	57,5	56,2	54,6	57,1	58,5
	Kleinstwert.....	51,1	48,8	47,3	48,8	44,5	53,0
	Mittelwert	53,1	52,5	51,6	50,8	49,4	55,3
Verhältnis-Streckgrenze zur Zugfestigkeit in %	Größtwert	94	81,1	81,1	79,5	81,5	81,2
	Kleinstwert.....	81	70,5	58,7	68,1	(49,7) 58,5	74,2
	Mittelwert	88	74,5	69,5	74	72,0	78,0
Dehnung in %	Größtwert	29,1	30	33,1	28,8	(32,7) 30,3	27,3
	Kleinstwert.....	25,5	20	21,3	22,0	18,8	21,6
	Mittelwert	27,2	23,5	27,9	24,7	25,8	23,6
Einschnürung in %	Größtwert	68	64	70	56,8	63,7	68,4
	Kleinstwert.....	55	43	37	43,4	38,0	43,8
	Mittelwert	63	52,5	63,2	50,1	51,5	58,4

Die von beiden vorgenannten Stellen durchgeführten Glühversuche ergaben, daß auch der Siliziumstahl wie andere Stähle bei intensiverem Glühen weicher und zäher wird.

Bei den in Dresden durchgeführten Erprobungen hat sich der F-Stahl bei Dauerschlagversuchen wie auch bei Kerbzähigkeitsversuchen dem hochwertigen Baustahl St. 48 überlegen gezeigt. Auch Kaltbiegeversuche sind recht gut ausgefallen. Scherversuche mit geschlagenen Nieten aus F-Stahl ergaben Scherfestigkeiten von 36,6 bis 41,8, im Mittel etwa 38,8 kg/mm².

Die Freund-A.-G. stellt die Schmelzungen des F-Stahles im Bosshardt-Ofen mit 3 t Einsatz her. Wie Dr. Schaper in der „Bautechnik" mitteilt, läßt die Linke-Hofmann-Lauchhammer-A.-G. gegenwärtig auf ihrem Stahlwerk Gröditz mit Unterstützung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft einen 10 t-Bosshardt-Ofen erbauen, der voraussichtlich im Sommer d. J. in Betrieb kommt. Die bisherigen Ergebnisse der Versuchsschmelzungen der westlichen Stahlwerke in der Thomasbirne, im Siemens-Martin-Ofen und im Elektro-Ofen lassen vermuten, daß man versuchen wird, diese Schmelzungen von hochsiliziertem Stahl zu verbessern. Diese Versuche sind von besonderer Wichtigkeit, weil bei günstigem Ausfall die für die praktische Verwendung unerläßliche Herstellung in großen Mengen in bestehenden Anlagen möglich wäre, und weil dadurch die Preisbemessung zweifellos günstig beeinflußt wird. Auf alle Fälle kann damit gerechnet werden, daß im Laufe dieses Jahres weitere Fortschritte in der Herstellung dieses Baustahles gemacht werden. Wenn es gelingen sollte, bei diesem hochsilizierten Stahl eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² im normalen Herstellungsgang zu erreichen, so würde damit tatsächlich eine recht fühlbare Überlegenheit über den hochgekohlten Stahl St. 48 gewonnen sein. Die guten, bei sämtlichen Proben für die Bruchdehnung und Einschnürung erzielten Werte und insbesondere die sich aus den Dresdner Biegeproben er-

gebende große Zähigkeit des Stahles bedeuten eine weitere recht schätzenswerte Überlegenheit über den St. 48.

Die allgemeine Einführung dieses neuen Baustoffes wird davon abhängen, daß über die Zuverlässigkeit und die Wirtschaftlichkeit seiner Herstellung in ausreichenden Mengen sowohl, als auch über seine Bewährung keinerlei Zweifel mehr bestehen.

Dann wäre dringend zu wünschen, daß zugleich mit seiner Einführung die weitere Verwendung von St. 48 ausgeschaltet würde im Hinblick auf die bei der Verarbeitung verschiedener Baustoffe bestehende Verwechslungsgefahr, die sich natürlich für die Eisenbauanstalten bei gleichzeitiger Verwendung drei verschiedener Baustoffe erheblich vergrößern würde. — Ein noch weitergehender Wunsch der Eisenbauindustrie wäre der, daß der Preis des Siliziumstahles seine allgemeine Verwendung bei allen Bauwerken, also auch den kleinsten, zuläßt, damit endlich wieder der allein wirtschaftliche und erträglichere Zustand der Verarbeitung eines Einheitsbaustoffes für alle Erzeugnisse des Eisenbaues Platz greifen kann. R.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Talsperre auf vulkanischem Boden.

Die Talsperren für die Ausnutzung von 640 m Gefälle auf rd. 100 km Länge des Pitflusses im nordöstlichen Kalifornien kommen auf vulkanischen Boden, der an den Hängen aus Lavagesteinen, in der Talsohle aus undruchlässigem Tuff besteht, unter dem wieder Lava liegt, so daß die Gründung den Tuff nicht durchschneiden darf. Da die Lava nur von Diamantbohrern angegriffen wird, so ist bei der jüngst fertiggestellten Sperrmauer von rd. 150 m Länge, 34 m größter Höhe und 150 m Krümmungshalbmesser der Fuß an der Wasserseite um 1,5 m vorgerückt (Abb. 1) und mit Bohrröhren in 0,9 m Abstand versehen worden, durch welche dann, ohne Störung des Aufbaues der Sperrmauer, Bohrlöcher mit dem Diamantbohrer niedergebracht, mit Druckluft, der größten Wassertiefe entsprechend, auf Durchlässigkeit geprüft und hierauf mit Zementmörtel unter 14 at

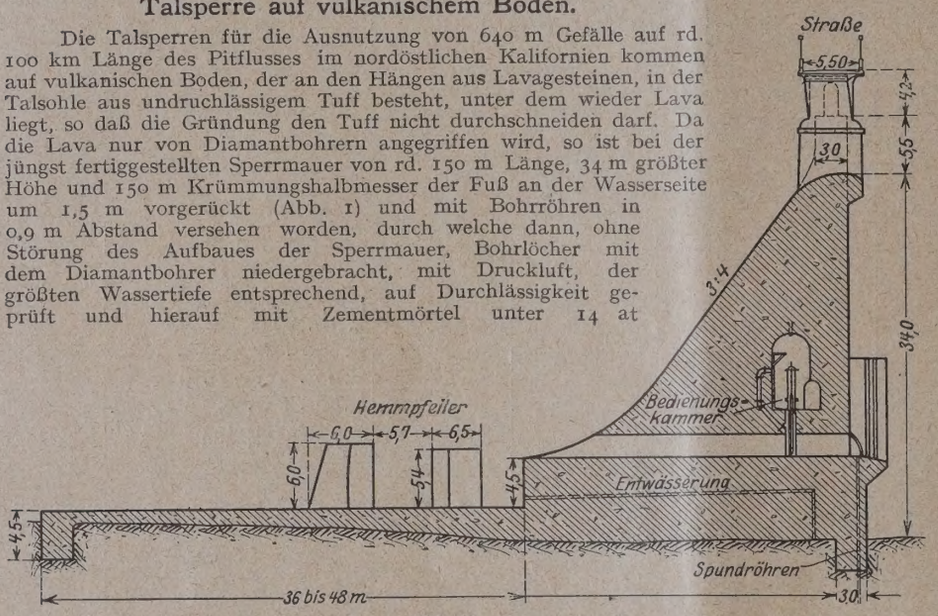


Abb. 1.

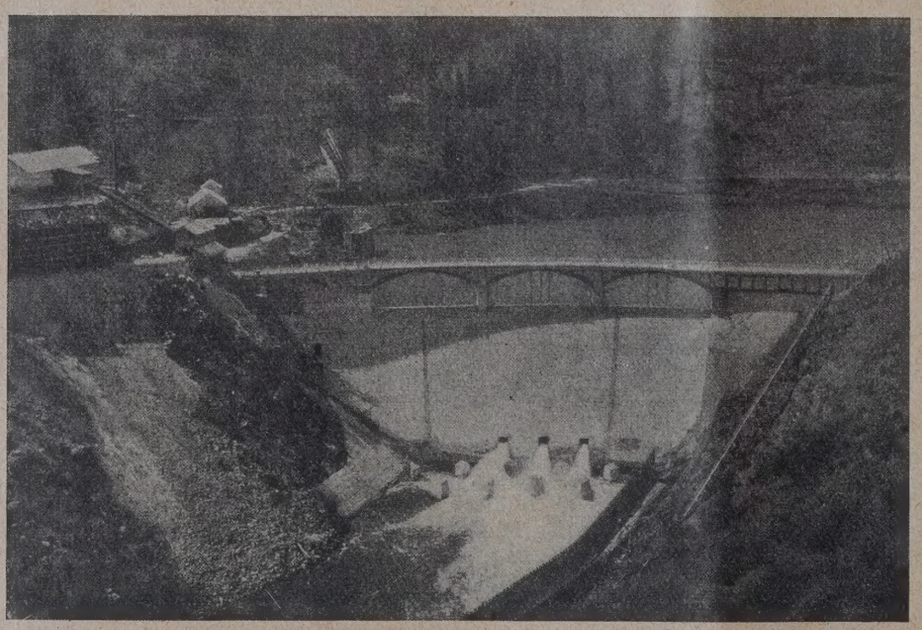


Abb. 2.

Druck geschlossen wurden. Die Bohrungen begannen in 7,2 m Abstand voneinander und je nach der Durchlässigkeit wurden weitere Bohrlöcher in ½, ¼ und ⅛ Abstand dazwischengesetzt und gedichtet, wobei auf 1 m Bohrloch durchschnittlich 5 Sack Zement kamen. Der 81 m lange Hochwasserüberfall ist in die Mitte der Mauer gelegt, 5,4 m unter der Mauerkrone, und für die darüberführende Straße mit einer dreibogigen Betonbrücke und offener Übermauerung überspannt; er kann bei voller Höhe 200 m³/s abführen, das ist 2,6mal mehr als das größte bisher beobachtete Hochwasser. Da ein Wasserpolster im Absturzboden den undurchlässigen Tuff durchschnitten hätte, erhielt der Absturzboden bis 6 m hohe Hemmpfeiler, gegeneinander versetzt, die auch die Gewalt des Stromes aus den drei Grundablässen, 2,1 × 2,1 m, brechen (Abb. 2).

Der Druckstollen von fast 6,5 km Länge mit 3,1 ‰ Gefälle hat einen lichten Durchmesser von 5,8 m und ist nahezu auf die ganze Länge mit Eisenbeton ausgekleidet. Um die Arbeiten für den Druckstollen nicht zu stören, ist das Wasserschloß am Ende seitlich gesetzt worden; es hat 26 m Höhe, 20 m untere und 30 m obere lichte Weite. An den Druckstollen schließen mittels eines Übergangskörpers aus Beton 3 stählerne Druckrohre von je 3,25 m Lichtweite. (Nach Walter Dreyer, Ingenieurassistent, in Engineering News Record vom 28. Januar 1926, S. 144—149.) N.

Sternwartenturm bei Florenz.

Für Sonnenbeobachtungen ist auf der Sternwarte von Arcetri bei Florenz ein geschmackvoller Fachwerkturm samt Kuppel aus Eisenbeton (s. Abb.) errichtet worden, der mit 25 m Höhe über dem Gelände und einem 10 m tiefen Brunnen ein großes lotrechtes Fernrohr (optische Ausrüstung von Zeiß in Jena) bildet, dessen Spiegel in der Kuppel unter-

gebracht sind. Von dem Vorbild auf der Wilson-Sternwarte in Kalifornien ist insofern abgewichen worden, als dort wegen der Stürme doppeltes eisernes Tragwerk nötig war, für die mäßigen Winde in Arcetri jedoch Eisenbeton genügte. (Nach Giorgio Aretti in Ingegneria vom Jan. 1926, S. 2 bis 7 mit 17 Abb.) N.

Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen.

Der Veröffentlichung über den Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen, im Heft 14 unserer Zeitschrift ist noch ergänzend nachzutragen, daß in dem Entwurf „Freie Bahn" der Herren Zivilingenieur Wilhelm Maelzer, Berlin

Wilmersdorf, Oberstudiendirektor Carl Roemert, Berlin, Architekt J. Ruppert, Berlin, für die Hauptöffnung eiserne Blechträger als Gerberbalken in Vorschlag gebracht worden sind.

Weinbehälter aus Beton in Argentinien.

Einer Mitteilung aus Argentinien zufolge sind dort seit etwa dreißig Jahren Weinbehälter aus Beton im Gebrauch. Sie erhalten nur einen Zementverputz, sonst aber keine innere Auskleidung und haben sich sehr gut bewährt.

Dabei ist zu beachten, daß die argentinischen Weine im allgemeinen nicht länger als höchstens ein Jahr lagern, ein Ausbau der Weine also nicht so wichtig ist wie bei solchen, die bis zum Versand längere Zeit lagern müssen. Man ist der Ansicht, daß eine etwaige Ein-

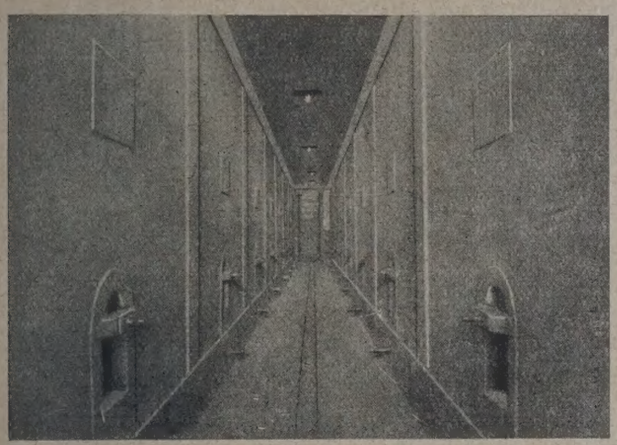


Abb. 1.

wirkung des im Zement enthaltenen Kalkes auf den Wein nur sehr gering ist, und sie soll bei den dort üblichen Abmessungen der Weinbehälter ohne jeden Einfluß auf die Güte des Weines sein. Nach den Erfahrungen in Argentinien ist ein besonderer Schutz des Betons gegen die Einwirkung der Weinsäure und des Weines gegen Einwirkungen des Kalkes bei den dort üblichen Abmessungen der Weinbehälter und den kleinen Weinen überflüssig. Dagegen wird empfohlen, Qualitätsweine nicht in Beton-, sondern in Holzfässern aufzubewahren, bei denen die Luft besser einwirken kann, was zum Ausbau des Weines erforderlich ist.

Die Abmessungen der Betonbehälter sind verschieden. Gärbehälter haben im allgemeinen 130 bis 200 Hektoliter Inhalt, Behälter für Weinkonservierung 300 bis 2000 und mehr Hektoliter Inhalt. Es gibt solche von 4000 Hektolitern und mehr. Die Behälter, die allseitig geschlossen sind und nur Einsteigöffnungen erhalten, werden zum Teil übereinander und unterirdisch in Gruppen von sechs bis zehn Stück in einem Guß aus Eisenbeton hergestellt.

Bei Berechnung der Behälterwände und -decken ist außer auf die Beanspruchung durch den Inhalt besondere Rücksicht auf die Temperaturschwankungen zu nehmen, die der Wein während seiner Lagerung erleidet, weil sie in den Behälterteilen Spannungen erzeugen, die bei unsachgemäßer Bewehrung leicht zu Rissen führen können. Dies ist besonders bei den Gärbehältern der Fall.

Richtig bewehrten Behältern wird eine große Widerstandsfähigkeit nachgerühmt.

Im Innern erhalten sie einen Zementputz 1 : 3 und darüber einen 3 mm starken Glattstrich aus reinem Zement.

Bei Beginn der Ernte, also vor Ingebrauchnahme der Behälter werden sie mit verdünnter Schwefel- oder Weinsteinsäure abgewaschen und gut nachgespült, um so am Anfang eine unmittelbare Berührung des Weines mit dem Zement zu verhindern. Da der Wein nach kurzer Zeit die Behälterwände mit einer Weinsteinschicht überzieht, ist der Glattstrich gegen eine schädliche Beeinflussung durch den Wein geschützt, und umgekehrt wird der Wein durch den Zement nicht

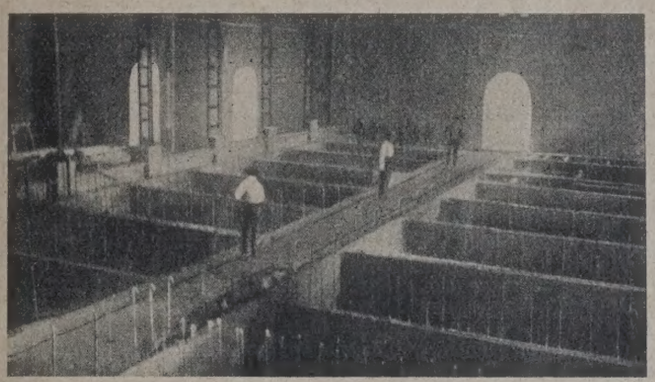


Abb. 2.

beeinflußt. Außer Weinsteinsäure wird auch vielfach eine Lösung von Wasserglas mit gutem Erfolg angewendet. Natürlich wird der Putz durch das zeitweilige Entfernen des Weinsteines von den Wänden leicht etwas in Mitleidenschaft gezogen, so daß er von Zeit zu Zeit erneuert werden muß.

Die beigegebene Abb. 1 zeigt eine der unterirdischen Gassen zwischen den Behältern einer Kellerei von 40 000 Hektolitern, Abb. 2 zeigt 600 Hektoliterbottiche für Konservierung von Weißwein im Bau. W. P.

Berichtigung. In dem Aufsatz von Dr.-Ing. e. h. Karl Bernhard, Berlin, über „Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster" ist leider auf Seite 316 der Name des Leiters der Firma Züblin, der bei der Entwurfsberechnung für die Wiederherstellungsarbeiten des Domes in dieser Firma tätig war, falsch wiedergegeben. Es muß dort heißen: Dr.-Ing. H. Schürch. Die Schriftleitung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Kreditversicherung von Auslandsgeschäften mit Unterstützung des Reiches.

Die von der Regierung unter Mitarbeit weiter Wirtschaftskreise geführten Verhandlungen über die Einrichtung einer Exportkreditversicherung mit Unterstützung des Reichs sind nunmehr zum Abschluß gelangt. Die jetzt veröffentlichten „Allgemeinen Versicherungsbedingungen", welche die Verminderung des Risikos der das Auslandsgeschäft tätigenden Firma und die Erleichterung der Finanzierung des versicherten Auslandsgeschäftes bezwecken, sind auch für die im Ausland interessierten deutschen Bauunternehmungen von Bedeutung. Versichert wird die Uneinbringlichkeit der Forderungen aus Leistung und Lieferung, nicht also das eigentliche Leistungsrisiko. Von Bedeutung ist hierbei, daß auch das sogenannte „Katastrophenrisiko" in die Versicherung einbezogen ist, d. i. das Risiko aus Krieg, Revolution, staatlichen Eingriffen usw. Der in den „Allgemeinen Versicherungsbedingungen" gewählte Begriff „Warenforderung" soll weit gefaßt werden. Er umfaßt u. a. auch die Forderungen für die Lieferung ganzer Werkanlagen, für den bei den erforderlichen Errichtungsarbeiten aufgewandten Arbeitslohn und u. U. auch für die Frachtkosten bis zum Bestimmungsort. Demgemäß können auch Kredite für Bauleistungen Gegenstand der Versicherung werden, sofern die Bauleitung der deutschen Unternehmerfirma angehört und die Baumaterialien aus Deutschland stammen. Voraussetzung für den Abschluß der Versicherung ist die Selbstbeteiligung der deutschen Firma an dem Risiko des Geschäfts, und zwar in der Regel die Voraushaftung der Firma in Höhe von einem Drittel des Leistungsentgeltes. Bei langfristigen Krediten — d. s. Kredite auf mehr als 6 Monate — wird das Eigenrisiko höher bemessen werden. Die Prämie beträgt im Normalfalle bei einer Versicherungsdauer von 3 bis 4 Monaten 2% des versicherten Anteils am Leistungsentgelt; sie erhöht sich für jedes weitere angefangene Vierteljahr um je 1%. Kreditversicherungsgesellschaften sind die Hermes Kreditversicherungsbank A.-G. in Berlin und die Frankfurter Allgemeine Versicherungs A.-G. Ihnen haftet zunächst das Reich, das für diese Zwecke einen Fonds von 10 Millionen Reichsmark zur Verfügung gestellt hat, und darüber hinaus die Münchener Rückversicherungsgesellschaft in München und

die Frankona, Rück- und Mitversicherungs-A.-G. in Berlin. Der Generalvertrag zwischen dem Reich und den beiden Erstversicherungsgesellschaften läuft bis zum 31. XII. 1927.

Für Rußland gelten die Allgemeinen Versicherungsbedingungen nicht. Vielmehr haben das Reich und die Länder bei Lieferungsgeschäften nach den Staaten der U.S.S.R. unmittelbar eine Ausfallbürgschaft (und zwar bis zur Höhe von 60% des Gesamtpreises) übernommen. Auf Grund der Ausfallbürgschaft können Lieferungsverträge in Höhe von rd. 300 Mill. RM abgeschlossen werden. Diese Lieferungsverträge sollen zur Hälfte solche Verträge sein, in denen die deutsche Lieferfirma dem russischen Besteller einen Kredit bis längstens 31. XII. 1930 gewährt und die „schwere Installationen" zum Gegenstand haben, d. s. vollständige Einrichtungen oder umfangreiche Teileinrichtungen ausgedehnter industrieller Anlagen und großer Werkstätten oder die Erneuerung solcher Anlagen in großem Ausmaß. Darüber, ob eine Ausfallbürgschaft übernommen wird und ob die Lieferung in die Gruppe der „schweren Installationen" einzureihen ist, entscheidet ein Interministerieller Ausschuß, dem als Geschäftsstelle die Garantieabteilung der deutschen Revisions- und Treuhand-A. G. (Berlin W 8, Mohrenstr. 62) beigegeben ist.

Verpflichtung unterstützter Erwerbsloser zur Aufnahme von Arbeit in „gesperrten" Betrieben. Nach der Rechtsauslegung, die sowohl in der Lehrmeinung wie in der praktischen Anwendung der Erwerbslosenfürsorge seit Jahren nahezu unbestritten herrscht, ist die Unterstützung einem Erwerbslosen nicht deswegen auf Grund des § 13 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge zu versagen oder zu entziehen, weil er sich weigert, eine Arbeit anzunehmen, die durch Aussperrung oder Ausstand frei geworden ist. Die Frage, ob eine Sperre (Boykott), die von einer Arbeitnehmerorganisation über einen Betrieb verhängt ist, einem Ausstand gleich zu achten ist, ist zu verneinen. Erwerbslose sind also zur Aufnahme einer ihnen in einem solchen Betriebe zugewiesenen Arbeit verpflichtet. Andererseits kann es natürlich vorkommen, daß sich aus einer Sperre ein wirklicher Arbeitskampf, insbesondere ein Ausstand, entwickelt. Ist das der Fall, so gelten dann auch die Bestimmungen über Ausstand und Aussperrung, d. h. den bereits Erwerbslosen kann die Annahme von Arbeit in dem Betriebe, der von dem Arbeitskampf betroffen ist, nicht zugemutet werden, und andererseits sind die Arbeitnehmer, die erst durch den Ausstand oder die Aussperrung erwerbslos werden, nach § 3 Abs. 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge zu behandeln, können also frühestens 4 Wochen nach Beendigung des Arbeitskampfes Erwerbslosenunterstützung erhalten. (Aus einem Schreiben des Reichsarbeitsministers vom 19. III. 26.)

Zur Aufwertungsfrage. In den letzten Tagen sind durch die Presse Mitteilungen gegangen, die geeignet sind, eine beträchtliche Beunruhigung in Aufwertungsgläubigerkreisen herbeizuführen. In der bekannten Reichsgerichtsentscheidung vom 25. November 1925 (abgedruckt z. B. in Jur. Wochenschrift 1926, S. 145) findet sich folgende Stelle: „Eine vorbehaltlose Annahme der Leistung, die die Aufwertung ausschließt, ist nur dann als vorliegend anzusehen, wenn das Verhalten des Gläubigers den Willen zum Ausdruck bringt, daß er die an ihn bewirkte Geldleistung als eine Erfüllung seiner Forderung annehme. Ist eine Annahme in diesem Sinne nicht erfolgt, so bedarf es keines Vorbehalts zur Erhaltung des Aufwertungsrechts." Aus diesen Sätzen wird gefolgert, daß ein Vorbehalt auch bei jeder vor dem 15. Juni 1922 angenommenen Leistung bestehe, wenn der Gläubiger nicht ausdrücklich Verzicht geleistet habe, was in den wenigsten Fällen geschehen sei. Eine Annahme der Leistung gelte nach Treu und Glauben als nicht erfolgt, wenn sie in fast völlig entwertetem Papiere geschah, falls der Gläubiger nichts anderes bestimmt habe. Das Urteil sei speziell für die Rückzahlungen von 1920 bis 15. Juni 1922 von Bedeutung. — Gegenüber dieser Auslegung muß, um jede Täuschung in Gläubigerkreisen hintanzuhalten, darauf hingewiesen werden, daß in dem vom Reichsgericht entschiedenen Falle die Rückzahlung am 24. September 1923 erfolgte! Die Rückzahlung fiel also in den vom Aufwertungsgesetz bereits vorgesehenen Rückwirkungszeitraum und ist nur deshalb nicht nach den Rückwirkungsvorschriften des Aufwertungsgesetzes entschieden worden, weil die Vorinstanzen nach der damals noch geltenden 3. Steuernotverordnung, die einen Rückwirkungszeitraum nicht kannte, entschieden hatten und wegen der Kostentragungspflicht die materielle Rechtslage nach dem alten Recht untersucht werden mußte. In der Entscheidung wird auf den Zeitpunkt der Rückzahlung durchaus Wert gelegt und ausgeführt, daß die Rückzahlung einen Goldwert von $^1/_{20}$ Pfennig dargestellt habe. Mit keinem Worte ist die Frage entschieden, ob es für die Zeit vor dem 15. Juni 1922 eines Vorbehalts zur Erhaltung des Aufwertungsrechts bedarf oder nicht. Es liegt nicht der mindeste Grund zu der Annahme vor, daß das Reichsgericht seine Entscheidung auf den Zeitraum vor dem 15. Juni 1922 ausdehnen und damit praktisch eine Verlängerung der vom Aufwertungsgesetz eingeführten Rückwirkungsfrist herbeiführen werde. Es muß in der Öffentlichkeit davor gewarnt werden, in Gläubigerkreisen Hoffnungen zu erwecken, die durch die Rechtslage nicht begründet sind, und in die Wirtschaft, die wenigstens auf dem Hypothekenaufwertungsgebiet durch den festen Rückwirkungstermin des Aufwertungsgesetzes bis zu einem gewissen Grade Kenntnis von ihren Aufwertungsverpflichtungen erhalten hat, neue Unsicherheit zu tragen.

Arbeitsmarktlage. Die Besserung des Arbeitsmarktes im Baugewerbe machte trotz der günstigen Witterung und der vorgeschrittenen Jahreszeit auch weiterhin nur geringe Fortschritte. Die Ungunst der allgemeinen Wirtschaftslage und die trotz Ermäßigung der Zinssätze für Baugelder und erste Hypotheken noch immer schwierigen Geldverhältnisse verhinderten eine durchgreifende und schnelle Belebung des Baumarktes. Eine geringe Entlastung brachten eine Anzahl größerer öffentlicher oder mit öffentlichen Mitteln geförderter Bauten, die jetzt in Angriff genommen wurden. Die private Bautätigkeit trat noch fast nirgends in Erscheinung, auch die Zahl der von der Industrie erteilten Bauaufträge blieb nach wie vor sehr gering. Eine bemerkenswerte Besserung zeigten nur die Grenzmark und große Teile der Provinz Brandenburg.

Mitte April betrug die Zahl der arbeitsuchenden Bauarbeiter bei den öffentlichen Arbeitsnachweisen immer noch 164 000 (gegenüber 240 000 Mitte Februar), während zur selben Zeit im Vorjahre nur ca. 22 000 arbeitsuchende Bauarbeiter gemeldet waren. Der Baugewerksbund gibt für den 19. April 28,7% seiner Mitglieder als arbeitslos an.

Großhandelsindex.

7. April	14. April	21. April	28. April	5. Mai	12. Mai
122,0	123,6	123,2	123,4	122,8	123,5

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 12. Mai.)

Bekanntmachung der neuen Fassung des Gesetzes über den Finanzausgleich zwischen Reich, Ländern und Gemeinden (Finanzausgleichsgesetz). Vom 27. April 1926. (R.G.Bl. I S. 203.)

Preußisches Ausführungsgesetz zum Finanzausgleichsgesetze. Vom 30. Oktober 1923.
1. April 1926. (Pr. Gesetzsamml. S. 137.)

Ausführungsbestimmungen für die Beteiligung der Länder und Gemeinden (Gemeindeverbände) an den Einnahmen aus Reichssteuern nach den Vorschriften des Finanzausgleichsgesetzes (FinAusglGBetAB). Vom 24. April 1926. (Reichsministerialblatt S. 169.)

Verordnung über die Verrechnung von Steigerungsbeträgen für Wanderversicherte aus der Invaliden- und Angestelltenversicherung. Vom 29. April 1926. (R.G.Bl. I S. 213.)

Verordnung zur Durchführung des § 18 des Angestelltenversicherungsgesetzes. Vom 29. April 1926. (R.G.Bl. I S. 215.)

Rechtsprechung.

Reichsfinanzhof. Vergleiche zwischen Steuerbehörde und Steuerpflichtigen sind unwirksam, wenn sie Verzicht auf Einlegung eines Rechtsmittels oder die Rücknahme eines solchen enthalten. In einzelnen Steuergesetzen finden sich Vorschriften, daß eine Pauschbesteuerung ohne genaue Ermittlung der Steuer stattfinden kann. Es erhebt sich die Frage, ob ein Steueranspruch auch ohne das Vorhandensein solcher besonderer Gesetzesbestimmungen durch einen bindenden Vergleich zwischen Steuerbehörde und Steuerpflichtigen pauschal geregelt werden kann, d. h. durch einen Vergleich, mit dem der ganze Steuerfall ein für allemal abgetan ist unter Verzicht auf die Einlegung von Rechtsmitteln oder unter Zurücknahme eines bereits eingelegten Rechtsmittels. Der Reichsfinanzhof trägt Bedenken, die Zulässigkeit eines solchen Vergleichs über Steueransprüche oder die Zulässigkeit einer darin ausgesprochenen Zurücknahme eines Rechtsmittels anzuerkennen. Ein solcher Vergleich würde weitergehende Bedeutung als ein Steuerbescheid oder eine Rechtsmittelentscheidung haben, denen gegenüber Nach- oder Neuveranlagungen möglich sind. Dies würde aber für die Steuerverwaltung ebenso unmöglich sein, wie der Verzicht auf Rechtsmittel für den Steuerpflichtigen u. U. unerträglich werden könnte.

Während also bindende Vergleiche unter Verzicht auf Steueransprüche und Rechtsmittel nicht zulässig sind, bleibt doch Einigung des Steuerpflichtigen und der Behörde bei der Steuerfestsetzung, insbesondere über die Schätzung des Wertes des Gegenstandes der Besteuerung, für die Praxis des Steuerfestsetzungsverfahrens häufig notwendig und auch zulässig. (R. F. H. 11 20. X. 25.)

Arbeitsrecht. Friedensklausel im Tarifvertrag und Defensivaussperrung. Mit der Bindung im Tarifvertrag, den Wirtschaftsfrieden einzuhalten, übernimmt ein Arbeitnehmerverband nach allgemeinen Rechtsgrundsätzen: a) die negative Vertragspflicht, die Anreizung zur Arbeitsniederlegung und jede Förderung eines von den Arbeitern im Gegensatz zu den tarifvertraglichen Bestimmungen begonnenen Streiks zu unterlassen, und b) die positive Vertragspflicht, mit allen ihm zu Gebote stehenden Mitteln für den Wirtschaftsfrieden zu wirken. Andererseits verpflichtet sich ein Arbeitgeberverband durch die Friedensklausel ebenfalls zur Abstandnahme von

wirtschaftlichen Kampfmitteln. Diese Verpflichtung bedeutet jedoch nur einen Verzicht auf die angriffsweise Anwendung von Aussperrung usw. und beschränkt nicht das Recht der Arbeitgeber, in der Verteidigung von wirtschaftlichen Kampfmitteln Gebrauch zu machen. Zur Abwehr eines den tarifvertraglichen Bestimmungen zuwiderhandelnden Streiks ist daher eine Aussperrung auch zulässig, wenn der Arbeitgeberverband die Friedensklausel im Tarifvertrag anerkannt hat. — Passive Resistenz ist als verschleierter Streik anzusehen und kann daher gleichfalls die Rechtmäßigkeit einer Aussperrung auch beim Vorhandensein der Friedensklausel begründen. (Urteil des Reichsgerichts, 3. Zivilsenat, vom 9. VI. 25; Zivilsachen Bd. 111 S. 165.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 22. April 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. A 42 567. A.T.G. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Kleinzschocher. Gesonderte Abtragung und Förderung des Humusbodens von Tagebaudecken und seine Ablagerung in gleichmäßiger Ausbreitung auf dem übrigen Abraum unter Benutzung von Abraumförderbrücken. 1. VII. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 91 371. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung zum Rücken des Endes von Fördergleisen auf den Kippen. 20. X. 24.

Kl. 20 a, Gr. 7. R 58 645. The Railgrip Syndicate Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. H. F. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung von Zahnradbahnen mit Keilschienen und -rädern. 6. VI. 23. Großbritannien 7. VII. 22.

Kl. 20 a, Gr. 12. K 88 371. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Verschiebe- und Aussetzvorrichtung für Schwebebahnfahrzeuge. 6. II. 24.

Kl. 20 a, Gr. 20. C 36 026. Wenceslas Coppée, Brüssel; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Kuppeln und Entkuppeln von auf Schienen laufenden Seilbahnwagen. 15. I. 25. Belgien 8. XI. 24.

Kl. 20 g, Gr. 1. M 87 283. Theodorus Willem Mundt, Bilthoven, Holland; Vertr.: Dr. O. Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Drehscheibe. 24. XI. 24. Belgien 11. I. 24.

Kl. 20 g, Gr. 8. J 26 432. Karl Jaeger, Brandenburg a. d. H., Große Gartenstr. 11. Gleitender Prellbock; Zus. z. Pat. 407 426. 20. VII. 25.

Kl. 20 h, Gr. 4. F 59 148. Karl Forwick, Unna-Königsborn i. W. Einstellbare gewichtsautomatische Gleisbremse. 17. VI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. Sch 74 985. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen. 1. VIII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 123 121. Heinrich Blohme. Hannover, Lutherstraße 28A. Tragbare Vorrichtung zum Überleiten von Einschienenwagen über Herzstückrillen. 9. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 100. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Stellwerk für Weichen, Signale o. dgl. 20. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 14. K 93 750. Adolf Körlin, Mollnow b. Corzig, Kr. Lebus. Herablaßbare Glühlampenlaterne für mehrflügelige Signale. 14. IV. 25.

Kl. 37 b, Gr. 5. K 92 407. Jakob Kuhn, Osterenundigen b. Bern, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. B. Block, Pat.-Anw., Berlin N 4. Klemmstück zur Verbindung von Stützen mit Querträgern, Streben o. dgl. 12. I. 25. Schweiz 22. II. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. C 34 125. I. G. Farbenindustrie Akt.-Ges., Frankfurt a. M. Verfahren zum Konservieren von Holz. 1. XI. 23.

Kl. 42 b, Gr. 23. W 69 225. Karl Weisenstein, Neustadt a. d. H., Hetzelstr. 26. Meßgerät zum Anreißen der Stufen auf den Treppenwangen. 29. IV. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. S 59 002. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zur Herstellung von Mischungen, insbesondere Betonmischungen. 24. II. 22.

Kl. 80 a, Gr. 48. B 108 165. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzinger Str. 53. Vorrichtung zur Herstellung von eisenbewehrten Betonplatten zu mehreren übereinander. 29. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 56. M 86 607. Moir-Buchanan Cenrifugal Processes, Ltd., u. Kenneth Dunkdas, Glasgow, Schottland; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuderformmaschine zur Herstellung von Rohren, Säulen und andern hohlen Werkstücken. 4. X. 24. England 8. III. 24.

Kl. 84 c, Gr. 4. K 90 946. Fa. Emil Klemm & Dreßler, Elektrizitäts-Gesellschaft m. b. H., Dresden. Unterschlagramme. 12. IX. 24.

Kl. 84 d. Gr. 2. M 89 081. Maschinenfabrik Buckau, Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg - Buckau. Einrichtung zum Schmieren der Gelenke von Eimerketten für Bagger u. dgl. 28. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 16 vom 22. April 1926.

Kl. 20 a, Gr. 14. 428 932. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., u. Paul Üllner, Achenbachstr. 15, Düsseldorf. Schrägaufzug. 27. I. 25. Sch 72 818.

Kl. 20 h, Gr. 7. 428 936. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Maschinelle Fördereinrichtungen für Rangierbahnhöfe. 24. VIII. 24. G 62 066.

Kl. 20 i, Gr. 3. 428 804. Ludwig Doll, Heidelsheim, Kr. Karlsruhe i. B. Scheibenvorsignal. 5. II. 25. D 47 215.

Kl. 20 i, Gr. 9. 428 937. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Verstellen von Doppelzungenweichen für Hängebahnen. 23. IX. 25. B 121 885.

Kl. 20 k, Gr. 9. 428 805. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Kettenfahrleitung für Einfachgleis elektrischer Bahnen. 6. III. 25. A 44 397.

Kl. 37 f, Gr. 4. 428 792. Dora Viktoria Mayer, geb. Wirth, Ulm a. d. Donau. Sicherungsvorrichtung für Maste oder Träger. 9. V. 22. M 77 657.

Kl. 80 a, Gr. 48. 428 854. Heinrich Friedrich Reinold, Berlin-Lichterfelde, Hindenburgdamm 30. Formkasten zur Herstellung von Platten, Steine u. dgl. 12. X. 24. R 62 277.

Kl. 81 e, Gr. 103. 428 787. Wilhelm Cristian, Herne i. W. Mechanisch betriebener Bergekipper. 23. XI. 24. C 35 740.

Kl. 81 e, Gr. 126. 428 908. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Absetzvorrichtung. 15. III. 25. M 88 896.

Kl. 81 e, Gr. 127. 428 909. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 8. X. 25. L 64 186.

Kl. 81 e, Gr. 136. 428 674. Christoph & Unmack A.-G., Niesky, O.-L. Großraumbunker. 7. X. 25. C 37 269.

Kl. 81 e, Gr. 136. 428 910. Oskar Schumann, Hamburg, Idastr. 21. Speisevorrichtung für Schüttgüter. 18. VIII. 25. Sch 75 147.

Kl. 84 c, Gr. 4. 428 676. Dr.-Ing. Friedrich Merkl u. Josef Wohlmeyer, Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourgan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Schlauchhalter für Rammen. 24. VII. 23. K 82 114.

Kl. 85 c, Gr. 1. 428 922. Carl Gunkel, Halle a. d. S., Albrechtstr. 43. Verfahren zur Reinigung und Geruchlosmachung von Abwässern. 13. VIII. 24. G 61 987.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Technische Mechanik. Bd. II: Festigkeitslehre. Ein kurzes Handbuch mit zahlreichen durchgerechneten Aufgaben und Beispielen. Von M. Samter, Reg.-Baumeister und Zivilingenieur in Berlin. Mit 226 Abb. Verlag Rob. Kiepert, Charlottenburg 1925.

Die vorliegende Bearbeitung wendet sich sowohl an den Bauingenieur als auch an den Maschineningenieur. Die wissenschaftlichen Grundlagen sind kurz zusammengefaßt und klar gegliedert, um für die an sie sich anschließenden, der Praxis entnommenen Anwendungsbeispiele Raum zu gewinnen. Behandelt werden im ersten, dem theoretischen Teil die Hauptfestigkeiten (Normal-, Biegungs-, Schub-, Drehungsfestigkeit) gerader stabförmiger Körper, weiterhin die der Knickfestigkeit und die Probleme der zusammengesetzten Festigkeit. Die 166 Seiten umfassende Bearbeitung wird für den Selbstunterricht und als Hilfsmittel in der Praxis gute Dienste leisten. Bei einer Neuauflage empfiehlt es sich, den Abschnitt: Knickfestigkeit den neu erlassenen Bestimmungen anzupassen. M. F.

Einführung in die Nomographie. Erster Teil: Die Funktionsleiter. Von P. Luckey. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. (59 S.). B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1925. Preis kart. 1 RM.

Diese Einführung in das als Nomographie bezeichnete Rechnen mit Hilfe von graphischen Tafeln ist das erste von zwei Bändchen der bekannten, von W. Lietzmann und A. Witting herausgegebenen

Mathematisch-Physikalischen Bibliothek; dem Ziel dieser Sammlung entsprechend hat sich der Verfasser „etwa auf den Gesichtskreis eines geweckten reiferen Schülers einer höheren Lehranstalt eingestellt".

Während in anderen Staaten die graphische Rechentafel schon lange vor dem Weltkriege in allen Fachgebieten weiteste Verbreitung gefunden hat, dauerte es in Deutschland trotz zahlreicher Anregungen recht lange bis sie in Ingenieurkreisen die entsprechende Beachtung fand; heute ist man auch bei uns ernsthaft bestrebt, der graphischen Tafel die ihr gebührende Stellung im praktischen Zahlenrechnen zu verschaffen. Wenn man in diesem Bestreben in den letzten Jahren tatsächlich vorwärts gekommen ist, so hat sicher die erste Auflage der vorliegenden Einführung dabei mitgeholfen.

In diesem ersten Bändchen behandelt der Verfasser zunächst die Herstellung und den Gebrauch von graphischen Rechentafeln für Gleichungen mit zwei Veränderlichen; im Zusammenhang damit werden am Schluß auch noch Tafeln für Gleichungen bis zu vier Veränderlichen vorgeführt. Bei den Tafeln für Gleichungen mit zwei Veränderlichen beschränkt sich der Verfasser auf die für das Rechnen wichtigere Tafelform, bei der zwei, nach den beiden Veränderlichen bezifferte Punktskalen*) zu beiden Seiten einer Geraden, dem gemeinsamen Träger, angetragen sind; daß er im Anschluß daran den Grundgedanken des logarithmischen Rechenschiebers behandelt, ist selbstverständlich. In einem besonderen Abschnitt wird auf die eigentümlicherweise sonst wenig beachtete Anwendungsmöglichkeit des Rechenschiebergrundgedankens auf andere Funktionen als die logarithmische hingewiesen; dabei wird auch auf die Möglichkeit der Selbstanfertigung solcher Schieber aufmerksam gemacht.

Die Behandlung des Stoffes und die gewählten Beispiele aus den verschiedensten Gebieten lassen den Nutzen und die vielfache Verwendungsmöglichkeit der graphischen Rechentafel deutlich erkennen. Das Büchlein ist einfach und schlicht geschrieben und wird auch dem Ingenieur, der sich zum ersten Male mit graphischen Rechentafeln beschäftigt, viele Anregungen geben. P. Werkmeister.

*) Mit Rücksicht aut das „schreckliche" Wort „Funktionsskala" spricht der Verfasser statt von einer „Skala" von einer „Leiter".

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Besichtigung des Neubaues der Druckerei Ullstein & Co.

Am 3. Mai d. J. besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg den Druckerei-Neubau der bekannten Verlagsfirma Ullstein & Co. Während die Betriebe der Firma bisher in der Friedrichstadt, also im Mittelpunkt der Stadt konzentriert, sind, wird später ein Teil des Druckereibetriebes in den Außenbezirk Tempelhof verlegt werden. An der Stelle, wo die große Ausfallstraße nach dem Süden den Teltowkanal schneidet — an der Ecke der Berliner- und Burggrafenstraße — wird sich das neue Gebäude erheben, für das Professor Schmohl, Berlin-Charlottenburg als Architekt und Heinrich Becher, Berlin-Charlottenburg als Ingenieur die Entwürfe und Berechnungen geliefert haben und die Bauleitung ausüben.

Da der Baugrund auf dem Grundstück, das unmittelbar an den Teltowkanal stößt, teilweise ungünstig ist, wurde die Front an der Berliner Straße im Grundriß ausgeklinkt und das Gebäude, soweit der Baugrund unzuverlässig war, auf Betonpfählen, sonst auf Stampfbetonfundamenten gegründet. Es sind hierzu 16 000 lfd. m Pfähle und ca. 8000 m³ Beton verwandt worden, während das aufgehende Gebäude 20 000 m³ Eisenbeton mit ca. 5000 t Eisen enthält. In sechs oberirdischen Geschossen steigt der Bau bis zu 35 m über Erdboden, während zwei Kellergeschosse 7 m tief in die Erde hineingehen. An der Ostseite werden ein 70 m hoher Turm auf einer Eisenbetonplatte sowie ein 64 m hoher Schornstein sich erheben.

Das Gebäude wird im wesentlichen in Eisenbeton gebaut. Die Frontpfeiler sind bis auf einige Durchfahrtspfeiler aus Klinkern mit roter Verblendung, und zwar nicht nur aus architektonischen Gründen, sondern auf Wunsch des Bauherrn auch aus schalltechnischen Rücksichten. Die Eisenbetonstützen und Decken sind als durchgehende Rahmenträger mit frei aufliegenden Enden berechnet. Die Belastungsannahme, je nach dem Verwendungszweck der Räume verschieden, geht von 1200 kg bis zu 2000 kg/m². Die Decken sind im allgemeinen Plattenbalkendecken, nur im Keller ist stellenweise eine Pilzdecke vorhanden.

Die Ausführung der Maurerarbeiten geschieht durch die Berlinische Baugesellschaft, die der sehr interessanten Beton- und Eisenbetonarbeiten durch die Huta, Niederlassung Berlin. Die gesamten Fundierungsarbeiten hat die Beton- und Monierbau A.-G. ausgeführt. Der Bauherr wünschte einen besonders raschen Fortschritt der Arbeit, weshalb für den Hochbau Gußbeton verwendet wird. Zwar haben Streik und andere von den Ausführenden nicht vertretbare Umstände anfangs nicht das gewünschte Zeitmaß erreichen lassen, doch wird jetzt ein Stockwerk in weniger als 12 Tagen ausgeführt. Vorhanden sind zwei 70 m hohe Insley-Gießtürme mit der entsprechenden Zahl von Verteilvorrichtungen (Rinnenausladung 75 m). Der Beton besteht aus Bauxitlandzement, Storkower und Löcknitzer Kies mit Zusatz von Basaltsplitt. Das Mischungsverhältnis ist im allgemeinen 1 : 2, 1 : 4,2. Bei der Besichtigung wurde bereits die Decke des obersten Geschosses geschalt. Das Gebäude erhält einen eisernen Dachstuhl. Die gesamte Baustelle, die eine für Hochbauten ungemein große Ausdehnung hat, wird in zweckmäßiger Weise mit den Baustoffen beschickt.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu"! Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

An unsere Mitglieder.

Wir geben untenstehend die Anschriften unbekannt verzogener Mitglieder mit Namen, Stand und uns zuletzt bekannten Adressen in alphabetischer Reihenfolge an.

Wir bitten unsere Mitglieder, uns dabei behiflich zu sein, die jetzt gültigen Anschriften der betreffenden Herren zu ermitteln, damit wir diese für die Gemeinschaftsarbeit aller Bauingenieure wiedergewinnen können.

Alewell, Hugo, Dipl.-Ing., Dortmund, Liebigstr. 47 II.
Berger, Stefan, cand. ing., Charlottenburg, Schlüterstr. 30.
Bilfinger, Wilh., Dipl.-Ing., Essen-West, Sursstr. 3.
Blohm, Wilhelm, stud. ing., Grabad i. Meckl., Großestr. 10.
Bochmann, Martin, cand. ing., Karlsruhe i. B., Adlerstr. 39.
Bock, Alfred, Dipl.-Ing., Bln.-Neu-Tempelhof, Kaiserkorso 152.
Boyde, Ulrich, cand. ing., Hannover, Kohlrauschstr. 21.
Burtscher, Aug., cand. ing., Karlsruhe, Georg Friedrichstr. 32.
Cornelius, Eduard, Dipl.-Ing., Bln.-Zehlendorf, Bergmannstr. 7.
Dauß, Rudolf, cand. ing., Karlsruhe, Mathystr. 25.
Dehnert, Hans, cand. ing., Braunschweig, Waterloostr. 1.
Deubner, Gustav, Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz, Schloßstr. 9.
Diehl, Albert, Reg.-Baurat, Heidelberg, Kronprinzenstr. 7.
Dressendörfer, Hans, Dipl.-Ing., Kraiburg II a. Inn (Oberbayern).
Eberhard, Ludwig, Ingenieur, Berlin-Wilmersdorf, Bingerstr. 87.
Enser, Franz, Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde, Lorenzstr. 52.
Faust, Max, Dipl.-Ing., Mannheim, Akademiestr. 4.
Feyerabend, Alfred, cand. ing., Charlottenburg, Lietzensee-Ufer 1 oder Karschau b. Königsberg.
Finne, Paul, Dipl.-Ing., Dortmund, Körnerplatz 6.
Funke, Friedrich, Dipl.-Ing., Hannover, Königswerther Str. 45.
Goedeking, Eduard, Dipl.-Ing., Cassel, Frankfurter Str. 99.
Grehl, Fritz, cand. ing., Karlsruhe, Karl Wilhelmstr. 13.
Grosse, Wilhelm, cand. ing., Karlsruhe, Kaiserstr. 39.
Gude, Hans, stud. ing., Hannover, Wörthstr. 16 III.
Günther, Karl, stud. ing., Hannover, Wiesenstr. 34.
Hanke, Erich, cand. ing., Berlin W 50, Eislebener Str. 7.
Hirschberg, Hans, Dipl.-Ing., Berlin W 15, Bregenzer Str. 15 oder Friedrichshagen, Ahorn-Allee 22.
Hoefs, Gerhard, stud. ing., Charlottenburg, Englische Str. 26.
Hoffmann, Franz, stud. ing., München, Holbeinstr. 11.
Homann, Hans, cand. ing., Karlsruhe, Karlstr. 99.
Hunyady, v., Dominik, cand. ing., Karlsruhe, Rudolfstr. 29.
Izzet, Hikmet, cand. ing., Charlottenburg, Pestalozzistr. 88a.
Jaenichen, Paul, cand. ing., Dresden-Strehlen, Teplitzer Str. 16.

(Weitere Namen folgen.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 28. Mai 1926 Heft 22

EISENBETON-BALKENBRÜCKE FÜR EINE ANSCHLUSSBAHN MIT ELEKTRISCHEM ZAHNRADBETRIEB.

Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Geschäftsführer der Fa. Rob. Grastorf, G. m. b. H., Hannover.

A. Vorbemerkungen.

Im Okertal, etwas unterhalb des gleichnamigen Ortes, liegen die „Metall- und Farbwerke A. G.", ein industrielles Unternehmen, das die Verhüttung von Erzen und Erzeugung von Farbstoffen zum Gegenstande hat. Das Werksgelände ist auf der einen Seite begrenzt durch die Oker, auf der anderen Seite durch einen Steilabhang, längs dessen etwa in halber Höhe die zweigleisige Hauptstrecke Goslar—Vienenburg—Halberstadt—Halle verläuft.

Bis vor etwa 4 Jahren besaß das Werk kein Anschlußgleis; vielmehr erfolgte die gesamte Güterzustellung auf Bahnhof Oker, und es wurde die An- und Abfuhr mittels Pferdegespannen auf gepflasterter, etwa 2 km langer Fahrstraße bewirkt.

In der Vorkriegszeit ging dieses Fuhrgeschäft ziemlich reibungslos vonstatten, zumal die Gütererzeugung des Werkes, das erst in den Jahren 1912/13 entstanden war, sich noch in verhältnismäßig bescheidenen Grenzen hielt, so daß auch die geldlichen Aufwendungen für An- und Abfuhr nur gering waren.

B. Anschlußgleisprojekte.

Wie allerorts ergaben sich aber schon bald nach Kriegsausbruch Schwierigkeiten bei dieser Art Güterbeförderung, hervorgerufen durch den gewaltigen Bedarf der Heeresverwaltung an Pferdematerial, den schlechten Zustand der noch zur Verfügung stehenden Pferde infolge zunehmender Futterknappheit und nicht zuletzt durch das Fehlen geübter Fuhrleute. Diese Schwierigkeiten vergrößerten sich mit zunehmender Kriegsdauer und machten sich auch in geldlicher Hinsicht durch das ständige Anwachsen der Fuhr- und Wagenstandgelderkonten unangenehm fühlbar.

Wie anderwärts trat deshalb auch die Werksleitung der Metall- und Farbwerke gegen Kriegsende der Erbauung einer Anschlußgleisanlage näher. Hierfür ergaben sich folgende Möglichkeiten:

1. Anschluß vom Bahnhof Oker aus längs der Hauptstrecke Goslar—Vienenburg.

Dieses Projekt scheiterte infolge der hohen Kosten für Grunderwerb, umfangreiche Dammschüttungen und Anlage von Kunstbauten (Viadukt über die Oker und verschiedene ca. 10 m hohe Stützmauern).

2. Abzweigung vom Anschlußgleis der am Bahnhof Oker liegenden chemischen Fabrik von Gebr. Borchers. Linienführung nach Kreuzung der Straße Oker—Goslar, längs der sog. „Abzucht" (Bach, welcher an der Papierfabrik in die Oker mündet). Kreuzung der Oker unmittelbar unterhalb der bestehenden Straßenbrücke an der Papierfabrik.

Dieses Projekt, das zwar ebenfalls ziemlich erhebliche Aufwendungen für Grunderwerb und Kunstbauten erforderte, hatte den großen Vorteil, daß noch mehrere andere Werke, u. a. die Papierfabrik, sich anschließen konnten, so daß die Baukosten des Hauptanschlusses auf mehrere Interessenten sich verteilten.

Auch dieses Projekt konnte jedoch nicht verwirklicht werden aus Mangel an Interesse bei den übrigen Teilnehmern.

3. Es blieb hiernach nur noch eine Möglichkeit, nämlich diejenige, von der in etwa 1 km Entfernung vom Werk auf dem Hochplateau verlaufenden Strecke Goslar—Harzburg abzuzweigen, wobei ein Höhenunterschied von etwa 23,5 m zu überwinden war. Hierbei ergaben sich wiederum verschiedene Lösungen und zwar:

a) Benutzung einer ca. 500 m unterhalb des Werkes vorhandenen Feldwegunterführung im Bahnkörper der Strecke Oker—Vienenburg. Die verhältnismäßig geringe Breite dieser Unterführung gestattete jedoch nur die Anlage einer Schmalspurbahn mit Güterumschlag an der Abzweigstelle.

Infolge der großen hierbei in Frage kommenden Gleislänge von ca. 1600 m stellten sich die Gesamtkosten für dieses Projekt ziemlich hoch; auch war diese Lösung wegen des erforderlichen Güterumschlages und der verhältnismäßig geringen Leistungsfähigkeit durchaus nicht ideal, so daß von der Verwirklichung derselben Abstand genommen wurde.

b) Ausführung eines normalspurigen Anschlusses in gerader Richtung auf das Werk zu bis an den Rand des Steilhanges. Daselbst Güterumschlag in Feldbahnwagen unter Einschaltung von Silos für die Zwischenlagerung der ankommenden Güter (Kohle, Erze usw.). Alsdann Überwindung des Höhenunterschiedes mittels Aufzügen in zwei Stufen unter Überbrückung der Strecke Goslar—Vienenburg.

Trotzdem eine derartige Anlage — wegen der Schwierigkeiten bei der Verladung der abgehenden Güter — auch nicht in jeder Beziehung befriedigte und insbesondere die Beförderungskosten der ankommenden Schwergüter infolge ihrer Verschiedenartigkeit und ihrer Verarbeitung an verschiedenen Stellen ziemlich erheblich sind, entschloß sich die Werksleitung doch zur Verwirklichung dieses Projektes.

Die Vorarbeiten hierfür waren so weit gediehen, daß alle Entwürfe für die verschiedenen baulichen Anlagen ausführungsreif zur Einreichung an die für die Prüfung und Genehmigung zuständigen behördlichen Stellen bereit lagen, als die Werksleitung einen neuen Oberingenieur in der Person des Herrn Hilger erhielt. Dieser griff das Anschlußgleisprojekt sofort auf, machte sich die Lösung des in gerader Richtung auf das Werk führenden Anschlusses, abzweigend von der Goslar—Harzburger Strecke, zu eigen, schlug jedoch vor:

c) den normalspurigen Anschluß auf einer Schrägstrecke mit Zahnradbetrieb bis ins Werk hineinzuführen, wodurch sich die Möglichkeit bot, durch Anlage entsprechender Gleisstränge auf dem Werksgelände die ankommenden Güter ohne Umladung bis an die verschiedenen Verbrauchsstellen zu befördern, die abgehenden Güterwagen an den Ursprungsstellen zu beladen. Hierbei sollte lediglich die Schrägstrecke Zahnradbetrieb, dagegen alle übrigen Strecken, insbesondere auch das ausgedehnte Gleisnetz innerhalb des Werkes, Adhäsionsbetrieb erhalten.

Dieser für norddeutsche Begriffe — zumal es sich um ein Anschlußgleis handelte — etwas neuartige Plan fand nach anfänglichen Bedenken bald die ungeteilte Zustimmung der Werksleitung, zumal die große Wirtschaftlichkeit des Betriebes sich leicht nachweisen ließ und billiger elektrischer Strom, erzeugt aus eigener Wasserkraftanlage, für elektrischen Betrieb zur Verfügung stand. Auch entsprach die zu erzielende Leistungsfähigkeit einer solchen Anlage, trotzdem auf einmal nicht mehr als zwei beladene oder drei leere Güterwagen befördert werden können und die Geschwindigkeit auf der Zahn-

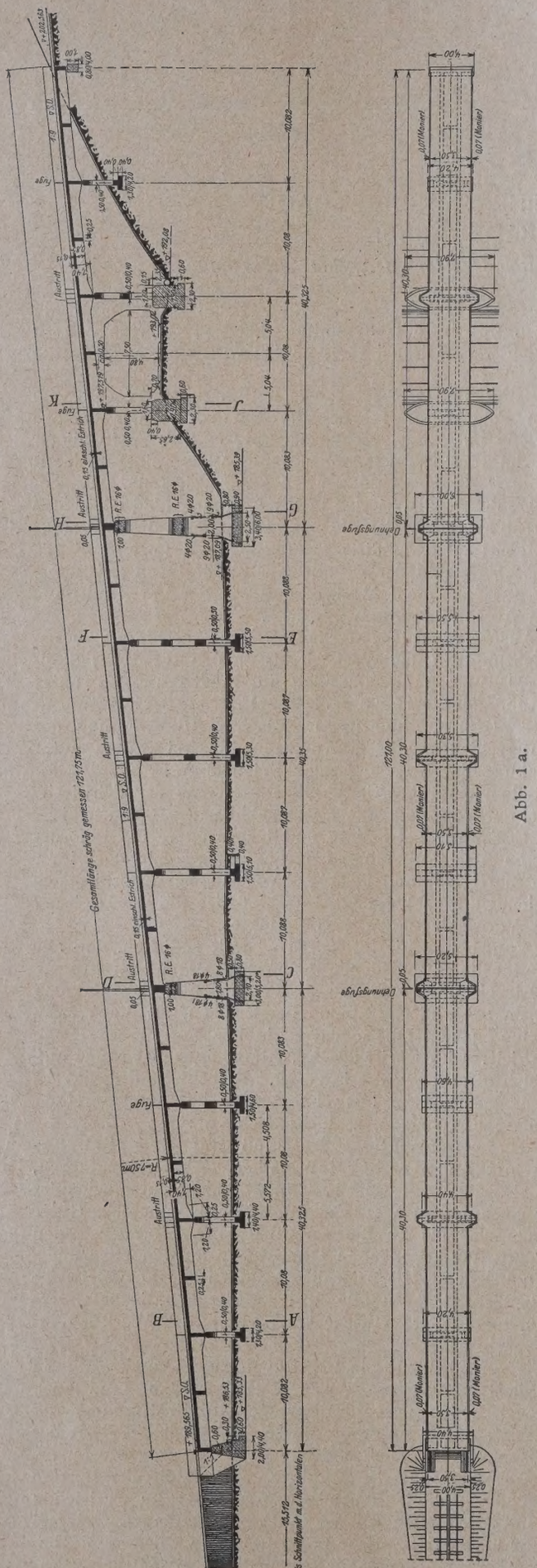


Abb. 1 a.

radstrecke nicht mehr als etwa 1,0 m pro Sek. beträgt, den Anforderungen des Werkes, selbst bei einer etwa noch zu erwartenden mehrfachen Steigerung des Güterverkehrs, vollständig.

Nachdem durch verschiedene, von dem Verfasser dieses Aufsatzes aufgestellte Vorprojekte für die Ausbildung der Schrägstrecke in Form eines Viaduktes in Eisenbetonkonstruktion der Nachweis einer in baulicher und wirtschaftlicher Hinsicht befriedigenden Lösung auch dieses Teiles der Anlage erbracht war, wurde zur Ausführung des Projektes geschritten.

Es soll nun im Rahmen dieser Abhandlung nur die Brücke für die Schrägstrecke näher beschrieben werden. Bei dieser Gelegenheit sei erwähnt, daß der elektrische Teil der Anlage, besonders Bauart und Betrieb der Zahnradlokomotive, in dem Aufsatz „Zahnrad-Anschlußbahnen" der B. B. C. Mitteilungen, Jahrgang IX, Heft 3, herausgegeben von der Firma Brown, Boveri & Cie. A. G., Mannheim, welche Firma auch die beiden bisher in Betrieb genommenen Lokomotiven zur vollsten Zufriedenheit der Werksleitung geliefert hat, eingehend behandelt ist.

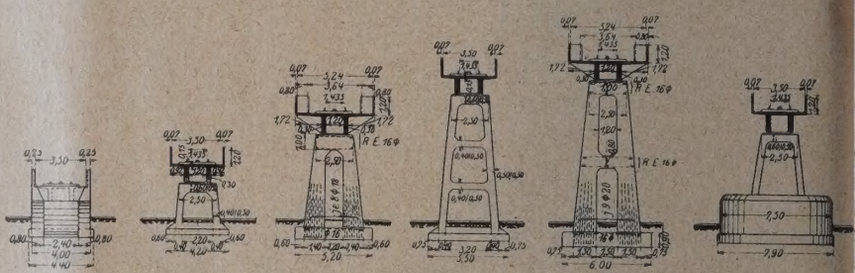


Abb. 1 b.

C. Schrägbrücke für die Zahnradstrecke.

I. Allgemeines.

Wie bereits unter B, 3, Seite 433, erwähnt, war ein Gesamthöhenunterschied von rd 23,50 m zu überwinden, wobei für die Höhenlage und Neigung der Schrägstrecke das über den Staatsbahngleisen frei zu haltende Lichtraumprofil (Höhe 4,80 m über S. O.) maßgebend war. Hiernach ergab sich eine Neigung von 1:9, wobei zur Einschränkung der Gesamtlänge des Viaduktes aus Ersparnisrücksichten die Einlaufstrecke am unteren Ende zum Teil auf einer Dammschüttung von rd 2,50 m größter Höhe liegt, während der Auslauf am oberen Ende zum Teil in einem Einschnitt des Steilhanges untergebracht ist. Auf diese Weise war es möglich, die Gesamtlänge des Viaduktes auf rd 121 m, wagerecht gemessen, einzuschränken, bei einem Höhenunterschied der Brückenenden von rd 13,50 m entsprechend einer Neigung 1:9.

Die Ausführung der Bahn wurde eingleisig in Aussicht genommen.

II. Gesamtanordnung der Brücke.

Für die Einteilung der Öffnungen waren, abgesehen von der Überbrückung der beiden Staatsbahngleise, ausschließlich wirtschaftliche Gesichtspunkte maßgebend, da das Gelände, über welches die Brücke hinwegführt, lediglich zu Lagerzwecken dient; ebenso ist bei demselben bereits in 1 m Tiefe guter, tragfähiger Boden vorhanden. Durch verschiedene Vergleichsrechnungen wurde hiernach festgestellt, daß bei etwa 10 m Pfeilerabstand die geringsten Gesamtbaukosten entstanden, so daß sich insgesamt 12 Öffnungen für den Viadukt ergaben. Von diesen sind mit Rücksicht auf die auftretenden Längskräfte je 4 zu einer einheitlichen, monolithisch zusammenhängenden Abteilung von 40,30 m Länge zusammengefaßt, wobei zwischen je zwei Abteilungen Dehnungsfugen von 5 cm Breite vorgesehen wurden.

Jede Abteilung stellt daher für sich eine kontinuierliche Balkenbrücke auf 5 Stützen dar; hierbei sind die Zwischenstützen als Pendelpfeiler aus Eisenbeton ausgebildet,

während die Endauflager zwischen zwei Abteilungen durch einen gemeinschaftlichen Gruppenpfeiler aus Stampfbeton mit Eiseneinlagen unterstützt werden.

Am unteren Ende erfolgt die Auflagerung des Überbaues auf einem massiven Widerlager aus Stampfbeton, das im Zusammenhang mit Flügelmauern zugleich als Abschluß der Dammschüttung dient.

Als Auflager am oberen Ende der Brücke dient eine ausreichend tief in die Böschung des Steilhanges eingelassene Betonschwelle.

Die zwei zu beiden Seiten der Staatsbahngleise stehenden Pendelpfeiler sind symmetrisch zur Bahnachse angeordnet, so daß bei 10 m Abstand der Pfeiler von Mitte zu Mitte und 0,50 m Breite der Stützen, außerhalb der Umgrenzungslinie des Lichtraumprofils, dessen Breite 3,50 + 2.2,0 = 7,50 m beträgt, bis Pfeilerinnenkante noch ein Zwischenraum von je 1 m verbleibt.

Ebenso ist oberhalb des Lichtraumprofils bis Unterkante Überbau am tiefsten Punkt noch eine Höhe von rd 0,50 m vorhanden, welches Maß für die Einrüstung erforderlich war.

III. Einzelheiten der Konstruktion.

a) Überbau.

Derselbe besteht aus zwei in gegenseitigem Abstand von 1,50 m angeordneten Hauptträgern aus Eisenbeton von 0,30 × 1 m Querschnitt. Zwischen die Hauptträger spannt sich eine 15 cm starke Eisenbetonplatte, welche beidseitig je 1 m ausgekragt ist und an den Enden massive Brüstungen aus Monierkonstruktion von 1,10 m Höhe und 7 cm Stärke trägt, so daß sich die Gesamtbreite des Überbaues zu 3,50 m ergibt. Ein Hereinragen der mit Oberkante rd 0,80 m über S. O. liegenden Brüstungen in das Lichtraumprofil findet hierbei nicht statt.

Jeweils über den Gruppenpfeilern sowie über dem mittleren Pendelpfeiler jeder Abteilung, d. h. also in Abständen von 20 m, sind beidseitig Austritte in Form von Auskragungen der Fahrbahnplatte bzw. der Versteifungsträger angeordnet, um Personen, die sich beim Herannahen eines Zuges auf der Brücke befinden, die Möglichkeit zu geben, sich in Sicherheit zu bringen.

Auf dem einen Austritt über den beiden Gruppenpfeilern sind rd 6 m hohe Eisenbetonmaste, an welchen die eisernen Ausleger der Fahrleitung befestigt sind, zur Aufstellung gelangt.

Über jedem Pfeiler, ebenso in der Mitte jeder Öffnung, sind die Hauptträger durch Eisenbetonträger von der jeweiligen Höhe derselben und 0,25 m Breite in der Querrichtung ausgesteift.

Um die Auflagerbedingungen möglichst genau zu erfüllen und insbesondere ein Zusammenschieben der Überbauten nach unten infolge der Stoßwirkung beim Zahnradbetrieb und dadurch bedingter Aufhebung der Wirkung der Dehnungsfugen zu verhindern, ist jeweils das untere Auflager einer jeden Abteilung als festes, das obere als längsbewegliches Auflager ausgebildet. Dies wurde dadurch erreicht, daß die Überbauten unten ohne irgendwelche Zwischenlage sich gegen eine Abstufung auf dem jeweiligen Gruppenpfeiler bzw. dem unteren Endwiderlager legen, während für die beweglichen Auflager Flacheisen von 2000 × 100 × 16 mm mittelst Dübeln in die Pfeiler eingelassen sind, so daß die zu überwindenden Reibungskräfte verhältnismäßig gering ausfallen.

Auf die Pendelpfeiler sind die Überbauten ohne Zwischenlage lose aufgelegt, wobei vorausgesetzt werden kann, daß die Pendelpfeiler bei der verhältnismäßig großen Höhe genügende Elastizität besitzen, um den Bewegungen der Überbauten ohne bleibende Deformation folgen zu können.

b) Pfeiler.

Die Pendelpfeiler bestehen aus zwei gespreizt angeordneten Eisenbetonstützen von 0,50 × 0,40 m bzw. bei dem höchsten Pfeiler der mittleren Abteilung von 0,50 × 0,50 m Querschnitt und sind je nach der Höhe durch 1—3 Eisenbetonquerriegel von ebensolchem Querschnitt miteinander verbunden.

Die Stützen stehen auf gemeinschaftlichem Fundamentbankett aus Eisenbeton.

Die Fundamente der beiden den Gleisen benachbarten Pendelpfeiler sind nach Staatsbahnvorschrift zur Sicherung bei Entgleisungen als massive 0,70 m über S. O. hinausragende, beidseitig spitz zulaufende Stampfbetonklötze ausgebildet.

Die Gruppenpfeiler wurden in Stampfbeton vorgesehen und zur Kostenersparnis in zwei einzelne Pfeiler aufgelöst, die, soweit erforderlich, im unteren Teil eine Rundeisenbewehrung erhalten haben und auf gemeinschaftlicher Grundplatte von 0,80 m bei dem niedrigeren und 0,90 m Stärke beim höheren Pfeiler stehen. Der höhere der beiden Pfeiler ist außerdem in halber Höhe durch einen Querbalken ausgesteift.

c) Fahrbahnausbildnng.

Für den Oberbau sind hölzerne Querschwellen, auf welchen gleichzeitig auch die Zahnstange (System Abt) befestigt ist, verwendet. Hierbei wurde aus Ersparnisgründen von der Anordnung eines Schotterbettes abgesehen, und die Schwellen lagern unmittelbar auf der Fahrbahnplatte auf, wobei jedoch zur Dämpfung der Stöße und zum Ausgleich kleiner Höhenunterschiede Streifen aus imprägnierter Pappe von entsprechender Breite und Stärke untergelegt sind.

Die Befestigung des Oberbaues auf dem Eisenbetonunterbau ist in der Weise erfolgt, daß jede vierte Schwelle unter Verwendung eines Winkeleisenpaares mit der Fahrbahnplatte verschraubt ist, und es wurden zu diesem Zwecke Gasrohrabschnitte in die Fahrbahnplatte einbetoniert. Außerdem sind in Abständen von 10 m, d. h. jeweils am unteren Ende einer Öffnung, Betonklötze auf die Fahrbahn aufbetoniert und durch Rundeisen mit dem daselbst befindlichen Versteifungsträger verankert. Gegen diese Betonklötze legt sich der Oberbau, und dadurch wird das Wandern desselben verhindert; außerdem sollen diese Klötze die in der Brückenachse wirkenden wagerechten Kräfte, herrührend vom Zahnradbetrieb, auf die Versteifungsträger und von diesen auf die Hauptträger übertragen.

Endlich sei erwähnt, daß der über den Staatsbahngleisen liegende Teil des Oberbaues auf eine Länge von rd 30 m mit Zwangschienen, um ein Entgleisen von Fahrzeugen auf diesem Teile der Brücke auf alle Fälle auszuschließen, ausgerüstet ist.

d) Verschiedenes.

Die Oberfläche der Fahrbahn hat einen wasserdichten Zementanstrich erhalten; außerdem einen Schutzanstrich aus Inertol, da bekanntlich beim Zahnradbetrieb verhältnismäßig viel Öl und Fett von der Maschine und Zahnstange abgesondert wird.

Die Dehnungsfugen sind mittels einseitig auf der Fahrbahnplatte befestigter Schleppbleche überdeckt.

Sämtliche Ansichtsflächen der Pfeiler und Überbauten haben einen schlichten Zementmörtelputz erhalten; dagegen wurden die Untersichten mit Zementmilch nur geschlämmt. Die Fahrbahnuntersichten über den Staatsbahngleisen sind zum Schutze gegen die schädlichen Einflüsse der Rauchgase der Lokomotiven außerdem mit einem Schutzanstrich versehen. (Rauchschutztafeln sind von der Aufsichtsbehörde nicht verlangt und daher auch nicht angebracht worden.)

Um bei den dünnwandigen massiven Brüstungen Risse infolge elastischer Bewegungen des Überbaues beim Befahren der Brücke und bei Temperaturänderungen möglichst zu vermeiden, sind Fugen in den Brüstungen nicht nur über den Gruppenpfeilern, sondern auch über den Pendelpfeilern, d. h. also in Abständen von 10 m, zur Ausführung gelangt. In jeder Öffnung haben die Brüstungen außerdem in Fahrbahnhöhe Schlitze erhalten, um das Herausfegen von Schnee und Schmutz zu ermöglichen (s. Abb. 3).

IV. Statische Berechnung.

Dieselbe ist sehr eingehend unter Berücksichtigung aller in Frage kommenden Krafteinflüsse durchgeführt. Hierbei wurden folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt.

a) Lotrechte Lasten.

Fahrbahn- und Kragplatte sind, da eine Belastung durch das Gleis nicht stattfindet, für eine gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/m² berechnet und dimensioniert, außerdem die Fahrbahnplatte für eine Einzellast in Mitte, herrührend aus der Komponente des Zahndruckes (s. unten), $\frac{6000}{9} = 670$ kg.

Für den Bahnbetrieb war in Aussicht genommen, daß auf der Fahrt zu Berg die elektrische Zahnradlokomotive 2 beladene oder 3 leere Güterwagen vor sich herschiebt bzw. auf der Fahrt zu Tal hinter sich hat. Da nun das Dienstgewicht der Lokomotive nur 12 t, verteilt auf 2 Achsen in gegenseitigem Abstand von rd 2 m, beträgt, wurde ein Lastenzug, bestehend ausschließlich aus Güterwagen gemäß den Vorschriften der preußischen Staatsbahn (Achsdruck von 13 t, Achsabstand 3), in der jeweils ungünstigsten Anzahl und Zusammenstellung der Berechnung zugrunde gelegt. Als lotrechte Belastung kommt ferner eine gleichmäßig verteilte Last, herrührend aus dem Windkippmoment des Verkehrsbandes (s. unten), in Frage, und zwar in Höhe von $p_w = \frac{3{,}0 \cdot 150 \cdot 1{,}5}{1{,}5} = 450$ kg/m.

b) Wagerechte Kräfte.

1. In Richtung der Brückenachse.

Zahndruck von max. 4000 kg, wobei zur Sicherheit mit einem Erschütterungszuschlag von 50 % gerechnet ist.

Die Wirkung von Bremskräften braucht nicht berücksichtigt zu werden, da erfahrungsgemäß ein Bruch der Zahnstange oder des Zahnrades und damit ein Abgleiten des Zuges nicht in Frage kommt. Dagegen wurde bei den beiden Gruppenpfeilern und der Auflagerschwelle am oberen Ende der Brücke die Wirkung von Reibungskräften infolge der Längenänderung der Überbauten bei Temperaturänderungen untersucht, wobei der Reibungskoeffizient (Beton auf Eisen) zu $\mu = 0{,}3$ angenommen ist.

2. Senkrecht zur Brückenachse.

Winddruck von 150 kg/m² wagerecht getroffene Fläche der Pfeiler, Überbauten und eines 3 m über S. O. hohen Verkehrsbandes.

Zulässige Beanspruchungen.

a) Eisenbeton des Überbaues:

Nach den in den amtlichen Bestimmungen für Brücken unter Eisenbahngleisen vorgeschriebenen Spannungswerten $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = 30/750$ kg/cm² brauchte im vorliegenden Falle nicht dimensioniert zu werden, da bei der geringen Geschwindigkeit auf der Brücke von nur 1 m keine erheblichen Erschütterungen zu erwarten waren. Es wurden demzufolge in Anlehnung an die Spannungswerte der amtlichen Vorschriften für Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Fahrzeuge ausgesetzt sind, folgende zulässigen Beanspruchungen der Berechnung und Dimensionierung zugrunde gelegt:

Beton auf Druck.

Mischungsverhältnis 1:5

ohne Berücksichtigung der Windkräfte: bis 35 kg/cm²
mit „ „ „ „ 40 „

Eisen auf Zug

ohne Berücksichtigung der Windkräfte: bis 900 kg/cm²
mit „ „ „ „ 1000 „

b) Sonstige Eisenbetonkonstruktionsteile:

Stützen auf Druck	Mischung	bis 30 kg/cm²
Versteifungsriegel	1:4½	„ 40/1000 kg/cm²
Fundamente M. 1:5		„ 40/1200 „

c) Bodenpressungen:

Im gewachsenen Boden (grober Kies)	3,0 kg/cm²
Im Bahnkörper (vor ca. 40 Jahren aus Kies geschüttet)	2,0 „

Durchführung der Berechnung:

1. Brüstungen.

Berechnet für Winddruck von außen und innen. Senkrechte Bewehrung demzufolge beidseitig, bestehend aus je 7 R. E. 6 mm ∅ p. m. Wagerechte Bewehrung zur Vermeidung von Rissebildungen infolge Temperaturänderungen ist reichlich bemessen.

2. Kragplatte.

Stärke: 10 cm am Ende, 15 cm beim Anschluß an den Hauptträger.

Bewehrung: o 11 R. E. 8 ∅ p. m. nach außen hin abnehmend.

3. Fahrbahnplatte.

Größte und kleinste Momente: ständige Last, Komponente des Zahndruckes, Wind auf Brüstung von außen, Kragplatte unbelastet + 10 400 cmkg

Ständige Last, Fahrbahnplatte unbelastet, Kragplatte voll belastet, Winddruck auf Brüstung von innen − 52 400 cmkg

Plattenstärke 15 cm

Bewehrung: o 9 R. E. 8 ∅ p. m.
u 5 R. E. 8 ∅ p. m.

4. Hauptträger.

Die Untersuchung ist durchgeführt für einen durchlaufenden, frei aufliegenden Balken über 4 Öffnungen mit Hilfe von Einflußlinien, deren Ordinaten dem Tabellenwerk von Griot entnommen sind.

Die jeweils ungünstigsten Laststellungen ergeben folgende Größt- und Kleinstwerte für die Biegungsmomente; hierbei Angaben in ( ) ohne Winddruck.

Endfeld:	M_{max} =	+ 3 791 000 cmkg
		(+ 3 341 000 „)
mittl. Feld:	M_{max} =	+ 2 761 000 „
		(+ 2 399 000 „)
	M_{min} =	− 125 000 „
Stütze I	M_{min} =	− 4 832 000 „
		(− 4 290 000 „)
Stütze II:	M_{min} =	− 4 094 000 „
		(− 3 566 000 „)

Querschnitte nnd Bewehrungen.

Felder:	Höhe 100 cm;	Breite 30 cm
Stütze	„ 140 „	„ 30 „
Bewehrung	Endfeld	u 8 R. E. 26 ∅ in zwei Lagen
	mittl. Feld	u 6 R. E. 26 ∅ in einer Lage
	Stütze I	o 8 R. E. 26 ∅ in zwei Lagen
		u 5 R. E. 20 ∅ in einer Lage
	Stütze II	o 7 R. E. 26 ∅
		u 3 R. E. 20 ∅

Der Nachweis der Betonzugspannungen ergab im ungünstigsten Falle Werte von 29,4 kg/cm² mit und 25,9 kg/cm² ohne Winddruck.

Nachweis der Schubspannungen ist sehr sorgfältig für jedes Auflager unter Berücksichtigung der ungünstigsten Stellung und Veränderlichkeit der Verkehrslasten vorgenommen.

Es wurden jeweils unter 45° aufgebogen
im Endfeld 5 R. E. 26 Ø (1 + 2 + 2)
im mittl. Feld 4 R. E. 26 Ø (1 + 1 + 2)
Bügel in der Nähe der Auflager R. E. 10Ø
im mittleren Teil der Felder R. E. 8Ø je in 25 cm Abstand von einander.

5. Versteifungsträger.

Querschnitt: 100 × 25 cm bzw. 140 × 25 cm über den Pendelpfeilern.
Bewehrung u und o je 3 R. E. 16 Ø

Die Versteifungsträger an den Enden jeder Abteilung sind außerdem zur Sicherheit für eine wagerecht wirkende Einzellast von 6000 kg in Mitte, herrührend vom Zahndruck, bewehrt, und zwar mit a und i je 4 R. E. 16 Ø, da denselben die Aufgabe der Übertragung des Zahndruckes dann zufällt, wenn man annimmt (was allerdings nicht wahrscheinlich ist), daß der Zahndruck nicht durch die Fahrbahnplatte in die Hauptträger und von da in die Pfeiler weitergeleitet wird.

6. Pendelpfeiler.

a) oberer Verbindungsriegel:

Derselbe wird dimensioniert für ein größtes Moment, herrührend aus

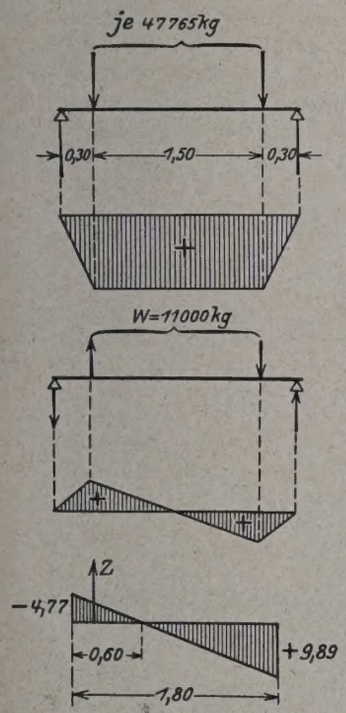


Abb. 2.

den lotrechten Lasten, zuzüglich des aus Winddruck sich ergebenden Momentes (Abb. 2) von

M = 1 257 000 cmkg

Querschnitt: Höhe 60 cm; Breite 50 cm
Bewehrung: u 6 R. E. 24Ø
o 3 R. E. 24Ø

b) Stützen.

Die Axialkraft, herrührend aus der lotrechten Belastung und der Zusatzbelastung aus Winddruck, bewegt sich in den Grenzen

von 63 565 kg bei dem niedrigsten Pfeiler
bis 77 275 „ „ „ höchsten „

Dementsprechend sind die Querschnitte

mit 50 × 40 cm u. 8 R. E. 16 Ø als Bewehrung
und 50 × 50 cm u. 8 R. E. 18 Ø „ „

gewählt.

c) Fundament.

Die beiden Stützen eines Pendelpfeilers stehen auf gemeinsamer Fundamentschwelle aus Eisenbeton und ⊥-förmigem Querschnitt. Entsprechend der Höhe der Pfeiler schwankt die Länge zwischen 4,60 m beim niedrigsten und 5,50 m beim höchsten Pfeiler und entsprechend die Breite von 1,30 bis 1,50 m. Die Berechnung erfolgt für einen Balken auf 2 Stützen mit überkragenden Enden, wobei der Gegendruck des Erdreichs gemäß dem ermittelten Spannungsverlauf in der Fundamentfuge als Belastung eingesetzt wird. Demzufolge liegen im mittleren Teil der Schwelle die Eiseneinlagen oben in der Nähe der Stützen und in den Kragarmen unten. Bei gleicher Höhe von 80 cm für sämtliche Fundamente betragen die Bewehrungen in der Mitte 6 R. E. 20 Ø beim niedrigsten und 6 R. E. 24 Ø beim höchsten Pfeiler. Außerdem haben sämtliche Fundamente zwecks Gewährleistung gleichmäßiger Druckverteilung auch in der Querrichtung eine Querbewehrung unten, bestehend aus 7 R. E. 10 Ø p. m bzw. 7 R. E. 12 Ø p. m erhalten.

7. Gruppenpfeiler.

Untersucht sind die Querschnitte zwischen Grundplatte und Pfeilerschaft sowie die Fundamentsohle, und zwar sind die Spannungen getrennt ermittelt aus ständiger Last, senkrechter Verkehrslast (wobei sich herausgestellt hat, daß Vollbelastung beider auf einem Gruppenpfeiler zusammenstoßender Überbauten die größten Spannungen ergibt), Winddruck auf Überbauten, Verkehrsband und Pfeiler in der Querrichtung, dem Zahndruck in der Längsrichtung und den Reibungskräften

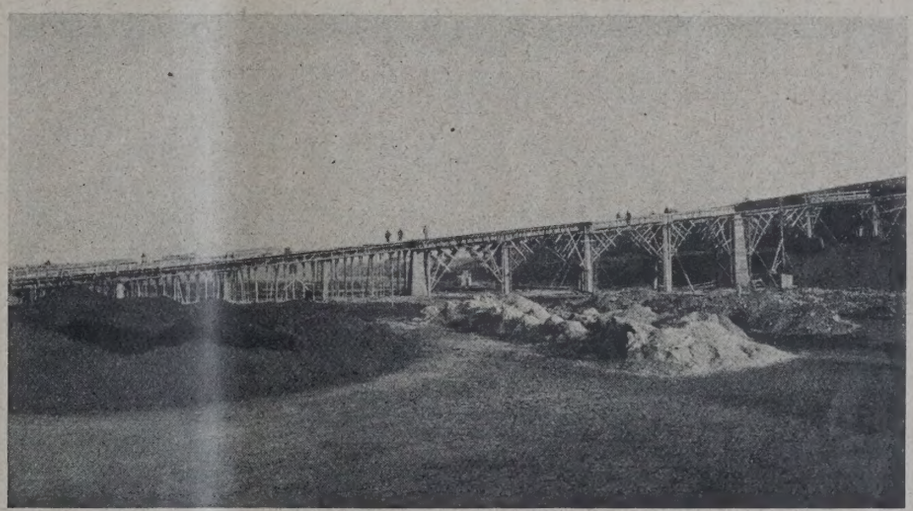


Abb. 3.

bei unbelasteter und belasteter Brücke, ebenfalls in der Längsrichtung der Brücke wirkend. Hieraus ergeben sich die größten und kleinsten Kantenpressungen für die Längs- und Querseiten der Querschnitte und endlich die größten und kleinsten Eckpressungen. Nachfolgend sind die ermittelten Werte zusammengestellt:

Niedriger Gruppenpfeiler.

a) Querschnitt zwischen Grundplatte und Pfeilerschaft (2 × 1,80 × 1,40 m).

Längsseite: σ_{max} + 9,89 kg/cm²; σ_{min} − 4,77 kg/cm².
Stirnseite: σ_{max} + 3,79 kg/cm²; σ_{min} + 1,33 kg/cm².
größte und kleinste Eckpressungen:
σ_{max} + 11,12 kg/cm²; σ_{min} − 6,00 kg/cm².

Die für die Längsseiten ermittelten Kantenpressungen ergeben nebenstehendes Spannungsbild. Die gesamte im Querschnitt auftretende Zugkraft von 20 000 kg wird unter Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons durch 8 R. E. 18 Ø pro Pfeiler je an beiden Seiten aufgenommen, wobei entsprechend dem Spannungsabfall nach oben hin 4 Stück je 3,5 und 4 Stück je 2,5 m lang gemacht wurden.

b) Fundamentsohle (3,00 × 5,20 m.)

Längsseite: σ_{max} + 2,62 kg/cm²; σ_{min} — 0,60 kg/cm².

Bemerkung: Da der Sohlenquerschnitt keine Zugspannungen zu leisten vermag, erhöht sich die größte Kantenpressung auf + 2,88 kg/cm².

Stirnseite: σ_{max} + 1,48 kg/cm²; σ_{min} + 0,54 kg/cm².

Größte Eckpressung: σ = + 3,35 kg/cm².

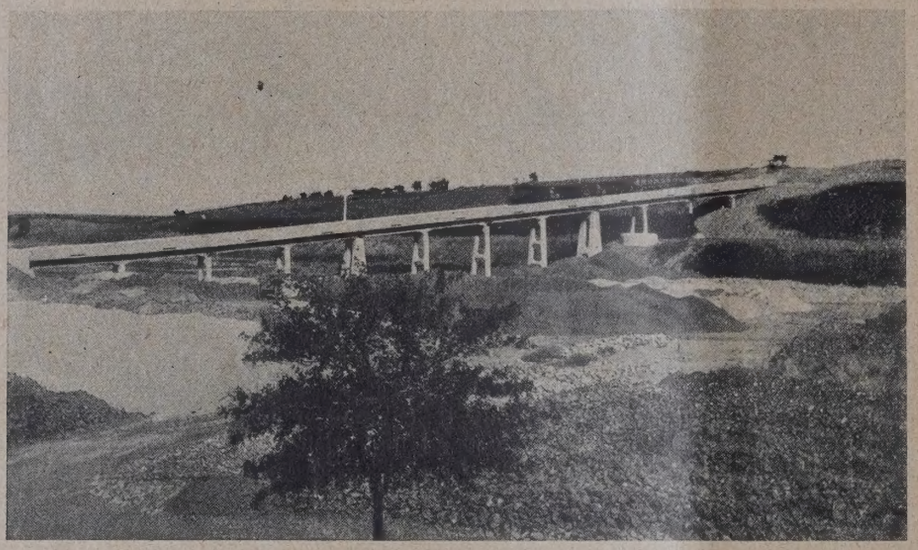


Abb. 4.

Aus der Summe aller wagerechten Kräfte H = 25,65 t und der Reibungskraft an der Fundamentsohle:

R = 157,28.0,45 = 70,80 t

ergibt sich die Sicherheit gegen Gleiten:

$$n = \frac{70.80}{25.56} = 2{,}76 \text{ fach.}$$

Höherer Gruppenpfeiler.

a) Querschnitt zwischen Grundplatte und Pfeilerschaft (2 × 2,00 × 1,50).

Längsseite:

σ_{max} + 12,22 kg/cm²; σ_{min} — 6,40 kg/cm².

Stirnseite:

σ_{max} + 4,33 kg/cm²; σ_{min} + 1,49 kg/cm².

Größte und kleinste Eckpressungen:

σ_{max} + 13,64 kg/cm²; σ_{min} — 7,82 kg/cm².

Bewehrung der Pfeilerlängsseiten an beiden Seiten je 9 R. E. 20 Ø (davon 5 Stück 3,0 m und 4 Stück je 4,5 m lang).

b) Fundamentsohle (3,40 × 6,00 m).

Längsseite:

σ_{max} + 2,82 kg/cm²; σ_{min} — 0,68 kg/cm².

bzw. + 3,14 kg/cm².

Stirnseite:

σ_{max} + 1,56 kg/cm²; σ_{min} + 0,58 kg/cm².

Größte Eckpressung: σ = + 3,53 kg/cm².

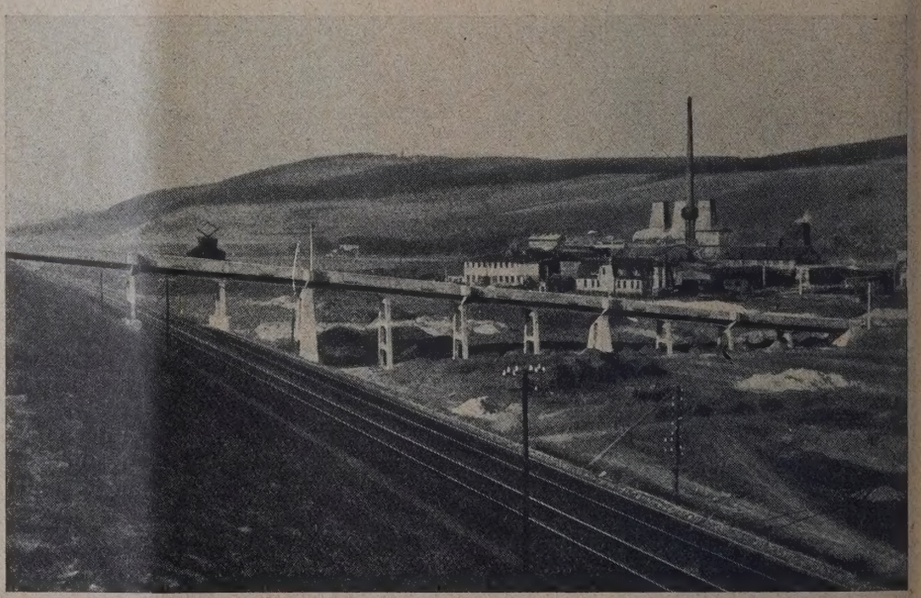


Abb. 5.

V. Bauausführung (vergl. hierzu Abb. 3).

Es wurden zunächst, von unten beginnend, die Pfeiler (Abb. 3) hergestellt, alsdann erfolgte die Einrüstung der Überbauten, wobei in der untersten Abteilung, bei den noch nicht besonders großen Höhen, die im Eisenbeton übliche Einrüstungsweise mittels senkrechter Steifen gewählt wurde, während in der mittleren Abteilung Lehrgerüste in Form von Sprengwerken zur Anwendung gelangten.

Über den Staatsbahngleisen wurden zur Freihaltung des Lichtraumprofils I-Träger, und zwar unter jedem Hauptträger 2 Stück N P 30, eingezogen. Die Einrüstung und Reihenfolge der Arbeiten geht anschaulich aus der Abb. 3 hervor.

Die Mischanlage für den Beton befand sich oben am Rande des Steilhanges, und das Mischgut wurde mittels Loren, die unter Benutzung einer Winde auf der Rüstung heruntergelassen und heraufgezogen wurden, an die einzelnen Verwendungsstellen befördert.

Als Zuschlagsstoff für den Beton der Überbauten gelangte ein Gemisch von je zur Hälfte Grauwackesplitt aus dem Harz und einem scharfen, reinen Kiessand aus benachbarten Gruben zur Verwendung, während die Pfeiler unter Verwendung von Kies aus der Oker, die in geringer Entfernung von der Baustelle vorbeifließt, hergestellt wurden.

Das gesamte für den Brückenbau erforderliche Eisen ist auf dem Werkplatz der Unternehmerin gebogen, so daß am Bau selbst nur noch das Verlegen in Frage kam.

VI. Schlußbemerkungen:

Die Brücke konnte, dank der weitgehenden Unterstützung von seiten der Werksleitung, insbesondere des Leiters der technischen Abteilung, Herrn Oberingenieur Hilger, ohne Störung und Unfälle in rd 6 Monaten hergestellt werden. Die Ausführung war der Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., Hannover, übertragen, die auch den Entwurf aufgestellt und die Einzelbearbeitung desselben durchgeführt hat.

In diesem Zusammenhange sei erwähnt, daß von seiten der Aufsichtsbehörde, der Reichsbahndirektion Magdeburg, die Prüfung des Entwurfes und der statischen Berechnung durch einen staatlich anerkannten Sachverständigen verlangt wurde; dies geschah durch Herrn Dipl.-Ing. Rietzschel, Dresden, der in dankenswerter Weise auch manche Anregung für die konstruktive Verbesserung einzelner Teile gegeben hat.

Endlich kann wohl gesagt werden, daß auch in ästhetischer Hinsicht das Bauwerk befriedigt und sich harmonisch in das liebliche Landschaftsbild einfügt (vergl. die Abb. 4 und 5, welche Aufnahmen der fertigen Brücke darstellen). Es dürfte hier ein weiteres charakteristisches Beispiel des Grundsatzes von der Schönheit der rein konstruktiven Formgebung gegeben sein.

NÄHERUNGSFORMELN FÜR DIE ECKMOMENTE IN EINEM SYSTEM RECHTECKIGER SILOZELLEN.

Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen.

Wird man in der Praxis vor die Aufgabe gestellt, ein System rechteckiger Silozellen durchzuarbeiten, so würde es sehr zeitraubend sein, das System genau mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen zu berechnen, da ja bekanntlich dreimal soviele Unbekannte auftreten, als Zellen vorhanden sind.

Wenn man sich andererseits damit behilft, die einzelne Zelle vollkommen von dem System losgelöst zu betrachten, so würden die Fehler, die man dabei macht, um so kleiner sein, je mehr sich das Verhältnis der beiden Seiten $\frac{a}{b}$ dem Werte 1 nähert (schon bei $\frac{a}{b} = \frac{3}{4}$ würde er jedoch bei der Dimensionierung der Zellenwände von Bedeutung sein).

Bei genauer Durchrechnung eines Systems wird man erkennen, daß der Einfluß der Elastizität der anstoßenden Wände auf die Eckmomente einer Zelle mit dem Verhältnis a/b wächst. Wenn dieser Einfluß auch sehr schnell mit der Entfernung von der zu untersuchenden Zelle abnimmt — in der übernächsten Zelle ist er schon so klein, daß er auch bei sehr ungünstigem Verhältnis nicht mehr berücksichtigt zu werden braucht —, so darf er doch in den direkt anschließenden Zellen nicht vernachlässigt werden.

Von letzterer Erwägung ausgehend sind im folgenden die Eckmomente, die infolge der Belastung einer Zelle in den Wänden dieser und der anstoßenden Zellen auftreten, ermittelt.

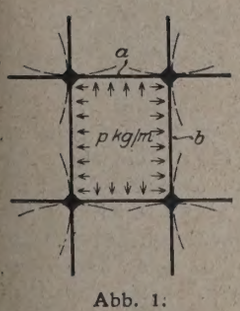


Abb. 1.

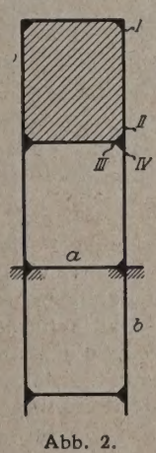


Abb. 2.

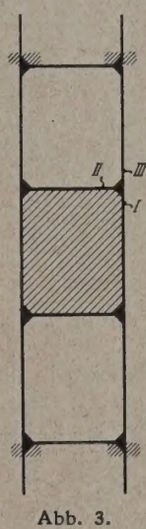


Abb. 3.

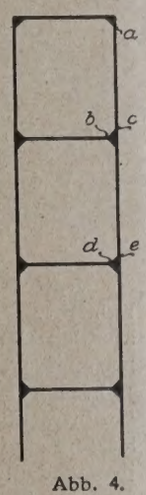


Abb. 4.

Es ist dabei die Annahme gemacht — hierin besteht die oben erwähnte Annäherung —, daß die Anschlußwände in ihren von der betreffenden Zelle abgewandten Enden starr eingespannt sind, ein Fehler, der auf die ermittelten Momente selbst nur geringen Einfluß hat. Dafür sind aber die Wandstärken, die von großer Bedeutung hierbei sind, durch das Verhältnis ihrer Trägheitsmomente in den Formeln berücksichtigt.

Für alle Zellensysteme gelten folgende Bezeichnungen:

J_a = Trägheitsmoment der Seite a,

J_b = „ „ „ b.

$$i = \frac{b}{a} \cdot \frac{J_a}{J_b}.$$

Als positiv seien die Momente in den Ecken der belasteten Zelle bezeichnet, die die Zellenwände in der in Abb. 1 angedeuteten Weise zu biegen suchen (Abb. 1).

A. Das einreihige System.

1. Belastung der Endzelle (Abb. 2).

$$M_I = + \frac{p}{12\,m} [a^2 (i+7) + b^2 i (i+5)],$$

$$M_{II} = + \frac{p}{12\,m} [a^2 (i+1) + b^2 (i^2 + 5i + 6)],$$

$$M_{III} = \frac{p}{12\,m} [a^2 (3i+7) + b^2 i (i+3)],$$

$$M_{IV} = \frac{p}{6\,m} (i+3)(b^2 - a^2)$$

$$m = i^2 + 6i + 7.$$

2. Belastung einer Mittelzelle (Abb. 3).

$$M_I = + \frac{p}{12(i+3)} [a^2 + (i+2) b^2],$$

$$M_{II} = + \frac{p}{12(i+3)} (3a^2 + i b^2),$$

$$M_{III} = + \frac{p}{6(i+3)} (b^2 - a^2).$$

Bei gleichmäßiger Belastung der Zellen ergeben sich daraus die **Maximalmomente** bei entsprechender Belastung (Abb. 4):

$$M_a = + \frac{p}{12\,m} [a^2 (i+7) + b^2 i (i+5)].$$

$$M_b = \pm \frac{p}{12\,m} [(3i+7) a^2 + i (i+3) b^2].$$

$$M_{c_1} = + \frac{p}{12\,m} [a^2 (i+5) + b^2 (i^2 + 7i + 12)],$$

(wenn b größer als a ist).

$$M_{c_2} = + \frac{p}{12\,m} [(i+1) a^2 + (i^2 + 5i + 6) b^2],$$

oder:

$$M_{c_2} = - \frac{p\,(i+3)}{6\,m} (a^2 - b^2),$$

} wenn a größer als b ist.

$$M_d = \pm \frac{p}{12(i+3)} (3a^2 + i b^2).$$

$$M_{e_1} = + \frac{p}{12(i+3)} [(i+4) b^2 - a^2],$$

(wenn b größer als a ist).

$$M_{e_2} = \frac{p}{12(i+3)} [a^2 + (i+2) b^2],$$

oder:

$$M_{e_3} = \frac{p}{6(i+3)} (b^2 - a^2),$$

} wenn a größer als b ist.

B. Das zusammenhängende System.

1. Belastung einer Randzelle (Abb. 5).

$$M_I = + \frac{p\,(5i+3)}{6\,n} (b^2 - a^2),$$

$$M_{II} = + \frac{p}{12\,n} [(i+1)(7i+6) b^2 + (5i+3) a^2],$$

$$M_{III} = + \frac{p}{12\,n} [i (7i+3) b^2 + 3 (5i+3) a^2],$$

$$M_{IV} = + \frac{p\,(i+1)(5i+6)}{12\,n} (b^2 - a^2),$$

$$M_V = + \frac{p}{12\,n} [i (i+3) b^2 + 3 (i+1)(2i+3) a^2],$$

$$M_{VI} = + \frac{p}{12\,n} [b^2 (7i^2 + 15i + 6) + a^2 \cdot 3 (i+1)],$$

$$M_{VII} = + \frac{p\,i\,(i+1)}{12\,n} (a^2 - b^2).$$

$$n = 7i^2 + 18i + 9.$$

2. Belastung einer Mittelzelle (Abb. 6).

$$M_I = + \frac{p\,i}{18\,(i+1)}(a^2 - b^2),$$

$$M_{II} = + \frac{p}{18\,(i+1)}(b^2 - a^2),$$

$$M_{III} = + \frac{p}{36\,(i+1)}[(2i+3)\,a^2 + i\,b^2],$$

$$M_{IV} = + \frac{p}{36\,(i+1)}[a^2 + (3i+2)\,b^2].$$

Die **Maximalmomente** treten wiederum bei entsprechender Belastung auf (Abb. 7):

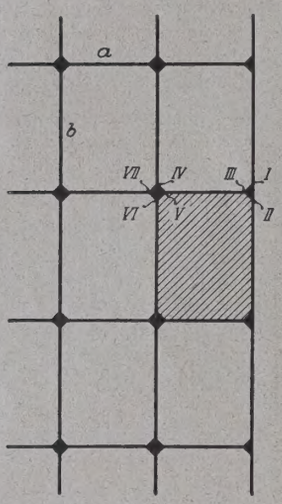


Abb. 5.

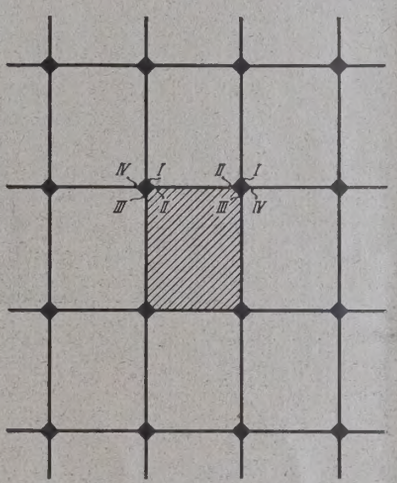


Abb. 6.

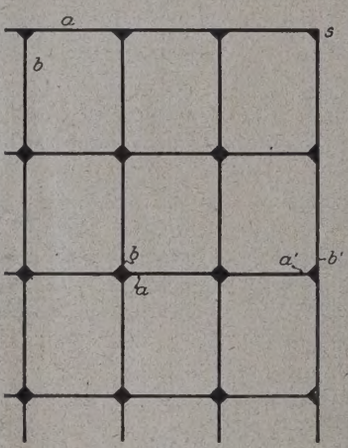


Abb. 7.

a) Maximalmoment in der Wand a:

1. Ist a größer als b, so sind die beiden Felder zu belasten, die eine gemeinsame Wand b haben:

$$M_{a_1} = \pm \frac{p}{36\,(i+1)}[(4i+3)\,a^2 - i\,b^2].$$

2. Ist b größer als a, so sind die beiden diagonal in der Ecke zusammenstoßenden Zellen zu belasten:

$$M_{a_2} = \pm \frac{p}{36\,(i+1)}[3\,a^2 + 3\,i\,b^2].$$

b) Maximalmoment in der Wand b.

1. Ist a größer als b, so sind die diagonal liegenden Zellen zu belasten:

$$M_{b_1} = \pm \frac{p}{36\,(i+1)}(3\,a^2 + 3\,i\,b^2).$$

2. Ist b größer als a, so sind die Zellen mit der gemeinsamen Wand a zu belasten:

$$M_{b_2} = \pm \frac{p}{36\,(i+1)}[(3i+4)\,b^2 - a^2].$$

a') Moment in der Wand a am Rande.

$$M_a = \pm \frac{p}{12\,n}[i\,(7i+3)\,b^2 - 3\,(5i+3)\,a^2].$$

b') Moment in der Wand b am Rande

$$M'_{b_1} = + \frac{p}{12\,n}[(7i^2 + 23i + 12)\,b^2 - (5i+3)\,a^2]$$

(wenn b größer als a ist).

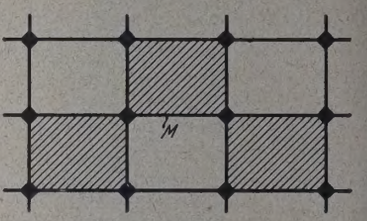


Abb. 8.

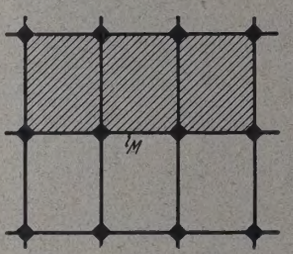


Abb. 9.

$$M'_{b_2} = + \frac{p\,(5i+3)}{12\,n}(b^2 - a^2),$$

oder $$M_{b_3} = + \frac{p}{12\,n}[(i+1)\,(7i+6)\,b^2 + (5i+3)\,a^2]$$

} wenn a größer als b ist.

c) Das Eckmoment des ganzen Systems ist

$$M_s = + \frac{p}{12\,(i+1)}(a^2 + i\,l^2).$$

Anstatt direkt vorstehende Formeln für die Maximalmomente zu benutzen, ist es vielleicht zweckdienlicher, aus den Grundformeln die Eckmomente für die einzelnen Belastungsfälle zu ermitteln. Man kann dann sich sehr leicht die Belastungsfälle konstruieren, die man zur Ermittlung der Größtwerte anderer Momente (Mittelmomente) benötigt. Für letztere sind die Belastungsfälle naturgemäß auch verschieden, je nachdem a oder b größer ist. So gilt z. B. für das Feldmoment in a:

Falls a größer ist als b: Fall a); falls a kleiner ist als b: Fall b) (Abb. 8).

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 418.)

VII. Andere Anwendungsgebiete.

Im folgenden mögen einige Beispiele aus anderen Anwendungsgebieten erwähnt werden.

Vorausgeschickt sei, daß mit Eisenbetonschwellen dieselben Erfahrungen wie bei den italienischen Bahnen gemacht wurden, über die ich seinerzeit berichtet habe. Auf Grund von Beobachtungen an Probestrecken vertritt man die Ansicht, daß die derzeitigen Systeme aller Art Eisenbetonschwellen sich für den Hauptbahnverkehr nicht eignen.

Es sei ferner darauf hingewiesen, daß in einigen Städten des Westens ein Verfahren angewendet wird, das der verstorbene Reg.-Baumeister Magens in Hamburg eingeführt hat, den Beton in einer Zentralstelle zu verarbeiten und zu überwachen und ihn zur Baustelle zuzuführen. Hier handelte es

sich darum, an kleinen beengten Baustellen auf die Aufstellung einer besonderen Mischanlage verzichten zu können.

Bei der Schaffung von Zentralmischanlagen in einigen Städten des Westens wurde mir als wesentlicher Grund angegeben, daß man durch derartige Stellen eine gleichmäßige Verarbeitung des Betons überwachen könne. Der Umkreis, bis zu dem dieser Transportbeton angewendet wurde, beträgt 15 bis 20 engl. Meilen.

Ferner soll auf ein bauliches Kuriosum hingewiesen werden. Im Jahre 1897 wurde in Nashville in Tennessee, dem Staat, der im letzten Jahr durch seine Angriffe auf die Darwinsche Theorie weit bekannt wurde, anläßlich einer Hundertjahresausstellung eine Nachbildung des griechischen Parthenon aus einer Art Rabitz (aus Holzlatten und Gips) hergestellt. Innerhalb von 20 Jahren war diese Nachbildung griechischer Kunst eine Ruine. Man überlegte, wie man die Idee für eine längere Dauer wieder ausführen könnte, und kam zu dem Entschluß, das ganze Bauwerk aus Beton und Eisenbeton herzustellen. Im Jahre 1921 wurde mit der Ausführung begonnen und man scheint in Tennessee auf das Bauwerk stolz zu sein. Man hofft auch, das Innere nach dem antiken Vorbild auszubauen und dabei den Beton reichlich anzuwenden. Dieses Beispiel ist an sich etwas merkwürdig. Es zeigt nur, was in den Vereinigten Staaten alles aus Beton hergestellt wird.

Schließlich möge noch von einem anderen Anwendungsgebiet gesprochen werden: von der künstlerischen Verwendung des Betons bei der Herstellung eines Brunnens im Washington-Park in Chicago.

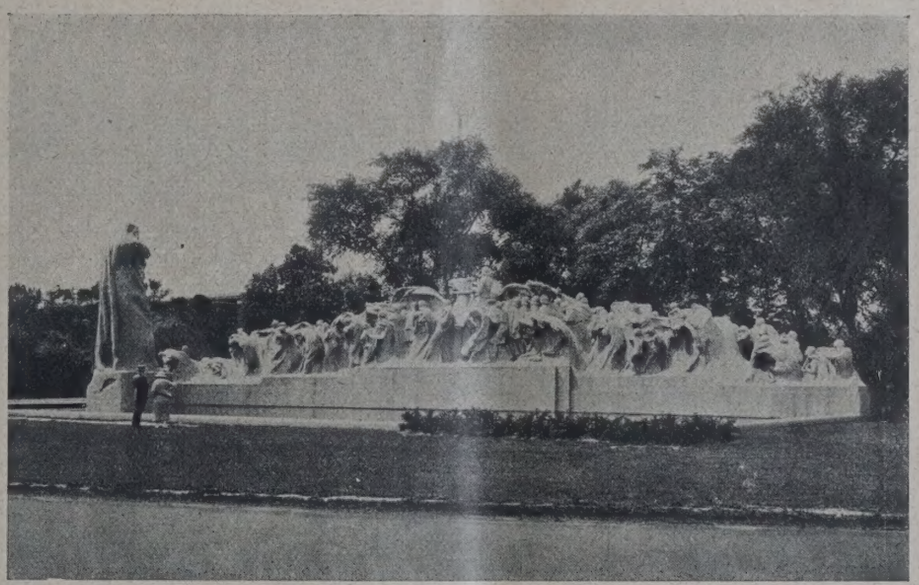


Abb. 25. Brunnenanlage im Washington-Park in Chicago.

Die Riesengruppe „Brunnen der Zeit" (Abb. 25), von 30 m Länge, 5,4 m Höhe und 4 m Breite, verdankte ihre Entstehung der Eingebung des Künstlers, einen monumentalen skulpturellen Abschluß im Washington-Park in Chicago zu schaffen. Die Idee wurde einem kleinen Epigramm zugrundegelegt: „Die Zeit läuft, sagt man, nein, die Zeit steht still, wir schreiten!" Der Künstler Lorado Taft wollte sie durch 100 Kolossalfiguren in bildnerischer Sprache ausdrücken. Da als Material weder Bronze noch Stein in Frage kam, wählte er auf Grund einer Anregung Beton.

Taft ist der Ansicht, daß mit diesem Denkmal eine Epoche amerikanischer Kunst beginnt, und damit dem an künstlerischen Eindrücken und monumentalen Bildwerken armen Lande Kunstwerke von dauerhaftem und zugleich billigem Material ermöglichen werden.

Der Werk- und Kunststeinbildner J. Early aus Washington beschreibt das von ihm ausgeführte Werk wie folgt:

In der Möglichkeit einer Formgebung des Betons, solange er in plastischem Zustand ist, liege die Verwendungsmöglichkeit der Herstellung eines Bildwerkes, wie das des „Brunnens der Zeit". Dabei sei aber die sorgfältig durchdachte Herstellungstechnik von seiten des mit den Materialeigenschaften vertrauten Ingenieurs Bedingung.

Die Herstellungsschwierigkeiten wachsen mit der Größe des Objekts, und darin liege die Bedeutung der Ausführung des Brunnens.

Die Gruppe soll eine einheitliche künstlerische Wirkung insbesondere hinsichtlich der Oberflächenausbildung, Farbe und Struktur hervorbringen. Bei dem Guß mußte der Beton innerhalb einer sehr unregelmäßig gestalteten Betonhülle untergebracht werden und seinen Zusammenhang mit dieser bis zum Erhärten behalten. Ein Formkern mußte dabei unverrückbar die Betonschicht tragen, wobei außerdem besondere Vorsicht getroffen werden mußte, daß bei den vielen einspringenden Teilen der Formen kein Wegschwinden von der äußeren Formumhüllung eintrat. Gleichzeitig mußte der Beton eine frühzeitige Festigkeit aufweisen, damit eine Entfernung der Form möglich war, bevor das Abbinden ganz vollendet war. Endlich mußte der Beton so beschaffen sein, daß er beim Waschen die gewünschte einheitliche Farbe und Struktur aufweist. Da Wasseransammlungen in den Hohlräumen zwischen den Figuren vermieden werden mußten, entschloß man sich, die ganze Masse in Elemente eines „Gebäudes" mit Dach, erstem, zweitem Stock und Gründung zu zerlegen. Das „Dach" wurde gebildet durch die oben abschließenden Teile, soweit sie ein zusammenhängendes Ganze bildeten. Den „zweiten Stock" bildete die sehr unregelmäßig gestaltete Umhüllung durch die Figuren. Dieser Teil wurde in 26 Abteilungen bezw. in Schichten von solcher Stärke zerlegt, daß sie in je einem Tag vergossen werden konnten. Trennungsfugen sind dabei an einspringende Stellen des Modells gelegt. Der „erste Stock" und die „Gründung" boten keine Schwierigkeit.

Damit man die Formstücke leicht entfernen konnte, wurde die Gesamtform in entsprechende Teile von genügend einfacher Gestalt zerlegt. Dabei durfte kein Verrücken dieser Teile beim Guß eintreten. Der Guß wurde hohl ausgeführt, um die Formen leicht halten zu können.

Die Form bestand aus Gips, bewehrt mit Jutefiber und Eisenrohren. Sie wurde in horizontale Abschnitte von 75 cm Höhe geteilt, wobei an gewissen Stellen die Formabschnitte eine Überlappung über die ganze Höhe der Form aufweisen.

Wichtig waren für die Gestaltung der Form die quer im oberen Teil von einer Seite zur anderen laufenden brückenartigen Verstrebungen, die sich selbst und die sie umgebenden Formstücke trugen. Wenn Formteile, wie Arme usw., horizontal seitlich herausragten, waren besondere Formstücke zum Abstützen nötig, die anders wie die normalen jederzeit für sich entfernt werden konnten. Die normalen Formstücke mußten den Druck von innen aufnehmen und waren nur in umgekehrter Reihenfolge herauszunehmen, wie sie eingesetzt waren. Die einzelnen Stückformen wechselten in ihrer Größe im Gewicht von 10 bis 45 kg.

Zur Herstellung des Kerns wurde ein Kontrollmodell gemacht, um bei diesem mittels Drähten (als Koordinaten von einer Mittelachse) in verschiedenen Schichthöhen die Entfernung der notwendigen Innenverschalung von der Außenhülle festlegen zu können. Darnach wurden die Holzschablonen geschnitten, mit Metallstreifen übernagelt, und diese mit einem mageren Betonmörtel überdeckt, damit auf dieser Grundlage der Guß vollzogen werden konnte. Nach Herstellung des Kerns

wurden dann zur Basis vertikale Hölzer angebracht, verschraubt und untereinander durch Streben verbunden. Sie bildeten das Auflager, gegen das sich die Form selbst abstützte, und dienten gleichzeitig zum Hochziehen der Formteile.

Der Beton bestand aus Kies mit Teilchen von verschiedener Farbe: weiß, gelb und braun, und in Korngrößen, daß der Beton in einer Entfernung von 30 m einheitlich in Farbe und Struktur erschien.

Die Mischung mußte sehr plastisch sein, um die Form ausfüllen zu können. Damit nicht bei dem oberen kuppelartigen Teil der Beton wegschwinde, hätte das Gemisch sehr steif angemacht werden müssen. Dieser Schwierigkeit wurde man Herr, indem man einen Wechsel der Konsistenz verursachte, während der Beton in der Form war, indem man das Überschußwasser entzog.

(Schluß folgt.)

MITTEILUNGEN ÜBER DEN BAU EINER STAMPFBETONBRÜCKE VON 70 m SPANNWEITE IN DER STRASSE VON SIEGBURG NACH MUCH

(z. Zt. größter Dreigelenk-Stampfbeton-Brückenbogen im In- und Ausland).

Von Reg.-Baumeister Schmidt, Obercassel (Siegkreis).

(Fortsetzung von Seite 425.)

Die Absenkung des Lehrgerüstes erfolgte am 9. Nov. 1925, nachdem der zuletzt eingebrachte Beton also ein Alter von 6 Wochen erreicht hatte. Abb. 12 (s. H. 21, S. 425) zeigt den Zustand des Bogens kurz vor dem Absenken des Lehrgerüstes, nachdem die Stirnschalung bereits entfernt war. Die Absenkung mußte leider in einer ungünstigen Jahreszeit vorgenommen werden. Durch die langen Bodenuntersuchungen war viel kostbare Zeit verloren gegangen, so daß wir mit den Absenkungsarbeiten in den kalten und nassen Herbst kamen. Von einem selbsttätigen Abheben des Bogens infolge Längenänderung durch Temperaturerhöhung konnte somit gar nicht die Rede sein. Der Bogen mußte also auch erst noch in Spannung gebracht werden.

Die Absenkung des Lehrgerüstes sollte in der bisher bei uns gepflogenen Weise vorgenommen werden, also so, daß die Absenkung im Scheitel begann und sich nach den Kämpfern zu fortpflanzte. Dem Bogen sollte also unter allen Umständen die Möglichkeit gegeben werden, sich um seine Kämpfer zu drehen.

Bei einem wenige Wochen vorher ausgerüsteten 25 m-Dreigelenkbogen war man auch in dieser altbewährten Weise

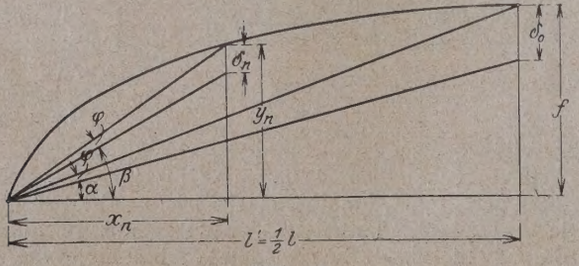


Abb. 13.

vorgegangen, die sich mit der von Professor Mörsch in der Zeitschrift „Beton und Eisen" 1925 Nr. 9 nochmals veröffentlichten Weise deckt, und die darauf abzielt, daß zunächst unter dem Scheitel um ein bestimmtes Maß abgesenkt wird, dann unter dem Scheitel und auf jeder Seite unter den zunächst liegenden Stützpunktreihen. Beim nächsten Mal wird auf jeder Seite eine Stützpunktreihe hinzugenommen und zugleich abgesenkt; und so wird in entsprechender Weise dann fortgefahren.

Diese Ausrüstungsmethode sollte im Prinzip auch beibehalten werden, nur wollte man, soweit es praktisch angängig war, gleich mehrere Sandtopfreihen auf einmal entleeren, um in den verschiedenen Absenkungsstadien evtl. Zugbeanspruchungen auf alle Fälle zu vermeiden. Es sollte eben von vornherein jeder Punkt des Gewölbes in einem bestimmten Verhältnis mitgenommen werden. Einer Absenkung δ_0 im Scheitel mußte also eine Absenkung δ_n eines beliebigen Punktes entsprechen. Diese Beziehung zwischen δ_0 und δ_n wurde nun folgendermaßen ermittelt (vgl. Abb. 13).

Es ist:

$$\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)=\frac{f}{l'};\ \operatorname{tg}\alpha=\frac{f-\delta_0}{l'};$$

$$\operatorname{tg}\varphi=\operatorname{tg}[(\alpha+\varphi)-\alpha]=\frac{\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)-\operatorname{tg}\alpha}{1+\operatorname{tg}(\alpha+\varphi)\operatorname{tg}\alpha}$$

$$=\frac{f-(f-\delta_0)}{l'+\frac{f}{l'}(f-\delta_0)}=\delta_0\frac{1}{l'+\frac{f}{l'}(f-\delta_0)};$$

weiterhin ist:

$$\delta_n'=y_n-x_n\operatorname{tg}\beta=y_n-x_n\operatorname{tg}[(\varphi+\beta)-\varphi]$$

$$=y_n-x_n\frac{\operatorname{tg}(\varphi+\beta)-\operatorname{tg}\varphi}{1+\operatorname{tg}(\varphi+\beta)\operatorname{tg}\varphi};$$

$$\operatorname{tg}(\varphi+\beta)=\frac{y_n}{x_n};$$

mithin

$$\delta_n'=y_n-x_n\cdot\frac{y_n+x_n\operatorname{tg}\varphi}{x_n+y_n\operatorname{tg}\varphi}$$

$$=\frac{x_n y_n+y_n^2\operatorname{tg}\varphi-x_n y_n+x_n^2\operatorname{tg}\varphi}{x_n+y_n\operatorname{tg}\varphi}=\frac{x_n^2+y_n^2}{\frac{x_n}{\operatorname{tg}\varphi}+y_n}$$

und hier den Wert für $\operatorname{tg}\varphi$ eingesetzt, ergibt:

$$\delta_n'=\delta_0\frac{x_n^2+y_n^2}{x_n\left[l'+\frac{f}{l'}(f-\delta_0)\right]+y_n\delta_0}.$$

Da nun δ_0 im Verhältnis zu f und y sehr klein ist, so kann man setzen:

$$f-\delta_0\sim f \text{ und } y\cdot\delta_0=0,$$

und man erhält:

$$\delta_n'=\delta_0\frac{x_n^2+y_n^2}{x_n\left(l'+\frac{f^2}{l'}\right)}.$$

Die Richtigkeit dieser Formel wird durch Einsetzen der Grenzwerte bewiesen, nämlich für $x=l'$ und $y=f$ wird

$$\delta_0'=\delta_0\frac{l'^2+f^2}{\frac{l'(l'^2+f^2)}{l'}}=\delta_0.$$

Für die einzelnen Sandtopfreihen ergeben sich dann an Hand der vorgangs aufgestellten Formel die Verhältniswerte der entsprechenden Absenkung, und zwar:

Reihe	x	y	δ'
0	34,145	7,412	1,000 δ_0
1	29,835	7,252	0,884 δ_0
2	25,525	6,872	0,765 δ_0
3	21,215	6,266	0,647 δ_0
4	16,905	5,361	0,520 δ_0
5	12,595	4,207	0,391 δ_0
6	8,285	2,792	0,258 δ_0
7	3,975	1,059	0,119 δ_0

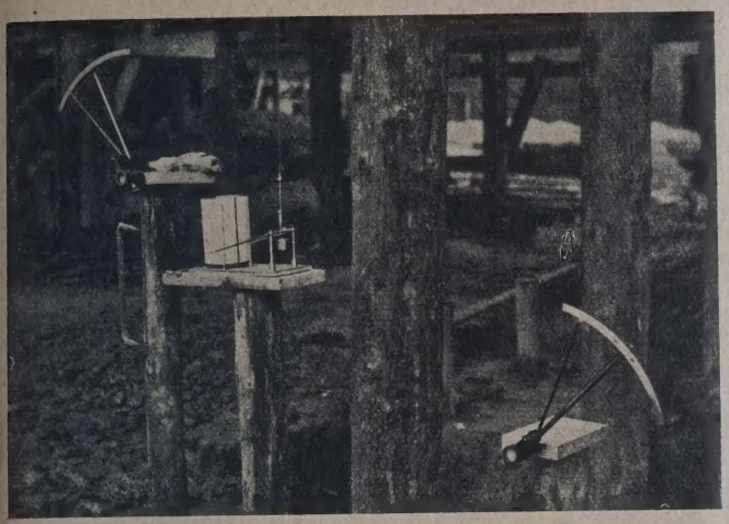


Abb. 14.

In diesem Verhältnis mußte die Absenkung vor sich gehen. Sollte nun eine Drehung des Gewölbes um den Kämpfer erfolgen, so mußten sämtliche Sandtopfreihen entsprechend den errechneten Verhältniszahlen um ebensoviele Einheiten entleert werden, wie die unter dem Scheitel stehenden, ehe wieder im Scheitel weiter entleert werden dürfte. Aus praktischen Gründen (man hätte da 119 Arbeiter nötig gehabt) konnte diese Regel jedoch nicht ganz streng innegehalten werden, man war eben gezwungen, die verhältnisgleiche Absenkung in Zeitabständen bis zum Kämpfer durchzuführen.

Abb. 15.

Außerordentlich wichtig war es nun, neben der Messung der für eine Absenkungseinheit entnommenen Sandmenge die tatsächliche Einsenkung der Sandtopfstempel fortlaufend zu beobachten. Denn wenn auch die in den einzelnen Stadien den Sandtöpfen zu entnehmenden Sandmengen an Maßgefäßen genau markiert waren, so hätte es doch vorkommen können, daß zwischen der beabsichtigten und der eingetretenen Bewegung größere oder kleinere Unterschiede eingetreten wären, die sich dann mit unzulässiger Geschwindigkeit auszugleichen versucht hätten. Die Belastung der Sandtöpfe ist nun einmal nicht regelmäßig infolge der inneren Spannungen im Gerüst und im Gewölbe, und daher wird die Einsenkung der Sandtopfstempel der entnommenen Sandmenge in der Regel nicht voll entsprechen. Die Einsenkung wird nur dort den möglichen Höchstwert annehmen, wo eine genügend große Pressung herrscht und die Steifigkeit des Gerüstes eine entsprechende Durchbiegung zuläßt.

Um nun hier die Senkung des Sandtopfstempels beobachten zu können, waren an den Stempeln Skalen angebracht, die ihrerseits wieder mit den jeweils abzuzapfenden Sandmengen in Einklang standen. Bei einem lichten Durchmesser der Sandtöpfe von 20 cm entsprach die mögliche Einsenkung von ½ cm im Scheitel einer Sandmenge von $\frac{\pi d^2}{8} = 157\ cm^3$ in Reihe o der Lehrgerüstpfosten, d. i. also unter dem Scheitel. Für die anderen Reihen wird dieser Wert im Verhältnis $\frac{\delta_n'}{\delta_0}$ verringert.

Bei dem ganzen Absenkungsvorgang wurde dann besonders darauf geachtet, daß die größtmögliche Einsenkung so begrenzt wurde, daß keine unzulässigen Formänderungen auftraten. Kleine ruckweise Bewegungen, die sich absolut nicht vermeiden ließen, mußten mit in Kauf genommen werden. Es wurde aber versucht, dies nach Möglichkeit einzuschränken; durch Klopfen in der Nähe der Sandtöpfe wurde beispielsweise die Bewegung unterstützt. Allerdings hatte dies sehr beschränkt zu geschehen, denn da Messungen vorgenommen wurden, mußte auf die Apparate Rücksicht genommen werden.

Bei unserm Bauwerk liegt die letzte Sandtopfreihe außerhalb des Kämpfergelenks. Für die Bewegung des Gewölbes war daher ihre Absenkung belanglos. Immerhin aber wurde sie rasch durchgeführt, um Klemmungen des Gerüstes unter den aus dem Widerlager hervorragenden Gelenksteinen zu verhindern und um nach dem Freitragen des Bogens den durch die Absenkung des Lehrgerüstes hervorgerufenen Höhenunterschied in der Schwelle des Obergerüstes zwischen Scheitel und Kämpfer auszugleichen.

Zur Messung der durch das Absenken des Lehrgerüstes hervorgerufenen Veränderungen waren verschiedene Instrumente angebracht und aufgestellt. Unter den beiden Scheitelsteinen an der Nordseite war je ein Bauschinger-Apparat (Abb. 14) und an der Südseite je ein Griotscher Apparat (Abb. 15) angebracht, ferner unter den 1/4-Punkten je ein Bauschinger-Apparat.

Um die Veränderungen an den Widerlagern festzustellen, waren an der Nordseite der Widerlager je zwei Zeißsche Uhren aufgestellt (Abb. 16), die die Messungen sowohl in horizontaler wie in vertikaler Richtung anzeigten. Die Aufstellung war derart erfolgt, daß die Instrumente auf eine Glasplatte gestellt waren, die wiederum auf drei Punkten aufgelagert war. Die Stifte der Uhren legten sich gegen ein poliertes Vierkanteisen, das in die Widerlager eingegipst war.

Auf dem Scheitel war auf jeder Seite zwischen zwei Haken der Gelenksteine ein Druckmesser aufgestellt, ferner drei

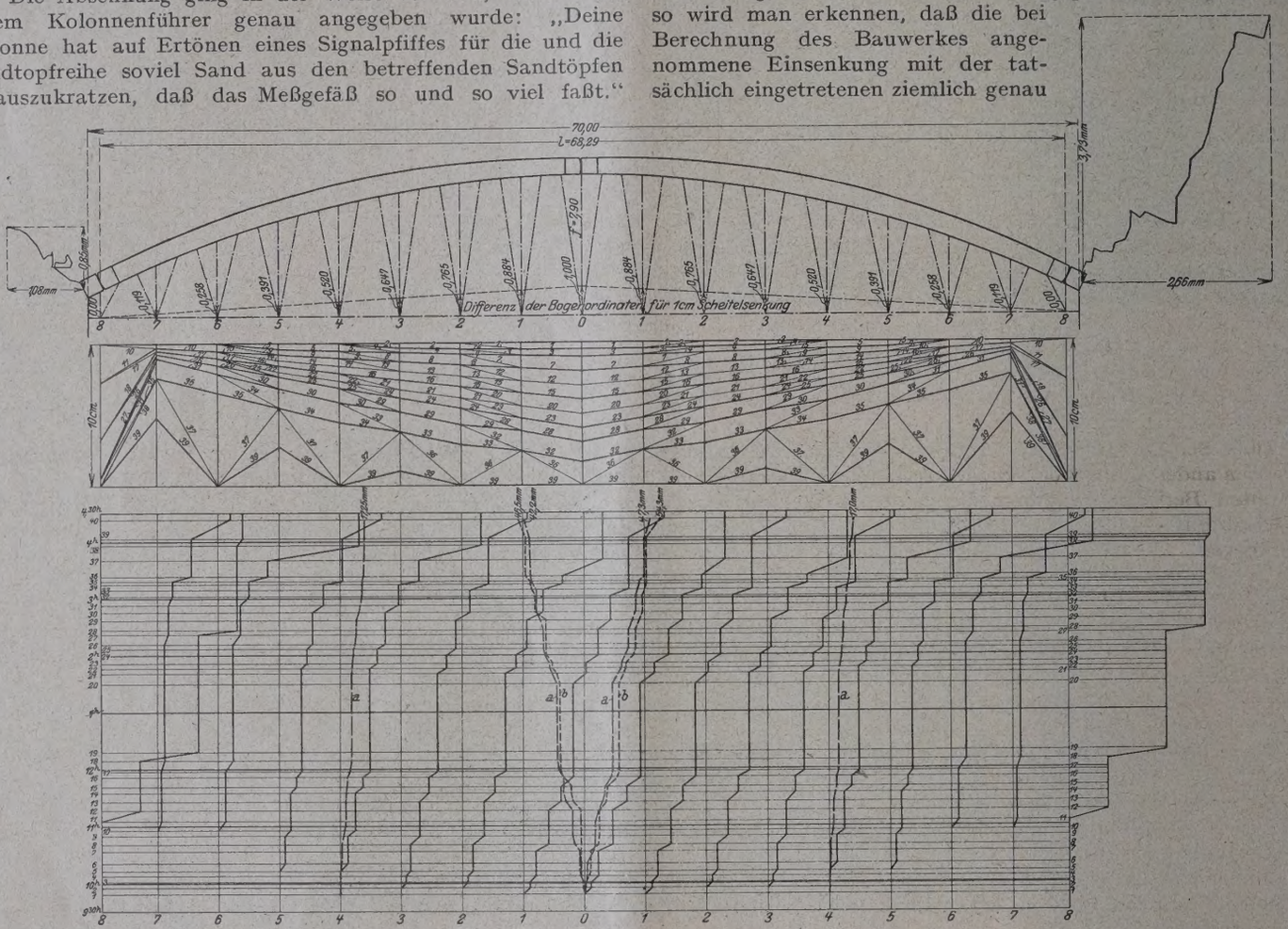
Abb. 16.

Libellen, um die Winkeländerungen zu beobachten. — Zum Messen des elastischen Verhaltens des Lehrgerüstes waren zwei Griotsche Meßapparate angebracht, einer im Obergerüst und der andere im Untergerüst.

Nebenher ging dann noch während der ganzen Absenkungsperiode eine Kontrolle durch Nivellementablesung.

Die Absenkung ging in der Weise vor sich, daß vorher jedem Kolonnenführer genau angegeben wurde: „Deine Kolonne hat auf Ertönen eines Signalpfiffes für die und die Sandtopfreihe soviel Sand aus den betreffenden Sandtöpfen herauszukratzen, daß das Meßgefäß so und so viel faßt.“ vorgangs erwähnten Meßapparate registriert wurden, sind ebenfalls in die Zeichnung mit eingetragen, und zwar durch die Aufzeichnung der Ablesung der einzelnen Absenkungsstadien.

Berücksichtigt man dann noch ferner die mit dem Nivellierinstrument an den Scheiteln gemessene Gesamteinsenkung am Ende des Ausrüstungsprozesses mit 50 mm, so wird man erkennen, daß die bei Berechnung des Bauwerkes angenommene Einsenkung mit der tatsächlich eingetretenen ziemlich genau



a = bergseitig gemessene Einsenkung. b = talseitig gemessene Einsenkung

Abb. 17.

Die Einsenkung der Holzstöpsel der Sandtöpfe, die sich bei der jedesmaligen Sandabzapfung ergab, wurde besonders kontrolliert und der Zentralstelle übermittelt.

Während der ganzen Absenkungsperiode wurde das Gewölbe durch besondere Leute ständig beobachtet und abgeklopft.

Der ganze Absenkungsvorgang wurde später zeichnerisch festgelegt (Abb. 17). Im oberen Teil der Zeichnung sind die den entnommenen Sandmengen entsprechenden möglichen Einsenkungen der Sandtopfstempel in natürlicher Größe in der Reihenfolge des Absenkungsvorganges eingetragen. Die Ziffern bedeuten die laufenden Nummern des Pfiffs, der den betreffenden Vorgang einleitete. Im unteren Teil dieser Zeichnung sind als Ordinaten die Zeiten, als Abszissen wiederum die möglichen Stempelsenkungen, bezogen auf die Senkrechte unter den betreffenden Sandtopfreihen, aufgetragen. Man erhält auf diese Weise die Kurve der Sandtopfentleerung, die mit der Kurve der tatsächlich eingetretenen Bewegung in irgendeinem Zusammenhang stehen muß, also eine Vergleichskurve, die sich mehr oder minder der Wirklichkeit anpaßt, je nachdem der Wert k, die der Steifigkeitsziffer des Lehrgerüstes entsprechende Zahl, eingesetzt wird.

Die wirklich eingetretenen Bewegungen des Gewölbes sowohl im Scheitel wie in den 1/4-Punkten, die durch die übereinstimmt. Bei der Überhöhung des Lehrgerüstes waren berücksichtigt, wie auch dort besonders erwähnt,

1. Bogenverkürzung durch Vollast . . . . . = 2,15 cm,
2. Schwind- und Temperaturabfall . . . . . = 3,95 „
3. Einpressen der Widerlager . . . . . = 1,10 „

Zieht man von diesen angenommenen Werten

für laufende Nummer $1 = {}^{2}/_{3}$ . . . . . = 1,45 „
für lfd. Nr. $2 = {}^{15}/_{25} = {}^{3}/_{5}$ . . . . . = 2,40 „
für lfd. Nr. 3 . . . . . = 1,10 „

4,95 cm

in Betracht, so wird man eine sehr gute Übereinstimmung zwischen unseren Annahmen und den tatsächlich eingetretenen Einsenkungen feststellen können.

Die in den 1/4-Punkten gemessenen Einsenkungen betragen 17,25 mm bzw. 17,0 mm.

Die Bewegungen bzw. die Zusammenpressungen der Widerlager sind äußerst minimal; die mit den Zeißschen Uhren gemessenen Veränderungen betragen am Widerlager gegen Losende vertikal nach oben gemessen 0,89 mm und horizontal 1,08 mm, und gegen Losanfang vertikal nach oben 3,73 mm und horizontal 2,66 mm.

Aus den ganzen Auftragungen der zuletzt erwähnten Zeichnung ersieht man u.a., daß der Schritt 36, 37 unbedenklich

erfolgen konnte, da bereits bei 32/34 eine Entlastung der geradzahligen Sandtöpfe eingetreten sein mußte, was auch tatsächlich beobachtet wurde. Dagegen wäre es vorsichtiger gewesen, den Schritt 39 kleiner zu nehmen; denn dabei treten immer noch merkliche Bewegungen im Gewölbe auf.

Die im Obergerüst des Lehrgerüstes beobachteten Dehnungen infolge Nachlassens der Belastungen durch das Gewölbe ergaben 10,4 mm, im Untergerüst wurden 7,62 mm beobachtet.

Auf Grund der Winkelmessungen mittelst Libellen beim Absenken des Lehrgerüstes ergibt sich für einen aus den Ablesungen errechneten Ausschlag von $\tau = 0{,}001927$ eine Abwälzlänge von $w = \frac{\tau R r}{R - r} = 0{,}001\,927 \cdot 3155{,}56 = 6{,}8$ cm, d. h. also, auch hier stimmt die Berechnung mit der Wirklichkeit recht gut überein.

Ich bin hiermit am Schluß meiner Ausführungen über den Bau des 70,00 m-Dreigelenkbogens. Möge das Bauwerk, das unter den schwierigsten Verhältnissen sowohl in politischer wie in wirtschaftlicher Beziehung seinen Anfang nahm, seiner Vollendung so ruhig und sicher weiter entgegengehen, wie es bislang die einzelnen Stadien seines Entstehens durchgemacht hat; dann werden ihm auch fernere Erschütterungen, seien sie unterirdischer oder oberirdischer Natur, nichts mehr anhaben können.

Zum Schluß meines Vortrages möchte ich noch kurz auf etwas anderes eingehen. Nach Fertigstellung des vorgangs erwähnten Berichtes kam mir der letzte Artikel des Herrn Reichsbahnrat Blunk: „Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton", erschienen in der Bauwelt Nr. 4 vom 22. Januar 1926 und im „Beton und Eisen", Heft II, Jahrgang 1926, zu Gesicht. Da konnte ich zunächst feststellen, daß die in dem Artikel vorgeschlagene Ausrüstungsmethode sich mit der bei uns stets angewandten Methode vollkommen deckt. Das bezieht sich nicht nur auf das von mir besprochene Bauwerk, sondern auf sämtliche bisher von der Firma ausgeführten Brücken.

Weiterhin möchte ich noch kurz auf die in dem betreffenden Artikel angeschnittenen 7 Fragen eingehen und zu deren Beantwortung aus der Praxis mit beitragen.

Frage 1: Soll man für Gewölbe Stampfbeton, plastischen oder Gußbeton wählen?

Antwort: In reinen Stampfbetonbögen, in denen man eine hohe Festigkeit erzielen will, muß, wie ich auch bereits in meinen Mitteilungen besonders erwähnte, der Beton in einem solchen Feuchtigkeitsgrad eingebracht werden, der sich dadurch kennzeichnet, daß der sehr stark gestampfte Beton anfängt, breiig zu werden. Dies ist der Zustand, der die größten Festigkeiten ergibt. Eisenbeton muß plastisch eingebracht werden.

Mit dem Gußbeton erreicht man solche Festigkeiten nicht.

Ob man erdfeucht oder plastisch betonieren soll, hängt dann weiter noch davon ab, wie hoch bei der Lamellenbetonierung des Betonbogens der Stich des Gewölbes ist; es kann da sehr leicht bei der Betonierung einer Zwischenlamelle bei einem Gewölbe mit hohem Stich passieren, daß der Beton an der oberen Fuge zu sehr absackt.

Frage 2: Sind vorübergehende Zugrisse in Betongewölben beim Ausrüsten bedenklich?

Antwort: Wenn es sich nur um vorübergehende Zugrisse, die radial verlaufen, handelt, kann es nicht bedenklich sein, da diese sich ja wieder schließen, wenn der Bogen unter Druck kommt.

Frage 3: Müssen Eiseneinlagen, die man zur Sicherung gegen die Gefahren des Ausrüstens gegebenenfalls für empfehlenswert erachtet, bei Betonbogen von einer schwächeren Mischung als 1 : 4 wegen der Rostgefahr für sich in eine fettere Zone verlegt werden?

Antwort: Man soll möglichst immer anstreben, den Bogen aus einer gleichmäßigen Mischung herzustellen. Wenn man aber die Eisen besonders schützen zu müssen glaubt, dann soll man die Eisen unmittelbar vor dem Betonieren mit einem dicken Zementbrei bestreichen.

Frage 4: Würde die dadurch entstehende unhomogene Beschaffenheit des Betons schädlich sein?

Antwort: Diese Frage ist im wesentlichen schon durch die vorhergehende beantwortet. Man soll die Homogenität nicht stören, da jede Ungleichmäßigkeit stört und ändert.

Frage 5: Wird die lamellenweise Fertigstellung von Gewölben mit Eiseneinlagen durch diese wesentlich erschwert?

Antwort: Diese Frage ist unbedingt zu bejahen. Enthält das Gewölbe oben und unten Eiseneinlagen, die durch Haken verbunden sind, so kann unter Umständen eine Lamellenbetonierung unmöglich werden.

Frage 6: Wodurch entstanden die schrägen Risse, die bei einigen alten Gewölben vorhanden sind?

Antwort: Ohne Angabe über Lage und Richtung der Risse ist schwer eine Ursache anzugeben. Sie kann in fehlerhafter Konstruktion, in mangelhaftem Baustoff und in schlechter Arbeit liegen.

Frage 7: Sind solche Schrägrisse durch lamellenweise Herstellung der Gewölbe zu vermeiden?

Antwort: Jedenfalls ist soweit wie möglich lamellenweise Betonierung vorzuziehen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erwiderung

zu der Äußerung des Herrn Obering. Alfons Schröter in Heft 34, 1925, über

„Die wirtschaftliche Querschnittsgestaltung der Untergrundbahntunnel".

Bevor der zweite Teil meines Aufsatzes in Heft 16 des Jahrganges 1925 erschien, hat Herr A. Schröter sich dazu geäußert.

1. Mit dem einzigen wissenschaftlichen Gutachter, mit dem ich in Beziehungen getreten bin, habe ich nur Differenzen über die Art der Berechnung gehabt. Die Ausführungen in meinem Aufsatz geben jedem die Möglichkeit, diese Berechnung selbst zu prüfen.

2. Das Verfahren, zuerst in schmaler Baugrube die Tunnelseitenwände herzustellen, betrifft nur Bauten in städtischen Straßen. Bauten in freiem Gelände sind davon nicht berührt. Das Patent über die Tunnelbauweise mit getrennter Belastung der Seitenwände und gelenkartigem Anschluß der Sohle ist im Jahre 1916 angemeldet, das Patent über die Deckenbewehrung mit Entlastung der Seitenwand im Jahre 1922. Dies zeigt wohl, daß kein Zusammenhang zwischen den Patenten besteht. Mir und meinen technischen Freunden scheint das Sohlengelenk auch mit jeder anderen Deckenkonstruktion wirtschaftlich und statisch vorteilhaft zu sein. Ich bemerke ausdrücklich, daß diese Patente von mir nicht erwähnt worden sind, sondern sie unnötigerweise hier hereingezogen worden sind.

3. Die Forderung, daß ein Bauwerk stabil sein muß, besteht zu Recht. Es ist aber übertrieben, bestimmte Kräftegruppen auszuschalten und trotzdem diese Forderung aufrechtzuerhalten. Ein Bauwerk, das stets und vollständig vom Erdboden umschlossen und allseitig gestützt ist, kann sehr wohl z. B. als Gelenkviereck ausgebildet sein, wenn nur alle möglichen Fälle genügend berücksichtigt sind, z. B. Tunnel ohne Sohle. Es ist unerfindlich, weshalb der passive Erddruck, den ich bei jeder Bogenbrücke in erheblichem Maße in Anspruch nehme, hier als ausgleichende Gegenkraft nicht in die Rechnung eingestellt werden darf, da er vorhanden und stets wirksam ist. Es ist sogar der Fall rechnerisch ohne Schwierigkeiten erfaßbar, daß auf der einen Seite Hausdruck, auf der anderen Seite eine längere Kanalbaugrube — ohne Abstützung — sich befinden. Die Steifigkeit der Sohle und der Decke, als horizontal liegender Balken, wird keine Bewegung eintreten lassen.

4. Die gewöhnliche Herstellung des Tunnels erfolgte so, daß man eine durchgehende Betonsohle mit den nötigen Eiseneinlagen herstellte, mit geringer Abschwächung an den Seiten, um dort für die später hergestellte Seitenwand eine Verzahnung zu erhalten. Der Vorschlag, in der offenen Baugrube erst die Seitenwand, mit Einschluß der Eckeisen, zu betonieren, erfordert eine schwierige Herstellung der Verschalung mit erheblichem Holzverschnitt.

5. Die verschieden starke Beanspruchung der Sohle und des Seitenwandfundamentes, auf die Herr A. S. seine weiteren Folgerungen gründet, beruht wohl auf einem Lesefehler. Der Unterschied

beträgt durch den Wechsel der Verkehrslast tatsächlich nur etwa 0,1 kg/cm², so daß die starken Zerrungen der Dichtungspappe in Wirklichkeit gar nicht vorkommen können.

6. Infolge der Reihenfolge der Herstellung ruht die Hauptlast auf der Seitenwand. Falls das Setzen langsamer erfolgt und Bewegungen noch nach Herstellung der Sohle eintreten, so wird einmal die Gelenkfuge, die nur die Pressungen durch das Stampfen des Sohlenbetons anfänglich hatte, stärker beansprucht werden, schlimmstenfalls wäre eine stärkere Beanspruchung des Sohlenbogens denkbar. Es treten jedoch, was das wesentliche ist, keine Momente in der Sohle auf, und es sind auch keine Eisenverstärkungen nötig, da die Tragfähigkeit des Bogens erheblich größer als die im allgemeinen mögliche Belastung ist. Es wird jedenfalls keine Fugenbewegung von Belang auftreten. Die Kräfte, die nötig sind, um die Mauer nach außen zu drücken, sind größer als jede dort mögliche Kraft.

7. Die Verstärkung eines Gelenks durch bessere Mischung oder Eiseneinlage ist von den besonders bei hohem Wasserstande auftretenden höheren Drücken abhängig.

8. Nachdem bisher der Fall eines Setzens der Seitenwand infolge ihres stärkeren Sohlendruckes erwogen wurde, kann ich dem Fall des Setzens der Sohle „infolge der geringeren Sohlenkompression unter dem Sohlenstück" nicht mehr folgen. Dem wirkt einmal der Auftrieb entgegen, ferner ist der Druck der Seitenwand wohl stets größer, und schließlich läßt sich dieser Möglichkeit durch schwalbenschwanzförmige Ausbildung des Widerlagers begegnen. Wie gesagt: der Gedanke, daß die Seitenwände auf die Sohle heraufklettern, ist mir statisch und mechanisch nicht verfolgbar.

9. Dem Bedenken, daß das Sohlengewölbe, um als solches zu wirken, feste Widerlager haben muß, ist wohl in der Hauptsache mit der Nachprüfung entgegenzutreten, wann denn eine solche Bogenwirkung verlangt wird. Bei etwa 3,0 m Wasserhöhe über der Sohle ist das Gewicht der Sohle, des Schotters und Oberbaues und der Verkehrslast ausgeglichen. Erst bei höherem Wasserstand tritt Bogenwirkung ein, die durch den aktiven Erddruck aufgenommen wird. Der Besorgnis, daß die Schalbohlen verrotten und Betonbohlen unter chemischen Einwirkungen zermürben, ist entgegenzuhalten, daß Holz im Wasser (das ja zur Erzeugung der Bogenwirkung nötig ist) nicht verfault — beim Bau der AEG-Bahn gefundene 300 Jahre alte Bohlen waren noch ganz frisch und 600 Jahre alte noch durchaus raumbeständig —, und daß mürber Beton nicht an Volumen verliert, also Drücke überträgt.

10. Auch im Balken bildet sich ein Druckbogen. Ein Aussprengen der Zugzone ist infolge der Schotterauflast nicht zu befürchten und auch nicht schädlich.

11. Es ist bekannt, daß steife Rahmen gegen die unvermeidlichen Maßabweichungen infolge von Baufehlern viel empfindlicher sind als statisch bestimmte Systeme, so daß bei rechnungsmäßiger Baustoffausnutzung in Wirklichkeit leicht Überbeanspruchungen eintreten. Und als Hauptsache: die Verteilung der äußeren Kräfte ist eine willkürliche Annahme. Die Seitenwand ist, meinen Untersuchungen nach, statisch gut erfaßbar, wobei natürlich die entlastenden Reibungsmomente nicht berücksichtigt sind.

12. Entgegen den Behauptungen des Herrn A. S. ist die gewölbte Sohle schwächer als die früher übliche von etwa 80 cm Stärke, jedenfalls nicht stärker als die armierte Sohle des Troges; sie erfordert keinen Mehraushub und erspart die Eisenbewehrung. Bei der angegebenen scheitrechten Herstellung des Sohlengewölbes ist auch kein Mehrschotterverbrauch nötig.

13. Die Bodenziffer ist ein so rasch wechselnder und unzuverlässiger Wert, daß man sie für die Ausführung nicht verwerten kann.

14. Die erwähnten neueren Autoren führen den Nachweis, daß eine Endlast sich in dem von mir dargelegten Sinne auf die Sohle äußert. Ich verweise ganz besonders auf Hayashi 1921 Seite 117, 121, 139 und 141. Auch ich habe diese Druckänderung aus dem Bauvorgang herzuleiten gesucht.

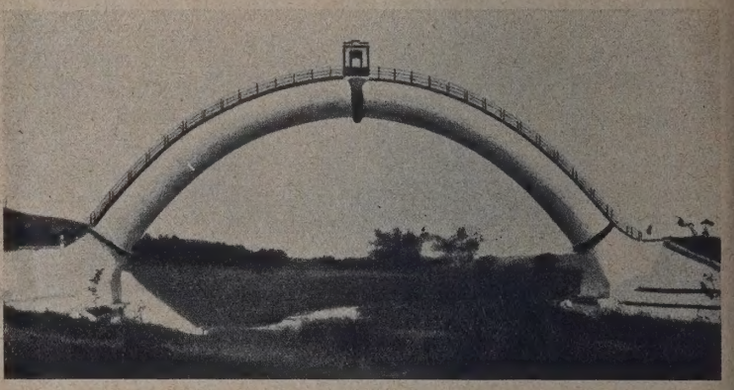
15. Es sei zum Schluß noch bemerkt, daß, um eine durchgebogene Bohle spannungslos zu machen, also sie zurückzubiegen, allein und lediglich der passive Erddruck in Anspruch genommen wird, der aktive wird durch die Festigkeit der Bohle aufgenommen.

16. Zu der Frage der Schalldämpfung ist zu bemerken, daß in den von Untergrundbahnen durchfahrenen städtischen Straßen die Häuser nicht 6 bis 10 m, sondern meist 1 bis 4 m von dem Tunnel entfernt stehen, und zwar häufig mit dem Fundament in halber Höhe der Seitenwand, so daß in der Tat die Schwingungen der Seitenwand den größeren Anteil an der Schallübertragung zu haben scheinen. Der Vergleich, den Herr A. S. anstellt, ist in keiner Weise zwingend. Es wäre wünschenswert, daß die Frage der Schallübertragung, die in keiner Weise geklärt ist, in staatlichen Versuchen behandelt wird. Die Frage der Schallübertragung spielt bei Fabriken und bei dem zu erwartenden stärkeren Ausbau des Untergrundbahnnetzes eine bedeutsame Rolle, und es werden sich schwerlich einzelne Firmen finden, die diese Kosten im Interesse der Gesamtheit ausgeben.

17. Zum Schluß will ich noch auf die Eingangsbehauptung zurückkommen, daß die Praxis keine Vorteile in meinen Vorschlägen gefunden habe. Die Behauptung erledigt sich dadurch, daß sogar die Stelle, bei der Herr A. S. bisher tätig war, mein Deckenprinzip anwendete. Seidel.

Eisenbeton-Rohrbogen über den Rio Majaceite in Südspanien.

Der in ebenem Talgelände errichtete Rohrbogen aus Eisenbeton dient der Überführung eines Bewässerungskanals über den Rio Majaceite in der spanischen Provinz Cadiz. Abgesehen von bestimmten Gründen, die eine Verlegung der Talkreuzung durch den Bewässerungskanal vermeiden ließen, wurde mit Rücksicht auf die im Laufe der Jahre entstandenen und beobachteten Flußbettverschiebungen und der in diesem Zusammenhang zu fürchtenden Kolkungsgefahren auch auf eine Unterführung durch eine Dükerleitung verzichtet und die aus der Abbildung ersichtliche Konstruktion gewählt. Der lichte Durchmesser des Betonrohres beträgt 2,50 m, die lichte Weite des gesamten Bogens 40 m, die Rohrwandung hat eine Stärke von 28 cm im Scheitel, die bis zu den Widerlagern um 18 cm zunimmt. Für die Form des Rohrbogens, auch Siphon genannt, war die Stützlinie maßgebend, die, unabhängig von dem jeweiligen Belastungszustand, stets innerhalb des



Kerns verläuft. Lediglich zur Aufnahme der Temperaturspannungen und der aus den Windkräften entstehenden Spannungen wurde eine kreuzweise Bogenarmierung vorgesehen. Die im Tale beiderseitig anschließenden Rohre liegen auf der ganzen Strecke in einer Rohrwiege aus Beton, die das Siphonrohr bis zur halben Höhe einfaßt; in diesen Rohrstrecken beträgt die Wandung nur 20 cm. Der Zulaufkanal zu dieser gesamten Talsiphonleitung ist offen, seine Sohle liegt etwas über dem Scheitel des Rohrbogens. Um die gelegentlich der Rohrfüllungen erforderlichen Luftentweichungen zu ermöglichen, hat man im Scheitel ein Ventil eingebaut, das durch einen kleinen Überbau geschützt ist. Der Rohrbogen dient schließlich als Fußgängersteg; über ihn führt zu diesem Ende eine Treppe.

Zur Vermeidung zu starker Erwärmung ist der Rohrbogen weiß gekalkt, so daß er weithin aus der Talebene herausleuchtet. Ob diese Maßnahme, vom ästhetischen Standpunkte aus betrachtet, angesichts des ohnehin ungewohnten und eigenartig anmutenden Bauwerkes dem Landschaftsbild zum Vorteile gereicht, und der praktische Nutzen nicht sogar teuer erkauft ist, muß dahingestellt bleiben. (Rivista de Obras Publicas Madrid. 15. XI. 1923 u. 1. II. 1924.) E.

Ein bemerkenswerter Holzbau auf der „Gesolei" in Düsseldorf.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Am 8. Mai dieses Jahres ist in Düsseldorf die „Gesolei", das heißt die „Große Ausstellung für Gesundheitspflege, soziale Fürsorge und Leibesübungen" eröffnet. Eine Fülle von Arbeit ist hier in der kurzen Frist etwa eines Jahres geleistet. Voller Bewunderung durchwandert der Besucher die scheinbar endlosen Ausstellungsräume, die in ihrer Gesamtheit einer kleinen Stadt gleichen. Neben einer Anzahl fester Bauten, die zur dauernden Bereicherung des Stadtbildes von Düsseldorf dienen sollen, fanden die Aussteller in Interimshallen Unterkunft, die vorwiegend aus Holzkonstruktion mit Verkleidung durch Bakulagewebeputz erstellt wurden.

Auch das im nachstehenden kurz beschriebene Restaurationsgebäude weist die gleiche Bauart auf. Rund 3700 m² Grundrißfläche, ohne die Terrassen, sind mit zum Teil freitragenden neuzeitlichen Holzkonstruktionen überdacht, welche durch werk- und kunstgerechte Anwendung von Verschalung und Gewebeputz in ästhetisch hochwirksame architektonische Formen gebracht sind. Im Innern sowohl wie in der äußeren Erscheinung, in jeder kleinen Einzelheit sowie im Gesamteindruck läßt der Bau harmonische Zusammenarbeit zwischen den entwerfenden Baukünstlern und dem ausführenden Ingenieur und Unternehmer erkennen. Entworfen wurde das vorliegende Gebäude durch die Architekten B. D. A. Tietmann u. Haake, ausgeführt durch die Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A.-G., beide zu Düsseldorf. Letztere hatte die freitragende Holzkonstruktion der Deutschen Hallenbau A.-G., München-Essen, in Unterausführung übertragen. Über die Konstruktion selbst ist wenig zu sagen. Die Umfassungswände bestehen aus üblichem Holzfachwerk mit innerer Verschalung bzw. Gewebeputz und äußerem Bakulaputz.

Die Dachausbildung ist teils als freitragende Binderkonstruktion, teils als normales Holzdach mit Zwischenstützung durchgebildet. Der große Kongreßsaal erhielt entsprechend seiner Formgebung ein freitragendes Bogendach, dessen Binder durch Dreigelenkbogen mit parallelen Gurtungen gebildet werden. Die Einzelausbildung dieser Haupttragwerke geschah nach neuzeitlichen Gesichtspunkten — die Gurtungen bestehen aus verleimten Bohlen, die Knotenpunkte sind mit Hilfe von geschlossenen Ringdübeln durchkonstruiert —; besonderer Wert wurde auch auf die praktische Erfüllung der Auflagerbedingungen sowie der statischen Bestimmtheit durch zweckentsprechende Formgebung der Gelenkpunkte gelegt (s. Abb. 1). Daß das Tragwerk der großen Halle für sich konstruktiv einwandfrei und dem Auge wohlgefällig in die Erscheinung tritt, wird wohl durch die Abb. 2 bewiesen, welche die Halle zur Zeit des großen Rheinhochwassers um die Wende des Jahres 1925 zeigt.

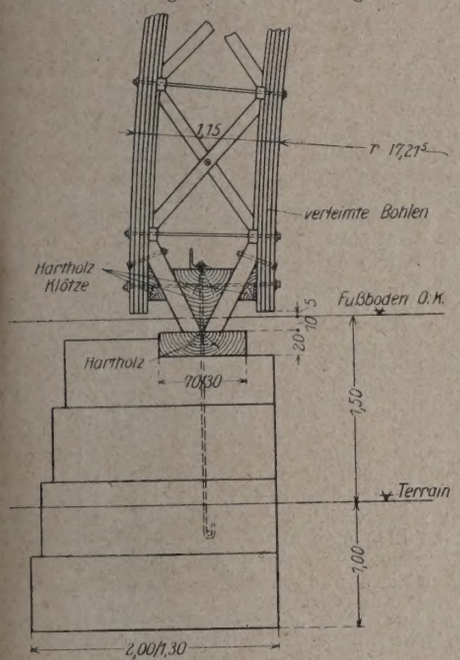


Abb. 1. Kämpfergelenk des Hallenbinders.

Abb. 2. Tragwerk der großen Halle im Hochwasser, Neujahr 1926.

Durch zwei kräftige als Rahmen geformte Längsversteifungen wird der bei den vorhandenen großen Windangriffsflächen notwendige Windlängsverband des Hauptsaales sowie der anschließenden Räume gegeben. Gerade auf diesen Punkt, der bei Interimsbauten leicht vernachlässigt wird, wurde besonderer Wert gelegt, wie auch die senkrechten Pfosten der freistehenden Giebelwände eine besonders steife Ausbildung, verbunden mit genügender Verankerung im Fundament bzw. Schaffung angemessener oberer Auflager, erfuhren. Nur durch sinngemäße wirtschaftliche Ausbildung, wobei bisweilen alte Zimmermannstechnik zugunsten unserer hochentwickelten Ingenieurkunst verlassen wurde, konnten alle Forderungen der Standsicherheit mit geringem Materialaufwand in ästhetisch befriedigender Weise erfüllt werden.

Über die sonstige Gestaltung des Baues ist nichts zu erwähnen. Die beigefügten Abbildungen sprechen für sich selbst, und zwar für die Konstruktion wie für die innere und äußere Gestaltung; bei letzterer ist durch Verwendung farbigen Putzes sowie Leistenverkleidung und farbige Ausmalung im Innern ein Höchstmaß der Vollendung erreicht worden.

Wie die „Gesolei" im Sommer dieses Jahres in Düsseldorf als Ganzes, so soll dieser Bau als ein Stück von ihr der Welt wiederum beweisen, daß deutsches Können und deutsche Tatkraft noch lebendig sind allen Nörglern und Kleingläubigen zum Trotz.

Nachtrag zum Aufsatz Kammüller.

Der Verfasser des Aufsatzes „Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes" in Heft 9 Jahrgang 1926, Herr Dr.-Ing. Kammüller teilt nachträglich mit, daß er durch die Veröffentlichungen von Professor Dr.-Ing. Dörr zunächst auf die Engessersche Erddrucktheorie aufmerksam gemacht wurde, und daß sich diese für ein eingehendes Studium der geometrischen Erddrucktheorie besonders empfiehlt.

Schriftleitung.

Die neue Brücke über den Piave bei Cesana (Belluno).

(Fortsetzung von Heft 13, S. 265.)

Die Gelenke sind keine besonderen Bauteile, sondern Einschnürungen der Gewölbe an den Durchkreuzungen der Bewehrungseisen, durch Spiralbewehrung verstärkt; die Spannungen dort berechnen sich mit 940 (Scheitel) und 950 (Kämpfer) kg/cm² für Druck-, 39,7 und 49,4 kg/cm² für Scher- und 4,4 und 4,45 kg/cm² für Haftfestigkeit. Für die mittels Einflußlinien berechneten Gewölbe haben sich Druckspannungen von 22,2 und 23,5 kg/cm² ergeben, für die neuen Pfeiler 14,2 kg/cm² Druck- und 3,7 kg/cm² Zugspannung, bei Ausscheidung des Zugbereichs 16,2 kg/cm² Druckspannung im Mauerwerk und 2 kg/cm² Bodenpressung. (Nach Ing. Albert Oberziner im Cemento armato vom Dez. 1925, S. 133—135 u. Febr. 1926, S. 11—15.) N.

Selbsttätige Pendelwehre aus Eisenbeton.

Die Talsperre für das Kraftwerk bei Camarasa in den spanischen Pyrenäen, mit 163 Mill. m³ Stauinhalt, 151 m Mauerlänge, 92 m Mauerhöhe über der Talsohle und 102 m über der Gründung, hat für die beiden Überfälle von je 27 m Länge neben der Staumauer Pendelwehre (Sektorwehre) aus Eisenbeton erhalten, die den Überlauf bis zum höchsten Stau von 6,98 m über der festen Wehrkrone selbsttätig regeln und bei voller Überfallhöhe zusammen 2000 m³/s durchlassen. Die Bauart stammt von der A.-G. für selbsttätige Wehre in Zürich. Der Verschlußkörper (Abb. 1) schwimmt, um eine Achse am flußabwärtigen Ende drehbar, in einer Kammer unterhalb der Wehrkrone und ist in der höchsten Stellung ringsum durch federnde Stahlbleche gegen die Kammerwände abgedichtet. Durch schwimmergesteuerte Regelung des Abflusses aus der Kammer, die durch den engen Spalt an der gekrümmten Stirnwand mit dem Stauwasser in

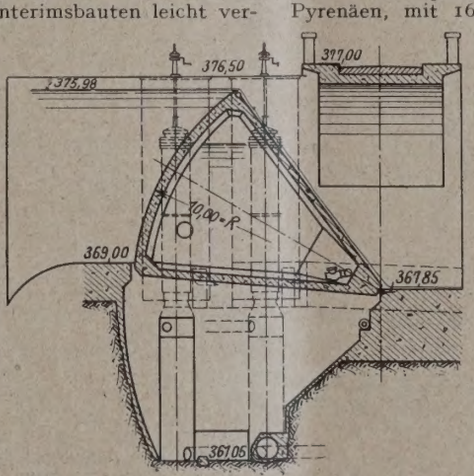


Abb. 1.

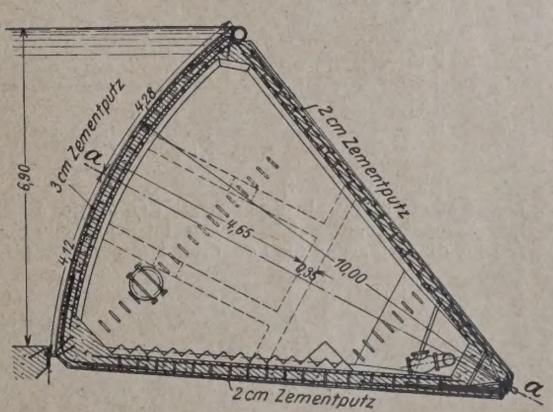


Abb. 2 (Schnitt c c).

Verbindung steht, stellt sich der Wasserstand in der Kammer und damit der Verschlußkörper so ein, daß die Oberkante des Verschlusses den Stau hält, für den die Schwimmer eingestellt sind. Durch Hilfsleitungen kann Wasser in die Kammer geleitet und der Verschlußkörper gehoben werden, auch wenn der Stauspiegel unter die feste Wehrkrone sinkt. Die selbsttätigen Regelungsvorrichtungen sind, für

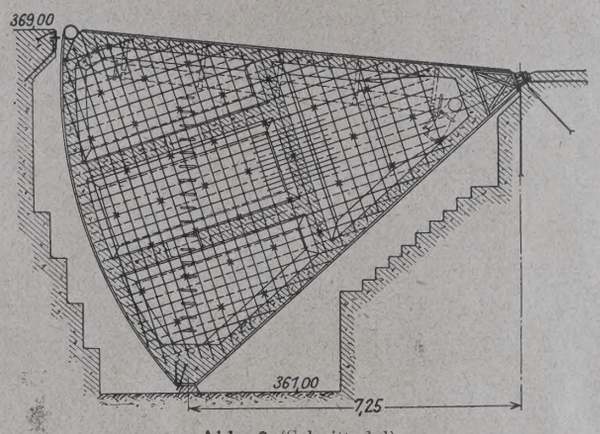


Abb. 3 (Schnitt d d).

jede Wehrhälfte gesondert, in dem 6 m starken Trennungspfeiler zwischen Staumauer und Überfall untergebracht und durch die über das Wehr führende Straßenbrücke zugänglich.

Der Verschlußkörper aus Eisenbeton, dessen Bauart die Abb. 2—4 zeigen, wiegt 1100 t und ist in der Stirn 33 cm, im Boden und in der

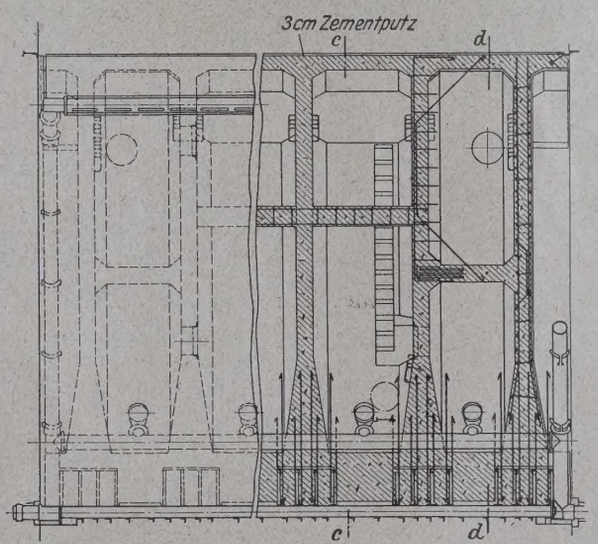


Abb. 4 (Schnitt a a).

Decke 28 cm stark, an der ersteren 3 cm, an den letzteren 2 cm stark mit Zement geputzt und durch lotrechte Querwände von 35 cm Stärke, die sich gegen die Lager auf 1 m verbreitern, in 2,25 m Mitten-

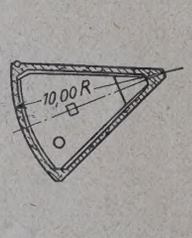


Abb. 5.

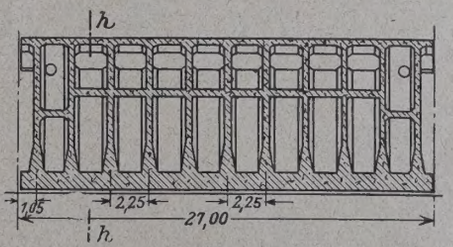
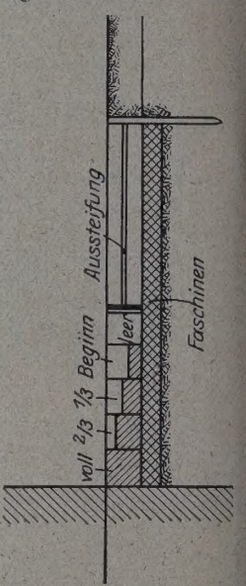


Abb. 6.

abstand sowie durch Zwischenlängswände (Abb. 5 u. 6) in wasserdichte Abteilungen gegliedert, ausgenommen die zwei Randabteilungen, die sich aus der Wehrkammer mit Wasser füllen können. Die inneren Abteilungen sind durch Mannlöcher und Steigeisen zugänglich und haben für alle Fälle eine Entwässerungsleitung, die in der Verlängerung der Drehachse mittels Stopfbüchsen durch die Kammerwand geht. Die Lager sind je 1 m lang und gegenüber den 11 Querwänden des Verschlußkörpers angeordnet. Die am höchsten Punkte des Verschlusses gezeichnete Luftröhre (Abb. 1, 2 u. 3) hat sich beim Betriebe als unnötig erwiesen und ist zubetoniert worden. (Nach Engineering vom 12. März 1926, S. 323—326 u. 336 und Taf. 44 mit 38 Abb.) N.

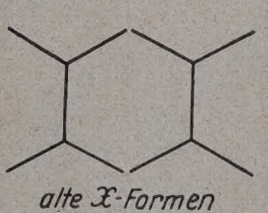
Sturzbettausbildung.

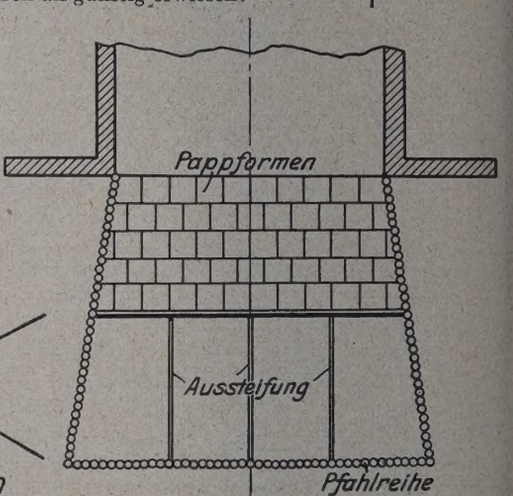
Bei der Ausbildung von Sturzbetten legt man bekanntlich größten Wert darauf, das Sturzbett so zu gestalten, daß man es dauernd kontrollieren kann und stets in der Lage ist, festzustellen, ob sich in dem Sturzbett — als einem der wichtigsten Teile eines Wehres oder ähnliches — Kolke gebildet haben. Man ist dabei von den früher allgemein üblichen Steinschüttungen allmählich abgekommen, weil die dazu verwandten Steine meist nur kleineren Umfang hatten und von den durchströmenden Wassermengen weggerollt wurden. Infolgedessen ging man dazu über, in den Sturzbetten größere Betonblöcke einzubringen, die gleich an Ort und Stelle gegossen wurden. Bekannt ist die Herstellung von sechseckigen Steinen vermittels sogen. X-Formen. Man erreichte hierdurch, daß man eine glatte Betonsohle bekam, die sich aus einzelnen sechseckigen Betonprismen zusammensetzte. Das Wesentliche aber — die Vermeidung einer zusammenhängenden Betondecke — wurde dabei noch nicht ganz erzielt; denn bei Verwendung von eisernen Formen ergab sich der Übelstand, daß man entweder doch wieder eine zusammenhängende Betondecke bekam, wenn man nämlich die Formen bald kurz nach dem Einbringen des Betons zog. Der Beton hatte noch nicht genügend abgebunden, und die durch das Einsetzen der Formen erstrebten Fugen setzten sich mit abbröckelndem Beton voll. Ließ man aber die Formen längere Zeit stehen, dann verband sich der Beton mit dem Eisen, und man erhielt quasi Eisenbeton. Das Ziehen der Formen war dann entweder nicht mehr möglich, oder aber man zerriß die Eisenform und zerstörte dabei auch große Teile des Betons. Durch diese Zerstörung der Eisenform aber wurden die Kosten der Herstellung des Sturzbettes wesentlich vergrößert.



Auf dem Neubau der Stauanlage im Stadtkanal zu Brandenburg-Havel hat sich nun folgendes Verfahren als günstig erwiesen:

Statt der Eisenformen wurden Formen aus starker Pappe hergestellt. Durch die Wahl der Stärke der Pappe ist man in der Lage, die Stärke der Fugen beliebig zu gestalten. Diese Pappformen werden in den gewünschten Verband versetzt





und dann mit Beton ausgefüllt, und zwar beginnt man damit, daß man die hinterste Reihe ungefähr ein Drittel mit Beton füllt und ausstampft, die nächste Reihe etwas weniger, die dritte Reihe noch geringer. Dann beginnt man mit dem Vollfüllen der Formen in demselben Maße wiederum von hinten. Ist nun die dritte Reihe ein Drittel gefüllt, ist die letzte Reihe fertig, und man setzt sofort nach vorn weitere Reihen von Formen an. Vermittels eines durchgehenden Brettes werden diese Formen fest aneinander gepreßt, so daß die Fugen stets die gewünschte Größe erhalten.

Nach Fertigstellung des Sturzbettes läßt man die Pappe zwischen den Fugen stehen. Dieselbe fault allmählich aus. Die dann entstehenden Hohlräume schwemmen entsprechend der Verfaulung mit Sand voll. In dieser Zeit aber hat der Beton abgebunden und ist erhärtet, so daß dann tatsächlich gut geformte Blöcke unabhängig voneinander gelagert sind, die sich jeder Bewegung des Sturzbettes anpassen.

Die Kosten für solche Formen beliefen sich bei dem oben erwähnten Bau auf 0,55 M pro Form 58 . 58 . 50 cm.

Friedrich Gutberlet, Diplom-Ingenieur.

Einsturz eines Eisenbetondaches.

Es war eine Fabrikhalle mit shedförmigem Dach errichtet worden. Die Umfassungswände waren als 1 Stein starke Ziegelmauern, alles übrige in Eisenbeton aufgeführt, und zwar die Stützen, Rahmen und Unterzüge in Gußbeton, die Dachhaut in Stampfbeton.

Um die Schalungsfristen abzukürzen, war hochwertiger Zement ausländischer Herkunft verarbeitet worden.

Am zweiten Tage nach Beendigung der in 9 Tagen durchgeführten Betonierung wurde mit dem Ausschalen in derselben Reihenfolge, wie betoniert war, begonnen. Als am 19. Tage nach Beginn der Ausschalung der Bau nahezu ausgerüstet war, stürzten plötzlich ohne vorherige Anzeichen fast alle in Eisenbeton aufgeführten Teile des Bauwerks in sich zusammen, wobei ein Arbeiter tödlich verunglückte.

Die niedergebrochenen Betonmassen waren zwar von gleichmäßigem Gefüge, aber ganz zermürbt und in kleine Teile zerfallen. Auch waren die Eiseneinlagen teilweise freigelegt und blank, ein Zeichen dafür, daß der Zement nur mangelhaft abgebunden hatte. Der verwendete Zement sollte nach 7 Tagen 300 bis 350 kg/cm² Druckfestigkeit erreichen. Er war seit zwei Jahren mit gutem Erfolg verwendet worden. Der bauausführenden Firma ist daher kein Vorwurf daraus gemacht worden, daß sie den Zement als hochwertig ansah und die Ausschalung des Bauwerks nach kurzer Abbindezeit vornahm. Es waren für im ganzen 343,2 m³ Beton 97 800 kg Zement verarbeitet, d. s. i. M. rd. 284 kg je m³ Beton.

Die nachträgliche Untersuchung von Proben des noch auf der Baustelle lagernden unverarbeiteten Zements ergab, daß er die für hochwertige Zemente zu erwartenden Festigkeiten, wie sie auch neuerdings vorgeschrieben sind (vgl. A § 5 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton September 1925), nicht aufwies. Da sich in den Zementpackungen teilweise Knollen vorgefunden hatten, ist auch die Vermutung ausgesprochen, daß der Zement beim Transport oder der Lagerung durch Aufnahme von Wasser aus der Luft bereits vor der Verwendung abzubinden begonnen hatte. Dadurch ist die Erhärtung des Betons vermutlich derart beeinträchtigt worden, daß 5 Tage nach Beendigung des Betonierens einsetzender strengerer Frost dem Beton noch schaden konnte und so den Unfall veranlaßte.

Das von der Staatsanwaltschaft eingeforderte Gutachten stellte Bauweise, statische Berechnung, Mischungsverhältnis, Durchmischung und Verarbeitung des Betons als einwandfrei fest und erklärte, daß nicht genügende Festigkeit des Betons, vielleicht verursacht durch nicht mehr einwandfreien Zement und verschlimmert durch ungünstige Witterung, die Hauptschuld am Einsturz hatte.

Da der bauausführenden Firma ein Verschulden nicht nachgewiesen werden konnte, wurde das Verfahren wegen fahrlässiger Tötung gegen sie eingestellt. Br.

Ehrenpromotion.

Herr Heinrich Butzer, Chef und Begründer der bekannten Eisenbeton- und Tiefbauunternehmung Heinrich Butzer in Dortmund, wurde von der Technischen Hochschule in Braunschweig zum Dr.-Ing. e. h. ernannt in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den praktischen Eisenbetonbau im In- und Auslande und dessen wissenschaftliche Förderung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Geplante Änderungen der Wege-, Wasser- und Betonbau-Ausnahmetarife im Reichsbahngütertarif.

Das Reichsverskehrministerium hatte auf Antrag der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dem Reichseisenbahnrat zu seiner Sitzung am 19. Mai 1926 eine Vorlage unterbreitet, nach welcher die bisher gültigen Ausnahmetarife für Baustoffe, die zum Wegebau, zum Bahn- und Wasserbau sowie zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle verwendet werden, einer wesentlichen Neuordnung und teilweisen Verteuerung unterzogen werden sollten.

Nach den Sätzen der ermäßigten Ausnahmetarife 5, Teil A, können zurzeit rohe Steine (Bruchsteine, Feldsteine, Findlinge), gespaltene oder geschlagene Pflastersteine und Mosaikpflastersteine, gespaltene oder roh behauene Bordschwellen, Bord-, Rand-, Streck- und Sperrsteine, Wasserbausteine, Packlagesteine, ungemahlener Steingrus und Steinsplitt, Schlackenpflastersteine, Kies, Grand, Sand, Mergel und Lehm, Hochofenschlacke in verschiedener Form sowie verschiedene Steinbrocken, die zur Verwendung im Wegebau, im Bahn- oder Wasserbau bestimmt sind, befördert werden. Baustoffe, die zur Ausführung von Kunstbauten bestimmt sind, worunter der Tarif Bauwerke aus Beton und Mauerwerk versteht, genießen die Vergünstigungen des Ausnahmetarifes 5, Teil A, allerdings nicht. Zur Verwendung bei ortsfesten Betonbauten (Monolitbauten) kann nach Teil B des gleichen Tarifes nur Kies, Grand oder Bimskies, der mit Sand oder Bimssand vermischt ist (nicht aber reiner Sand), sowie ungemahlener Steingrus und Steinsplitt gefahren werden. Die Sätze des Ausnahmetarifes 5, Teil A und B, liegen z. Zt. um durchschnittlich 30% unter denjenigen der niedrigsten normalen Wagenladungsklasse F.

Durch den seit dem 1. Januar 1922 gültigen Ausnahmetarif 5 a, der zunächst auf ein Jahr als Notstandstarif eingeführt worden war, wurden die steinarmen Gegenden des östlichen Mecklenburg, der Provinz Brandenburg, von Vorpommern und Ostpreußen bei Bezug der Wege-, Bahn- und Wasserbaustoffe frachtlich besonders begünstigt. Ferner wollte man mit Hilfe dieses Tarifes die Abbeförderung der in Schlesien angesammelten großen Lagerbestände an Steinen erleichtern. Der Tarif besaß daher nur für die Stationen der genannten Gebiete Gültigkeit.

Der minderwertige ungemahlene und ungewaschene Steingrus und Steinplitt, sowie Steinschutt und Abraum aus Steinbrüchen, die zur Herstellung ortsfester Betonbauten, zum Wege-, Bahn- oder Wasserbau oder zu Ausfüllungsarbeiten bestimmt sind, genießen z. Zt. noch eine Ermäßigung über die Sätze des Ausnahmetarifs 5 hinaus. Sie können nach Ausnahmetarif 5 c gefahren werden, dessen Sätze 35% unter der Wagenladungsklasse F liegen.

Die dem Reichseisenbahnrat unterbreitete Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sah nun hinsichtlich der Wegebaustoffe vor, daß die höherwertigen Pflastersteine, Mosaikpflastersteine, Bordsteine usw., die, sofern sie nicht zum Wegebau bestimmt sind, nach Klasse E tarifiert werden müssen und daher durch den Wegebauausnahmetarif eine Ermäßigung von 48% genießen, aus dem Ausnahmetarif 5 herausgelöst werden sollen. Es war geplant, für diese Steine einen neuen Ausnahmetarif einzuführen, der nur um 10% (Ausnahmetarif 5 um 30%) unter den Frachtsätzen der Klasse F liegen und auf die Gewinnungsstätten beschränkt bleiben soll. Gegen die geplante Maßnahme hat sich ein lebhafter Widerspruch der interessierten Kreise der Baustoff- und Bauindustrie erhoben. Es wird darauf hingewiesen, daß der Natursteinindustrie die Vergünstigungen des Ausnahmetarifes 5 seinerzeit gewährt worden sind, weil die Einfuhr von Pflastersteinen usw. aus Schweden durch den früheren deutsch-schwedischen Handelsvertrag außerordentlich begünstigt und damit die Konkurrenzlage der deutschen Steinindustrie wesentlich erschwert worden war. Dieser Gesichtspunkt war allerdings in den letzten Jahren hinfällig geworden, weil sich Schweden und Deutschland hinsichtlich der Zölle stillschweigend Meistbegünstigung zugebilligt hatten, und damit ein deutscher Zoll für Pflastersteine in Höhe von M. 0,40, für Randsteine usw. von M. 0,50 für einen Doppelzentner erhoben werden konnte.

Am Tage vor Zusammentritt des Reichseisenbahnrats ist aber ein neuer Handels- und Schiffahrtsvertrag zwischen dem Deutschen Reich und dem Königreich Schweden unterzeichnet und im Reichsanzeiger veröffentlicht worden, nach welchem künftig Pflastersteine aus Schweden wieder zollfrei eingeführt werden sollen und der Zollsatz für Randsteine auf M. 0,20 für den Doppelzentner herabgesetzt ist. Die Voraussetzungen, die für die Auftarifierung von hochwertigen Steinen für den Wegebau zum Teil bei der Reichsbahn maßgebend waren, sind mithin entfallen. Das konnte auf die Beratungen des Reichseisenbahnrats nicht ohne Einfluß bleiben.

Die Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sah weiterhin vor, daß Kies, Grand und Sand aus dem Ausnahmetarif 5 sowohl, soweit das Material für den Wege-, Bahn-

und Wasserbau, wie auch soweit es im gemischten Zustand zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bestimmt ist, herausgenommen werden soll. Dafür war geplant, einen neuen für alle Verwendungszwecke gültigen Ausnahmetarif (Ausnahmetarif 2) zu schaffen, der im Durchschnitt 15% unter den Sätzen der Wagenladungsklasse F liegen sollte.

Es ist nicht zu verkennen, daß durch die Schaffung eines Ausnahmetarifes für Kies, Grand und Sand, der nicht auf den Verwendungszweck beschränkt ist, das Tarifsystem für diese Baustoffe wesentlich vereinfacht werden würde. Nach dem jetzt noch gültigen Zustand müssen Kies und Sand, die zur Mörtelbereitung und für Putzzwecke, sowie reiner Sand, der für den Betonbau bestimmt ist, schließlich auch Sand, aus dem Betonwerksteine hergestellt werden sollen, nach Wagenladungsklasse F gefahren werden. Reiner Sand, Kies, Grand usw., die für den Wege-, Bahn- und Wasserbau bestimmt sind, und Kies mit Sand vermischt, der zur Herstellung ortsfester Betonbauten dienen soll, können nach Ausnahmetarif 5 gefahren werden.

Dieser Zustand ist in mancher Hinsicht unzweckmäßig und unnatürlich. Bei Ausführung von Betonbauten werden die Verkleidungen und Ausmauerungen vielfach im Ziegelbau hergestellt. Es ist selbstverständlich, daß man bei der Mörtelbereitung, bei der Herstellung des Putzes auf der gleichen Baustelle nicht anderen Sand verwenden wird als denjenigen, der zur Betonbereitung bestimmt ist. Das ist aber nach den Bestimmungen des Ausnahmetarifes 5 zurzeit unzulässig. Es kommt ferner hinzu, daß man zur Herstellung von Qualitätsbeton die einzelnen Bestandteile des Zuschlagmaterials, also Sand, Kies und Splitt nach einem bestimmten Verhältnis mischen muß, um die Sicherheit einer gleichmäßigen Beschaffenheit der ganzen Masse zu erhalten. In diesem Falle ist es notwendig, auch den Sand als Zuschlagsstoff getrennt zu beziehen, der dann aber nach Wagenladungsklasse F tarifiert werden muß. Die Behauptung der Reichsbahn, daß sie durch falsche Tarifierung der Sandtransporte um Millionenbeträge geschädigt worden sei, dürfte allerdings stark übertrieben sein. Die Mengen von Sand, die zur Mörtelbereitung und zum Putz auf dem Bau verwendet werden, fallen gegenüber den Mengen, die zur Herstellung eines Eisenbetonbaues gehören, gar nicht ins Gewicht. Auch der Hinweis der Bahn, daß zurzeit noch vielfach Zementwaren bzw. Betonwerksteine auf der Baustelle gestampft würden, dürfte in geringem Maße nur für die Inflationsjahre zutreffend gewesen sein, zu einer Zeit, in der man vornehmlich Wert auf Billigkeit unter Außerachtlassung der Qualität legte. Heute werden Betonwerksteine wohl fast ausschließlich in feststehenden Fabriken hergestellt. Auch das Stampfen von Bausteinen, z. B. Ambi-Steinen und ähnlichem Mauersteinersatz auf der Baustelle dürfte fast ganz aufgehört haben. Immerhin wäre eine Vereinfachung des Sand- und Kiestarifes zu begrüßen, allerdings nur, wenn dadurch der Bezug von Sand und Kies für den Wege- und Wasserbau sowie für den Eisenbetonbau nicht fühlbar verteuert wird. Nach der Vorlage der Reichsbahn war dies aber zu befürchten.

Für den neuen Ausnahmetarif für Sand, Grand und Kies, der nicht auf den Verwendungszweck beschränkt werden sollte, war in der Vorlage der Reichsbahn eine Ermäßigung gegenüber der Wagenladungsklasse F um 15% als ausreichend bezeichnet worden. Bei näherer Prüfung der beigefügten Tabellen ergab sich aber, daß diese Ermäßigung nur auf den Entfernungen über 200 km zur Auswirkung kommen sollte. Auf die Entfernung von 50 km sollte der Ausnahmetarif 2 nur um 4%, auf 100 km erst um 11% unter den Sätzen der Klasse F liegen. Die geringe Ermäßigung der Nahentfernungen ergab sich, weil bei ihnen die Abfertigungsgebühren im Vergleich zu den niedrigen Frachtsätzen ungebührlich hoch sind. Die Entfernungen über 150 km kommen nun aber für Sand- und Kiestransporte kaum noch in Frage, da schon auf 50 km die Fracht nach Ausnahmetarif 5 112% des Kiespreises (Rheinkies) beträgt. Eine Ermäßigung von nur 4% gegenüber Klasse F auf den wichtigsten Gebrauchsentfernungen würde aber den neuen Ausnahmetarif 2 für das Baugewerbe so gut wie wertlos machen, eine starke Verteuerung für den Sand- und Kiesbezug herbeiführen und zum Schaden der Reichsbahn eine immer stärkere Abwanderung dieser Transporte auf den Wasserweg bewirken. Es sei bemerkt, daß nach den Angaben des Jahrganges 1924 der „Statistik der Güterbewegungen auf den deutschen Eisenbahnen" die Beförderung von Steinen und Erden im Jahre 1924 wie auch vor dem Kriege nächst den Brennstoffen etwa ein Sechstel der gesamten Güterbewegung ausmachte. An Steinen wurden 1924 28,7 Millionen Tonnen, das sind 10,6% des gesamten Bahnverkehrs, und an Sand und Erde 17,3 Millionen Tonnen, das sind 6,4 des gesamten Bahnverkehrs, befördert.

Die Bauindustrie kann sich mit der Einführung eines neuen für alle Verwendungszwecke gültigen Ausnahmetarifes für Sand, Kies und Grand nur einverstanden erklären, wenn dessen Sätze denjenigen des jetzt gültigen Ausnahmetarifes 5 entsprechen oder zum mindesten auf allen Entfernungen um 15% unter denjenigen der Wagenladungsklasse F liegen.

Aus den Wünschen der Reichsbahn um Abänderung der Wegebauausnahmetarife gewinnt man im übrigen den Eindruck, daß sie damit der unbequemen Konkurrenz, die ihr in steigendem Maße der Kraftwagenverkehr verursacht, begegnen will. In der dem Reichseisenbahnrat unterbreiteten Vorlage wird nämlich ganz offen erklärt, daß die Erleichterung des Straßenbaues Aufgabe der wegebaupflichtigen Stellen sein müsse. Die stärkere Abnutzung der Straßen werde in der Hauptsache durch den Kraftwagenverkehr verursacht, der daher zu den Wegebaukosten stärker herangezogen werden müsse. Von der Eisenbahn könne billigerweise nicht erwartet werden, daß sie ein Beförderungsmittel, mit dem sie im schärfsten Wettbewerb steht, mittelbar durch Frachtermäßigungen unterstützen soll. Aus diesem Grunde sind auch alle Anträge um Einbeziehung von Steinmehl, das bei der Herstellung von Walzasphaltstraßen gebraucht wird, und von geteerter Hochofenschlacke für den Teerstraßenbau von der Reichsbahngesellschaft kurzerhand abgelehnt worden. Es kann nicht behauptet werden, daß diese Stellungnahme den Interessen der Wirtschaft und der Volksgesamtheit entspricht.

Die Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sieht weiterhin vor, daß der Ausnahmetarif 5a ganz aufgehoben wird. Die schlesische Steinindustrie, zu deren Gunsten er früher geschaffen worden ist, sei im allgemeinen ausreichend beschäftigt, habe ihre Erzeugnisse bis jetzt glatt abgesetzt und auch die Lagerbestände abbefördert. Eine Notlage liege bei ihr daher nicht mehr vor. Durch die Aufhebung dieses Tarifes werde weiterhin wieder die wünschenswerte einheitliche Tarifierung der Wegebaustoffe für das gesamte deutsche Reichsbahngebiet erzielt.

Schließlich soll auch der Ausnahmetarif 5c für Steingrus und Steinsplitt mit dem Ausnahmetarif 5 vereinigt werden, d. h. auch dieses Material soll, auch wenn es ungewaschen ist, zu einem Satz, der 30% unter Klasse F liegt, gefahren werden, gegenüber einer Ermäßigung von bislang 35%.

Es ist verständlich, wenn gegen diese geplanten Änderungen, die in mancher Hinsicht eine Verteuerung bei Bezug der Wege-, Bahn-, Wasserbau- und Betonbaustoffe herbeiführen sollten, in den Kreisen der Baustoffindustrien, der Bauindustrie, der Wegebaupflichtigen usw. lebhafter Widerspruch erhoben wurde. Der Reichseisenbahnrat hat sich daher in seiner Sitzung am 19. Mai nicht ohne weiteres dazu bereit erklären können, der Vorlage des Reichsverkehrsministeriums zuzustimmen. Die Angelegenheit ist vielmehr dem neugebildeten „Ständigen Ausschuß" des Reichseisenbahnrates zugewiesen worden, der aus 8 Vertretern von Industrie, Gewerbe, Handel, Verkehr und Schiffahrt, 4 Vertretern der Land- und Forstwirtschaft und 4 Vertretern der Arbeitnehmer zusammengesetzt ist. Die Frage verdient weiterhin ernste Aufmerksamkeit der Bauindustrie, insbesondere des Beton- und Tiefbaues.

Verbandsmitteilungen.

Hauptversammlung 1926 des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. Am 10. und 11. Mai 1926 fanden in Baden-Baden die gut besuchten Hauptversammlungen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. statt. In das Präsidium des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. wurden gewählt: die Herren Direktor Baurat F. Grages, Frankfurt a. M.; Generaldirektor Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. O. Meyer, Frankfurt a. M.; Kommerzienrat Julius Berger, Berlin; Direktor Ernst Dyckerhoff, Biebrich a. Rh.; Direktor Max König, Berlin; Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott, Berlin; Baumeister Max Pommer, Leipzig; Direktor Dr.-Ing. e. h. Kreß, Berlin; Direktor Dr. Weidert, Berlin. Die bisherigen Verbandsvorsitzenden beider Verbände, und zwar für den Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland E. V. Herr Direktor Baurat Grages, Frankfurt a. M. und für den Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. Herr Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Langelott, Berlin, wurden wiedergewählt.

Bei Beratung der sozialpolitischen Angelegenheiten entspann sich eine lebhafte Aussprache über die Probleme der Arbeitszeit und der Löhne. Übereinstimmend wurde die Ansicht vertreten, daß die schlechte Wirtschaftslage dazu zwinge, die Bauarbeiterlöhne wieder mehr in den allgemeinen Rahmen einzupassen, als dies seit dem Sommer 1925 der Fall war.

In der Versammlung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. wurde die Verabschiedung der „Allgemeinen Vergebungsbestimmungen und Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen" durch das Plenum des Reichsverdingungsausschusses begrüßt. Es wurde als wünschenswert bezeichnet, daß die umfassende Arbeit, die innerhalb des Reichsverdingungsausschusses auf dem Gebiete des Vergebungs- und Vertragswesens geleistet worden ist, auch zur praktischen Durchführung und damit zu deren Normalisierung unter Befreiung vom überflüssigen Ballast führen möge. Es wurde beschlossen, für die unveränderte einheitliche Einführung der Verdingungsordnung im Reich, in den Ländern und Gemeinden zu wirken.

Einzelne Materien des Verdingungswesens fanden eingehende Erörterung. Es wurde betont, daß ein leistungsfähiges Gewerbe des Eisenbeton- und Tiefbaues notwendigerweise auf einen großen Wirkungskreis eingestellt und damit als Wandergewerbe aufgezogen werden müsse. Im eigensten Interesse der Auftraggeber liege es, bei derartigen Spezialaufträgen sich nicht engherzig auf das ortsansässige Gewerbe zu beschränken. Die Kosten der Projektarbeiten sind bei der großen Zahl der öffentlichen Ausschreibungen im Eisenbeton- und Tiefbau heute eine unerträglich hohe Belastung der Betriebe. Die Zahl der Bewerber ist so groß, daß deren unnütz aufgewandte Kosten für Kalkulation, statische Berechnungen, Ortsbesichtigung und etwaige Entwürfe unter Umständen ganz außer Verhältnis zu den Kosten des Objektes selbst stehen. Diese unproduktive Belastung ist gerade unter den heutigen Verhältnissen so erheblich, daß die ausschreibenden Stellen erneut hierauf hingewiesen werden sollen. Die Bevorzugung von Unternehmen, welche Lehrlinge ausbilden, darf nicht zu einer Schädigung der Firmen der Bauindustrie erwachsen, die ihrerseits unter den schwierigsten Umständen ebenfalls für die Heranziehung des Nachwuchses, wenn auch nicht in handwerksmäßiger Form, besorgt sind. Die Eisenbetonbauunternehmungen bilden seit vielen Jahren Lehrlinge („Industrielehrlinge") in ordnungsmäßiger Lehrzeit zu Zementfacharbeitern aus. Sie unterstützen den Ausbildungsgang der Ingenieure durch weitgehende Aufnahme von Baupraktikanten.

Die vom Reichswirtschaftsministerium aufgeworfene Titelfrage (Baumeistertitel) wurde nur kurz gestreift, da das Gewerbe zurzeit schwerere Sorgen habe. Auch über die unzeitgemäße Eingabe der Maurer- und Zimmererinnungen zur Einführung des Konzessionszwanges im Baugewerbe wurde kurz hinweggegangen.

Die Versammlung nahm den Bericht über die Verhandlungen mit der Zementindustrie über die Senkung der Zementpreise, Gewährung von Rabatten, Lieferungs- und Zahlungsbedingungen mit besonderer Aufmerksamkeit entgegen, und es wurde der Wunsch ausgesprochen, daß diese Verhandlungen zu einem für beide Seiten annehmbaren Ergebnis führen möchten.

In der Aussprache über die von der Reichsbahn-Gesellschaft geplante Neuregelung der Wegebau- und Betonbauausnahmetarife wurde gegen eine Verteuerung der Frachtsätze für Sand, Kies, Grand Einspruch erhoben. Vom Reichseisenbahnrat wurde erwartet, daß er den berechtigten Interessen des Eisenbeton- und Tiefbaues bei Bemessung der Frachtsätze Rechnung trägt.

Die Hauptversammlung hat fernerhin mit lebhaftem Bedauern festgestellt, daß in den Gewerbesteuergesetzen von Preußen, Sachsen, Hamburg usw. noch an der ungerechten Besteuerung nach der Lohnsumme festgehalten wird. Sie forderte, daß der im Badischen Steuerverteilungsgesetz niedergelegte Grundsatz, zu dem sich auch die Bayerische Regierung bekannt hat, auch in den anderen Ländern zur Geltung kommt, nach welchem Steuern, die nach der Zahl der Beschäftigten oder nach der Lohnsumme erhoben werden, unzulässig sind. Das gleiche wurde auch hinsichtlich der Erhebung der Berufsschulbeiträge in Preußen gefordert.

Im Anschluß an die Tagungen fand neben geselligen Veranstaltungen eine Besichtigung der Schwarzenbachtalsperre im Oberen Schwarzwald statt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 29. April 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 107 166. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Gestell zum Abstützen der Rundholzeinlagen für den Grubenausbau. 15. XI. 22.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 112 051. Adolf Baron, Beuthen O.-S. Nachgiebiger Ausbau nach Patent 407 822; Zus. z. Pat. 407 822. 15. XII. 23.

Kl. 5 c, Gr. 4. B 116 149. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Grubenausbau. 16. X. 24.

Kl. 5 d, Gr. 17. K 93 371. Heinrich Kluse, Karnap. Aufhängevorrichtung für Rohrleitungen. 9. III. 25.

Kl. 19 b, Gr. 1. D 42 121. Rudolf Diederich u. Josef Schubert, Wien; Vertr.: H. Fieth, Pat.-Anw., Nürnberg. Antrieb mit Kuppelung für gelenkig aufgehängte Kehrwalzen an Straßenwasch- und Kehrmaschinen. 21. VII. 22. Österreich 26. III. 22.

Kl. 19 b, Gr. 1. H 94 419. Hansa-Lloyd Werke, Akt.-Ges., Bremen. Straßenkehrer. 30. V. 24.

Kl. 19 c, Gr. 3. Z 15 005. Carl Zwinkau, Berlin, Zossener Straße 50. Asphalt- und Teerschotter-Beläge für Straßen. 30. I. 25.

Kl. 20 h, Gr. 6. K 96 804. Siegfried Klein, Berlin, Levetzowstraße 11a. In sich bewegliches transportables Hilfsgleis zum Aufgleisen von Straßenbahnfahrzeugen an beliebigen Straßenpunkten. 25. XI. 25.

Kl. 37 a, Gr. 7. K 93 412. Fa. Kothe & Emge, Chem. Fabrik, Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Einbringen von schwammvernichtenden flüssigen und festen Stoffen im Mauerwerk. 9. III. 25.

Kl. 37 c, Gr. 8. D 42 494. Deutsche Glasbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee. Befestigung der Deckleiste für die Glasplatten bei kittlosen Glasdächern auf Eisenbetonsprossen mit Längsrippen. 3. X. 22.

Kl. 37 e, Gr. 1. J 25 229. Fa. Franz Jänicke & Co., G. m. b. H., Berlin. Zerlegbares Baugerüst. 1. X. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. R 64 035. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Wentzel, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Mischmaschine mit zweiteiliger Mischtrommel. 18. IV. 25. Schweiz 14. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 34. S 62 760. Hans Siegwart, Luzern, Schweiz; Vertr.: O. E. Zoepke, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Maschine zur Herstellung von Betonröhren u. dgl. durch schraubenförmiges Aufwickeln eines Betonstreifens auf einen Formkern. 27. IV. 23. Schweiz 21. IV. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. F 57 748. Fabrik für Brückenbau-Eisenkonstruktion Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., Tiefbau-Abteilung, Berlin-Wilmersdorf. Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser. 7. I. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 29. April 1926.

Kl. 20 i, Gr. 11. 429 227. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ldt., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Betätigung von Schienenweichen und Signalen. 1. IV. 25. W 68 955. Großbritannien 8. IV. 24.

Kl. 20 i, Gr. 11. 429 291. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung für mehrflügelige Signale. 17. V. 25. S 70 027.

Kl. 20 i, Gr. 16. 429 228. Louis Laspeyres, Paris; Vertr: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektropneumatische Stellvorrichtung für die Weichen von Gleisschienen. 19. IX. 25. L 64 051. Frankreich 24. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 27. 429 229. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zum Übermitteln von Nachrichten auf Bahnsteigen o. dgl. an die Reisenden. 10. II. 25. A 44 164.

Kl. 20 i, Gr. 27. 429 230. Béla von Marton, Dánszentmiklos, u. Dipl.-Ing. Sandor von Farkas, Budapest; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Selbsttätiger elektrischer Stationsanzeiger. 12. VIII. 25. M 90 916.

Kl. 35 b, Gr. 1. 429 119. Lauchhammer-Rheinmetall A.-G., Berlin. Auslegerlaufkran. 18. VIII. 25. L 63 859.

Kl. 35 b, Gr. 3. 429 293. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Fahrbarer Drehkran. 25. VII. 25. M 90 681.

Kl. 37 b, Gr. 3. 429 237. Fa. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Abspannung für Maste, insbes. für solche der drahtlosen Telegraphie; Zus. z. Pat. 316 956. 1. XI. 24. H 99 076.

Kl. 80 a, Gr. 20. 429 325. Heinrich Schlegel, Königshütte, Poln. O.-Schl.; Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Walzverfahren nebst Vorrichtung zur Herstellung von Blöcken, insbes. aus Leichtbeton. 9. X. 24. Sch 71 748.

Kl. 81 e, Gr. 127. 429 206. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 19. X. 24. A 43 266.

Kl. 84 d, Gr. 2. 429 329. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Bagger für abwechselnden Löffel- und Greiferbetrieb; Zus. z. Pat. 395 890. 21. III. 23. O 13 594.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandausgleiches auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkranen". Von Dr. Luz David, Magistratsbaurat, Berlin. Guido Hackebeil A.-G. Berlin, 1926. Preis: RM. 3,—.

Die einen knappen Auszug aus der etwa vor 12 Jahren entstandenen Doktorarbeit des Verfassers umfassende Schrift enthält weit mehr als der Titel verspricht, nämlich eine recht übersichtlich und geschickt behandelte Zusammenfassung der mannigfachen Beanspruchungen fahrbarer Verladebrücken. In einem vollständig durchgerechneten Beispiel wird die Frage der für verschiedene Belastungsfälle zu wählenden Beanspruchungen recht aufmerksam und sachlich geprüft. Für die in Fahrt befindliche Brücke ist den Stoß- und Wechselwirkungen durch Ermittlung der zulässigen Beanspruchung nach der Formel von Häseler Rechnung getragen. Hierbei ermittelt Verfasser eine Durchschnittsbeanspruchung von 860 kg/cm² für St. 37, einen Wert, der dem in der Praxis gebräuchlichen nahekommt. Auch Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte sind genau berechnet, wenngleich sie bei der geringen Fahrgeschwindigkeit des gewählten Beispiels ganz unbedeutend ausfallen.

Neu ist eine sorgsame Untersuchung des Einflusses der Fahrwiderstände bei den verschiedenen üblichen Fahrwerksanordnungen. Die Inanspruchnahme, die bei Verladebrücken ohne Kuppelwelle bzw. Kuppelvorrichtung durch Vorauseilen des weniger belasteten Brückenendes zustande kommt, ist ausführlich dargelegt.

Der Bemessung der Brückenkonstruktion schließt sich eine Berechnung des Fahrwerkes an, welche sogar auf die Laufachsen ausgedehnt ist. Wünschenswert wären hier einige ergänzende Bemerkungen über die erforderlichen Abmessungen der Laufräder, besonders für hohe Raddrucke.

Vergleichende Gewichts- und Kostenermittlungen für zwei verschiedenartige Anordnungen ergeben eine wirtschaftliche Überlegenheit für das Fahrwerk mit zwei gekuppelten Motoren. Allerdings hat auch die teuere Anordnung des getrennten Einzelantriebes beider Stützen nicht zu unterschätzende Vorteile, nämlich: größere Steifigkeit der Brücke und geringere Betriebskosten.

Sehr beachtlich ist eine vom Verfasser im Nachwort gegebene Anregung zur Aufstellung einheitlicher Berechnungsvorschriften für Verladebrücken.

Druck und Ausstattung des Schriftchens sind recht gut. Das Schriftchen bietet dem entwerfenden und konstruierenden Ingenieur einen ganz vorzüglichen Leitfaden. R.

Die Elemente der Differential- und Integralrechnung. Von Prof. Dr. K. Düsing. 8. Aufl. Dr. Max Jänecke, Leipzig, 1925. 131 Seiten. Preis RM. 3,45.

Die vorliegende achte Auflage dieses auf geometrischer Grundlage aufgebauten kurzen Lehrganges der Elemente der Differential- und Integralrechnung wurde nach dem Tode des Verfassers von Prof. Wilde bearbeitet. Sie bringt außer einigen Erweiterungen des Stoffes auch eine Vermehrung der Aufgaben und dürfte damit den mit der Zeit gewachsenen Anforderungen technischer Mittelschulen, für welche es in erster Linie bestimmt ist, gerecht werden. Vielleicht hätte etwas mehr Wert auf Ausstattung hinsichtlich Papier und Druck gelegt werden können. Js.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu"! Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

Unbekannt verzogene Herren.

(Fortsetzung aus Heft 21.)

Kardamakis, Anthémios, Dr.-Ing., Köln a. Rhein, Hohenzollernring 77, angeblich nach Griechenland verzogen.
Kirn, Wilhelm, Bauingenieur, Königsberg i. Pr., Lobeckstr. 18.
Kisselitschky, Dimiter, stud. ing., Karlsruhe, Waldhornstr. 28, angeblich nach Bulgarien verzogen.
Kahn, Moses, cand. ing., Berlin W 35, Derfflingerstr. 20.
Klameth, Edmund, Ingenieur, Berlin N 106, Schönhauser Allee 128.
Klockow, Fritz, cand. ing., Hannover, Am Judenkirchhof 9.
Knoblauch, Adolf, Reg.-Baumeister, Mannheim, Große Merselstr. 13.
Kockelmann, Franz, Reg.-Bauführer, Datteln i. W., Castroper Str. 86
Körte, Gustav, stud. ing., Hannover, Callinstr. 1.
Krauss, Ludwig, Dipl.-Ing., Bln.-Friedenau, Hähnelstr. 14.
Kruse, Friedrich, Dipl.-Ing., Heidelberg, Kronprinzenstr. 39.
Kruse, Hans, Reg.-Bauführer, Berlin N 24, Artilleriestr. 9.
Lebsanft, Helmut, Reg.-Baumeister, Hanau a. M., Vor der Königsbrücke 9 b.
Lejawa, Nicolos, Dipl.-Ing., Berlin NW 87, Solinger Str. 7, angeblich nach Bulgarien verzogen.
Lietz, Bruno, Dipl.-Ing., Bitterfeld, Innere Zötiger Str. 38.
Loew, Fritz, Dipl.-Ing., Zagreb (Jugoslawien), Tuskauer Str. 18 b.
Lübke, Walter, Dipl.-Ing., Dortmund, Bremer Str. 14.
Maglakelidze, Michael, cand. ing., Charlottenburg, Wernigeroder Str. 31.
Mahner, Albert, Dipl.-Ing., Berlin-Friedenau, Rubensstr. 31.
Mewis, Willy, Dipl.-Ing., Friedland (Ostpr.).
Meyer, Eugen, Reg.-Bauführer, Charlottenburg, Schillerstr. 92.
Michalski, Alfred, Reg.-Baumeister, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 54.
Mielke, Friedrich, Bauingenieur, Charlottenburg, Holtzendorffstr. 19.
Müller, Alfons, Dipl.-Ing., München, Lucile-Grahn-Str. 47.
Neuendorff, Hans, cand. ing., Nicolassee.
Mitzsche, Alfred, cand. ing., Charlottenburg, Englische Str. 28.
Partos, Emerich, Dipl.-Ing., Köln a. Rhein, Schillingstr. 37.
Petschke, Otto, Reg.-Bauführer, Wesel, Am Rheinglacis 8.
Proschwitzsch, Walther, Reg.-Baumeister, Königsberg i. Pr., Tragheimer Pulverstr. 10.
Rauber, Heinrich, Dipl.-Ing., Bürstadt b. Benzheim.
Reichle, Ernst, Reg.-Baumeister, Mannheim, Jungbuschstr. 20.
Reimhold, Heinrich, Dipl.-Ing., München-Nymphenburg, Asternallee.
Rohmann, Adolf, Reg.-Bauführer, Helminghausen b. Bredelar.
Röhrig, Hans, Dipl.-Ing., Kraiburg a. Inn 2 (Oberbayern).
Sachs, Erich, Dipl.-Ing., Bln.-Dahlem, Falkenried 12.
Schandel, Erich, Ingenieur, Mannheim, Lameystr. 11.
Schnatenberg, Gustav, stud. ing., München, Knöbelstr. 18.
Schorlemmer, Richard, Ingenieur, Strelitz (Alt), Neubrandenburger Str. 10.
Schröder, Heinrich, Dipl.-Ing., Hamburg 26, Rumpfsweg 4.
Schuegraf, Max, Reg.-Baumeister, Nürnberg, Bleichstr. 24.
Schuster, Johannes, Reg.-Bauführer, Hildesheim, Bergsteinweg 39

(Weitere Namen folgen.)

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 4. Juni 1926 Heft 23

FÖRDERTURM IN EISENBETON AUF „VEREINIGT FELD“ IN HOHNDORF, ERZG.

Nach einem Vortrage vor dem Deutschen Beton-Verein.

Von o. Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg i. S.

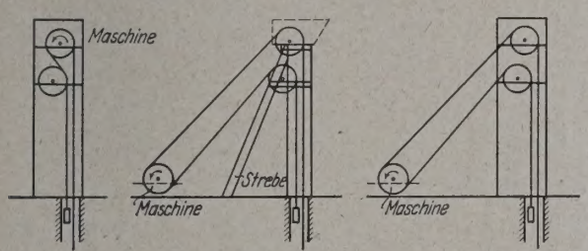
Einleitung.

Unter den Bauwerken über Tage auf dem Gebiete des Bergbaues stellen die Fördertürme und Fördergerüste eine interessante Gruppe dar. Ihr Entwurf bietet lohnende Aufgaben sowohl in konstruktiver Hinsicht wie in der statischen Berechnung.

In Eisenbeton sind sie, vor allem im Auslande, schon in großer Zahl ausgeführt und haben durch ihre Bewährung die Brauchbarkeit des Eisenbetons auch für diese nach Zweck und Belastung eigenartigen Bauwerke dargetan, also auf einem Gebiete, das früher ausschließlich vom Eisen beherrscht war.

Im folgenden soll ein Förderturm etwas näher beschrieben werden, der von den wenigen Ausführungen, die wir bis jetzt in Deutschland haben, wohl die neueste darstellt. Um ihn nach seiner Eigenart zu kennzeichnen, sei der Zweck und die Bauweise der Fördertürme und Fördergerüste in wenigen Worten dargestellt.

Ihr Zweck ist folgender (Abb. 1): Sie tragen die Seilscheiben, d. h. hochgelegene Umlenkrollen für die Förderseile, die die beladenen Gestelle aus der Tiefe heraufziehen und die



a) Maschine oben auf dem Turm. b) Maschine neben dem Gerüst bzw. Gerüst mit Strebe. c) Turm. Turm ohne Strebe.

Abb. 1. Arten der Fördertürme und -gerüste.

leeren Gestelle hinablassen. Die Höhenlage dieser Seilscheiben ist dadurch bedingt, daß das Seil nach der Fördermaschine hin, wenn diese neben dem Gerüst steht, nicht zu flach verlaufen darf; ferner dadurch, daß die Hängebank, wo die Gestelle entleert werden, eine ziemliche Höhe über Gelände besitzen muß, damit die Wagen mit Gefälle zu den Verarbeitungs- oder Stapelstellen laufen können, ferner durch die neuerdings sehr große Höhe der Gestelle, die häufig 3 und 4 Etagen haben, und endlich dadurch, daß über der Hängebank, an der die Gestelle normalerweise zum Halten kommen, noch eine vorgeschriebene Höhe vorhanden sein muß bis zur Seilscheibe, damit im Falle einer Unachtsamkeit des Maschinenführers doch noch eine ausreichende Strecke als Bremsweg zur Verfügung steht. So ergeben sich heutigen Tages Höhen der Bauwerke von 40 m bis über 50 m.

Die Fördertürme und -gerüste sind auch dadurch gekennzeichnet, daß sie große Kräfte aus den Seillasten aufzunehmen haben. Der Seilzug bei normalem Betrieb beläuft sich auf etwa 20 t im Mittel; eine Seilscheibe überträgt also rd. 40 t auf ihr Lager. Im Falle des Seilbruches wachsen die Kräfte aber auf das 6—10fache der Betriebslasten.

Den besten Überblick über die Bauweisen erhalten wir, wenn wir sie nach der Art der Aufnahme und der Übertragung der Lasten zusammenstellen; wir haben zu unterscheiden:

A. Fördertürme, bei denen die treibende Fördermaschine oben auf dem Turm steht, und wo die Seile von der direkt mit der Maschine gekuppelten Treibscheibe aus lotrecht nach unten gehen. Auch der Maschinenführer hat seinen Stand oben (Abb. 1a). Die Seile liegen also vollständig innerhalb des Turmes. Solche Türme erfahren durch die Seilkräfte nur lotrechte Belastung. Bauwerke dieser Art sind ausgeführt:

1. Camphausen, Steinkohlenbergwerk, Saarrevier. — Arm. Beton 1911, Heft 7. — D. Bztg. 1911, Nr. 10. — Ztschr. f. Betonbau 1913.

2. Kleinschierstedt, Anhaltische Salzwerksdirektion. Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Aufl, 8. Band, Bergbau und Hüttenwesen.

3. Franz-Joseph-Schacht in Pécs in Ungarn, Kuklaschacht in Oslawan. Siehe ebenda und Bergbau und Hütte 1919, S. 19 und 1918, S. 225.

4. Schacht St. Gilles des Steinkohlenwerkes La Haye in Lüttich, siehe ebenda und Revue universelle des Mines, Bd. IX, Nr. 5 vom 1. 6. 1921.

5. Holländische Staatl. Steinkohlenwerke, Schacht Maurits. Der Bauingenieur 1924, Heft 17.

B. Die andere große Gruppe ist dadurch gekennzeichnet, daß die Maschine in Geländehöhe in einem besonderen Maschinenhaus neben dem Turm und in oft recht erheblicher Entfernung von ihm steht (Abb. 1b und 1c). Die Seile gehen schräg vom Turm nach dem Maschinenhaus, belasten den Turm also außer in lotrechtem auch stark in wagerechtem Sinne.

Zur Aufnahme der Schrägkräfte ist meist eine Schrägstrebe vorhanden, im allgemeinen in Richtung der Resultierenden aus den lotrechten und den schrägen Seilzügen angeordnet (Abb. 1b). Das hier verwendete Prinzip des Bockgerüstes läßt deshalb hier auch die Bezeichnung Fördergerüst am richtigsten erscheinen. Diese Gestaltung schließt sich eng an die eisernen Vorbilder an und ergibt zweifellos die leichtesten Bauwerke, da die sämtlichen Seilkräfte eigentlich nur auf die Schrägstrebe wirken. In Deutschland haben wir bisher nur eine solche Ausführung in Eisenbeton[1]), dafür aber im Auslande zahlreiche, und zwar mehrere in England und zahlreiche in Belgien und Frankreich. Vgl. Handb. für Eisenbetonbau, 3. Auflage, 8. Bd., Bergbau und Hüttenwesen, und „Glückauf“ 1921, Nr. 38, 39 und 40; 1922, Nr. 30, sowie Engineering 1920, Bd. 2, S. 499; 1923 vom 5. Jan. — Concrete and Constructional Engineering, Nr. 6, vom Juni 1925. Coll. Guardian 1921, S. 866. — Revue universelle des mines Bd. IX, Nr. 5 vom 1. Juni 1921.

Während die Gerüste meist wagerechte Verbindungen zwischen den Streben und dem Führungsgerüst aufweisen, hat man diese bei einigen Ausführungen sogar ganz weggelassen und die Strebe von der Seilscheibenbühne bis zu ihrem Fußpunkt vollkommen frei geführt. Es entspricht das durchaus

[1]) Fördergerüst in Peiting (Staatl. bayr. Kohlenbergwerk), ausgeführt von Wayß & Freytag A.-G. Bautechnik 1923, S. 424.

der Bauweise in Eisen. Als Beispiel sei ein Fördergerüst in Limburg (Belgien)[2]) angeführt. Die Strebe besitzt eine Länge von rd. 40 m und hat eine Kraft von 212 t aufzunehmen. Sie wird außerdem durch ihr Eigengewicht auf Biegung beansprucht. Aus diesem Grunde hat man ihre Mittellinie nicht gerade geführt, sondern ihr einen Stich nach oben gegeben, damit die Längskraft, wenn sie wirkt, dem Biegungsmoment ein nach oben wirkendes Moment entgegensetzt.

Im übrigen hat man bei den neueren Ausführungen den Grundsatz verfolgt, das ganze Fördergerüst, soweit es innerhalb der Schachthalle steht, von dieser vollkommen getrennt zu halten und einen Zwischenraum zwischen beiden zu lassen,

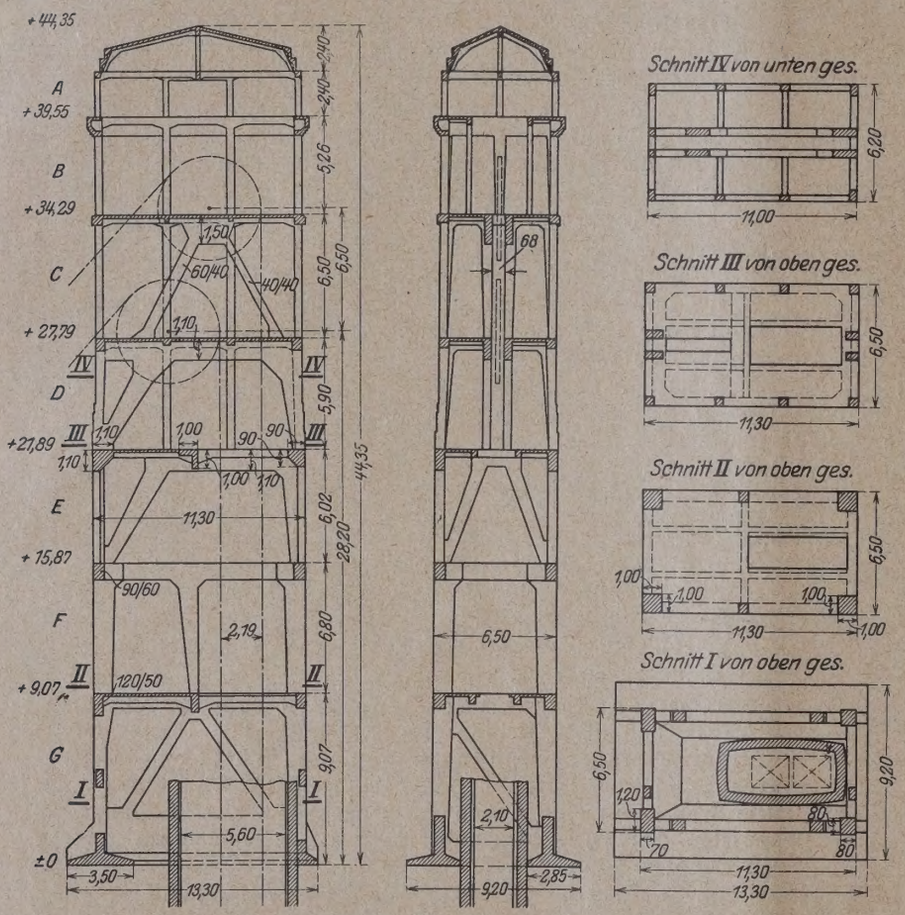


Abb. 2. Übersichtszeichnung.

damit die Schwingungen und Beanspruchungen des Gerüstes nicht auf die übrigen Bauteile übergehen.

In einer ganzen Reihe von Fällen hat man auch da, wo das Maschinenhaus neben dem Förderturm steht, der Seilzug also schräg verläuft, keine Schrägstreben angeordnet, sondern die Aufnahme der wagerechten Seilkräfte der Standfestigkeit des Turmes zugewiesen (Abb. 1c). Beispiele dieser Art sind:

a) Französische Ausführung der Gewerkschaft Hasard auf einem Schachte in Chératte (Revue universelle des mines 1921, S. 404).

b) Genau wie der schon unter A 5 erwähnte Förderturm auf holländischem Gebiet für die Staatsmijnen in Heerlen wird jetzt noch ein zweiter ebenfalls von der Firma Franz Schlüter ausgeführt, der aber auch schräge Seilzüge aufzunehmen hat, ohne daß in seiner Gestalt und in seiner Bauweise und Stützung eine Änderung eintritt.

c) Zu dieser Gruppe von Fördertürmen gehört auch der nachstehend näher zu beschreibende.

[2]) Revue univ. min. mét. 15. April 1922, S. 85. — Glückauf 1922, S. 918.

Förderturm der Gewerkschaft Gottes Segen, Betriebsabteilung Vereinigt Feld in Hohndorf (Erzgeb.).

Bei der Betriebsabteilung Vereinigt Feld sollte zur Verbilligung der Betriebskosten und, um einen der bestehenden drei Schächte für weitere Ausrichtungen freizumachen, die Förderung der in etwa 800 m Tiefe bauenden Kohlengrube auf den Schacht I vereinigt werden.

Vorhanden war bei diesem rechteckigen Schacht (1,84 × 6,43 m i. L.) eine für Bandseil eingerichtete Zwillingsdampfmaschine, die höchstens 20 Aufzüge in der Stunde mit je 4 Wagen, also 80 Wagen in der Stunde von je 700 kg Nutzlast leistete. Nach der Zusammenfassung der Förderung wurde für den 815 m tiefen Schacht eine stündliche Leistung von 140 Wagen nötig. Bei 18 m/sek. Höchstgeschwindigkeit und den erforderlichen Sturzpausen bei Umsetzbetrieb bedingt dies je Aufzug eine Förderung von 6 Wagen bei rund 24 Aufzügen in der Stunde. Mit Rücksicht auf den vorhandenen Schachtquerschnitt waren diese 6 Wagen in dreigeschossigen Fördergestellen mit je zwei Wagen nebeneinander unterzubringen. Mannschaftsfahrung war für die Anlage mit vorzusehen, und zwar sollte sich die Mannschaftsfahrung möglichst schnell abwickeln. In jedem Geschoß des Gestells können 14 Mann, zusammen also je Aufzug 42 Mann befördert werden.

Diesen Betriebserfordernissen war neben der alten Fördermaschine auch der vorhandene eiserne Seilscheibenstuhl nicht mehr gewachsen. Neben den sonstigen Neuanlagen machte sich deshalb auch ein neuer Förderturm notwendig.

Als Fördermaschine wurde mit Rücksicht auf die zu kleine elektrische Zentrale und auf die Möglichkeit der Abdampfverwertung eine Zwillingsdampfmaschine für 12 at Dampfdruck gewählt. Im Hinblick auf die große Teufe — 815 m — entschied man sich für eine Köpemaschine mit Seilgewichtsausgleich durch Unterseil. Die Treibscheibe der Maschine hat 6 m Durchmesser, die beiden in einer Ebene übereinander angeordneten Seilscheiben einen solchen von 5,5 m im Seillauf.

Durch die Lage der während der Umbauzeit in Betrieb zu haltenden alten Maschine und durch die Gelände- und Bebauungsverhältnisse sowie mit Rücksicht auf günstige Seilablenkung und statische Verhältnisse war die Stellung der neuen Maschine auf der Seite eines kurzen Schachtstoßes in Geländehöhe gegeben.

Für den über dem Schacht zur Aufnahme der Seilscheiben und des Führungsgerüstes der Fördergestelle zu errichtenden Förderturm kam außer der herkömmlichen Ausführung in Eisen auch Eisenbeton als Baustoff in Frage.

Die Gegenüberstellung der Kosten und Bauzeiten für die Ausführung des Seilscheibenturmes in Eisen und Eisenbeton zeigte im April 1922 wesentliche Vorteile zugunsten der Eisenbetonausführung. Unter Berücksichtigung aller Nebenarbeiten betrugen die Kosten

bei Ausführung in Eisen: rd. 3,50 Millionen Papiermark bei einer Bauzeit von 10,5 Monaten,

bei Ausführung in Eisenbeton: rd. 3,15 Millionen Papiermark bei einer Bauzeit von 6 Monaten.

Für den Eisenbeton sprach weiter der Fortfall jeglicher Unterhaltungskosten. Die Werksleitung entschloß sich daher zum Bau in Eisenbeton, zumal dabei die Möglichkeit bestand, die erforderlichen Materialien rasch und zu festen Preisen zu beschaffen, was beim Eisenbau nicht möglich gewesen wäre. Die spätere Preisentwicklung und Geldentwertung während der Bauzeit ließ erkennen, daß das Bauwerk mit der gewählten Bauweise tatsächlich geldlich wesentlich vorteilhafter erstellt

worden ist, als das bei Eisen der Fall gewesen wäre. Ein richtiger zahlenmäßiger Nachweis ist natürlich bei dem in der schärfsten Inflationszeit entstandenen Bauwerk nicht zu führen.

Maßgebend für die Abmessungen des Bauwerkes ist die wagerechte Entfernung der Fördermaschine vom Schacht und die Höhenlage der Seilscheiben. Erstere beträgt von Mitte Treibscheibe bis Mitte Schacht 23,335 m.

Mit Rücksicht auf die Höhe des Fördergestells und den behördlich geforderten freien Auslaufsweg von wenigstens 6 m ergab sich für die Mitte der untenliegenden Seilscheibe eine Höhe von 19,060 m über der Hängebank und für die obere von 25,560 m.

Der wagerechte Abstand der Seilscheibenachsen von der Köpescheibenachse beträgt 20,605 m bzw. 22,795 m und der Höhenunterschied 19,375 m bzw. 25,875 m.

Das Bauwerk selbst, ohne Streben ausgeführt, hat einen rechteckigen Grundriß von 11,3 × 6,5 m. Die längere Achse liegt in der Richtung des Seilzuges. Die Gesamthöhe des Turmes vom Fundament bis zum Dachfirst beträgt rund 44,5 m. Die neue Hängebank — gegenüber der alten um 2,21 m erhöht (hierdurch wird der Anschluß an einen bestehenden mechanischen Wagenumlauf erreicht) — liegt 9,07 m über der Gründung.

Die Belastungen, welche durch den Zweck des Bauwerkes bedingt werden, sind die folgenden:

Über dem oberen Seilscheibengeschoß B ist in Höhe + 39,55 eine Kranbahn vorgesehen, die vorerst zur Montage gedient hat, späterhin dazu benutzt werden kann, um die Seilscheibe samt Welle anzuhängen, wenn es gilt, Lagerschalen auszuwechseln.

Das Gewicht einer Seilscheibe mit Welle und Lager beträgt 7 t; es wird demgemäß die Betriebslast des Kranes zuzüglich Eigengewicht auf 7,5 t festgelegt. Der Achsabstand der Kranbalken ist 3,25 m.

Im übrigen setzen sich die Betriebslasten wie folgt zusammen:

2 Fördergestelle mit Zwischengeschirr, zus.	13 680 kg
12 leere Wagen je 400 kg, zusammen . .	4 800 „
4 Bergefüllungen je 900 kg, zusammen . .	3 600 „
2 Kohlefüllungen je 600 kg, zusammen .	1 200 „
870 m Oberseil, zusammen	9 570 „
870 m Unterseil, zusammen	9 570 „
2 Seilscheiben mit Lagern und Welle, je 7000 kg, zusammen	14 000 „
	56 420 kg

Hiernach ergibt sich als einfahrende Last: 1 Fördergestell + 6 leere Wagen + 870 m Seil = P_e = 18 810 kg; als ausfahrende Last: 1 Fördergestell + 6 leere Wagen + 4 Bergefüllungen + 2 Kohlefüllungen + 870 m Seil = P_a = 23 610 kg. Die Bruchlast des Seiles beträgt 182 000 kg, die maximale Seilgeschwindigkeit 18 m/sec.

Sie wird nach 20 sec. erreicht; da sie 18 m/sec. beträgt, ermittelt sich die Beschleunigung zu $p = \frac{18}{20} = 0{,}9$ m/sec².

Die Belastungen erhöhen sich also beim Anfahren um

$$P_e \cdot \frac{p}{g} = \frac{18\,810 \cdot 0{,}9}{9{,}81} = 1828 \text{ kg},$$

$$P_a \cdot \frac{p}{g} = \frac{23\,610 \cdot 0{,}9}{9{,}81} = 2166 \text{ kg},$$

d. h. auf 18 810 + 1828 = 20 638 kg als einfahrende Last,
23 610 + 2166 = 25 776 kg als ausfahrende Last.

Außer der Belastung bei normalem Betrieb war auch noch diejenige bei Seilbruch zu berücksichtigen; dabei tritt in dem einen Seiltrum eine Zugkraft von 182 t auf, in dem andern Seiltrum eine wesentlich geringere Kraft, die sich aus der Wirkung der Massenträgheit der bewegten Teile berechnet. Auf die Einzelheiten dieser Berechnung soll in einem späteren Aufsatz noch eingegangen werden.

Neben den Seilzugkräften aus der Betriebs- und der Seilbruchlast ist noch der Winddruck in Höhe von 150 kg/m² der getroffenen Fläche in Rechnung gestellt; es ergibt das für die Schmalseite des Bauwerks eine Windkraft von rd. 20 t in einer Höhe von 32,5 m über der Gründungssohle.

Als Belastung der Bühnen ist, da sie bei der Montage durch Maschinenteile belastet werden können, 1 t/m² angenommen; nur das untere Drittel (im Grundriß, Schnitt II) der Hängebank, Höhe + 9,07 m über Gründungssohle, ist für 2,8 t/m² berechnet, da dieser Teil bei Auswechslung der Fördergestelle ganz besonders starke Lasten zu tragen hat.

Zulässige Beanspruchungen und Standsicherheit. Bei der Berechnung sind die in der folgenden Tabelle angegebenen Werte für σ_b und σ_e zugelassen worden.

Bauteile und Belastungsfall	Im Beton σ_b	Im Eisen σ_e
a) Eigengewicht + Betriebslasten . . .	40	1200
b) Eigengew. + Betriebslast + Wind .	45	1300
c) Eigengewicht + Seilbruchlast . . .	60	1800
d) Eigengew. + Seilbruchlast + Wind .	65	1800

Auf die Frage der Standsicherheit wird in einem späteren Aufsatze noch eingegangen werden.

Der Bodendruck überschreitet in keinem Falle 2,5 at. Der Baugrund ist festes Rotliegendes, das eine sehr gute Tragfähigkeit aufweist.

Was die einzelnen Bedingungen für die Gestaltung des Bauwerkes anlangt, so wäre folgendes zu erwähnen: Der Betrieb des Werkes im allgemeinen und der Schachtanlage I im besonderen durfte durch die Arbeiten in keiner Weise behindert werden. Das bestehende Gebäude mit der darin befindlichen Fördermaschine mußte erhalten bleiben, damit während des Baues die Mannschaftsförderung ohne wesentliche Störung weiter vor sich ging. So war bei der Anlage der Decke in + 21,89 m Höhe auf die beiden vorhandenen Seilscheiben Rücksicht zu nehmen und so zu konstruieren, daß die Schalung gestellt werden konnte, ohne den Seilbetrieb zu stören. Ferner erhielt der Rahmenriegel in der Höhe + 15,87 seine Höhenlage durch die Bedingung, daß er an den Streben des alten eisernen Fördergerüstes und dem Seil der alten Förderung gerade noch vorbeigehen mußte. Auch für die eisernen Treppen, die vom Badehaus zu den eisernen Bühnen für das Ein- und Aussteigen der Mannschaft führen, mußte über der Hängebank eine ausreichende Höhe vorhanden sein, da entsprechend den dreietagigen Gestellen auch drei Bühnen übereinander für die Mannschaftsfahrung vorhanden sind. Zum Einbau der wegnehmbaren Eisenkonstruktion, welche die Podeste der einzelnen Bühnen bildet, wurde eine Unterstützung durch eine Eisenbetonstütze in der Umfassungslängsseite nötig (Geschoß F). Es war natürlich statthaft, diese Stütze zur Turmkonstruktion statisch zu verwerten.

Über der Hängebank (+ 9,07) mußte der Innenraum des Bauwerkes eine lichte Durchgangshöhe von 5,5 m bis zum nächsten Riegel (+ 15,87) und von 10,0 m bis zur nächsten Bühne aufweisen, dazu eine lichte Breite von 1,7 m von der Schachtöffnung bis zur Konstruktionsinnenkante. Dieses Maß wurde erforderlich, um die Fördergestelle aus- und einbauen zu können und um das Reservegestell, wenn nötig, im ganzen einzuhängen.

Für die Anordnung der Lager der beiden Seilscheiben war folgendes maßgebend:

Die Länge der Seilscheibenwelle ist 1250 mm, der Abstand der Wellenlagermitten 1000 mm, die größte Breite der Seilscheibennabe beträgt 400 mm, die Lagerbreite 320 mm; somit ermittelt sich der Lichtraum zwischen den Lagerstützen zu 680 mm (Abb. 2).

Die Lagerfläche ist mindestens 0,27 . 1,00 m groß. Bei ausfahrender Last ergibt sich

aus Seilscheibe, Welle und Lager	7 000 kg
„ Förderlast	23 610 kg
zus.	30 610 kg

also je Lager $\frac{30\,610}{2} = 15\,305$ kg.

Mitte Welle liegt 375 mm über Lagerunterkante, unter Berücksichtigung der Nietblechstärken rd. 400 mm.

Beim Entwurf des Bauwerkes wurde, um die Bauweise möglichst leicht zu gestalten, danach gestrebt, daß die Lasten der Seilscheiben die sie tragenden Teile möglichst nicht auf Biegung beanspruchen; es sind demgemäß (Abb. 3) zur Unterstützung der Seilscheiben ein Dreieckrahmen im Geschoß C und ein schiefer Viereckrahmen in dem darunter liegenden Geschoß D gewählt worden; die linken Beine liegen in Richtung der Seilzugresultierenden. Beide Rahmen stehen in der Mitte des Turmes, ganz eng nebeneinander. Es stört dies hier in keiner Weise, weil auf dem Turme nur die Leitscheiben stehen, keinerlei Brems- oder Steuervorrichtungen. Diese beiden Böcke sind das Haupttragwerk der Betriebslasten, alles übrige rund herum in den drei Obergeschossen dient nur zur Raumgestaltung und zum Tragen des Daches und der im Dachgeschoß liegenden Kraneinrichtung für das Aufwinden der Seilscheiben.

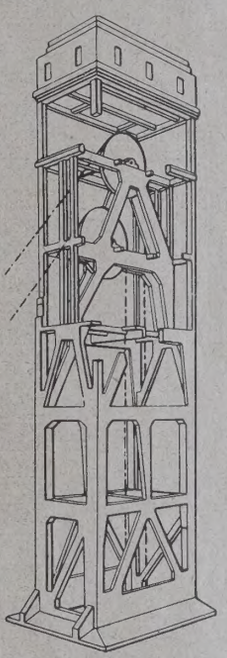


Abb. 3. Innenansicht des Bauwerks.

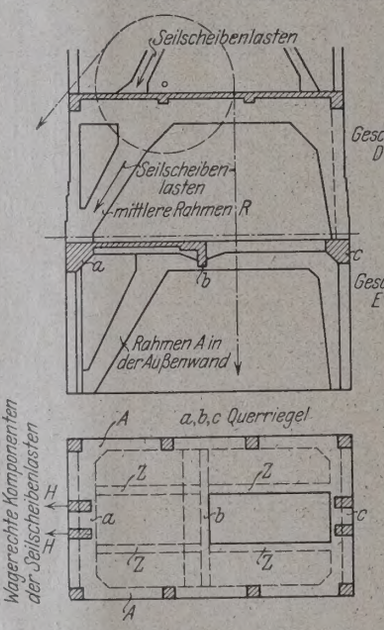


Abb. 4. Überleitung der wagerechten Kräfte aus den Betriebslasten in die Außenwände.

Da die unteren Geschosse E und F, wie schon ausgeführt, von allen Mittelstützen und dergl. frei sein müssen, so galt es, in der Höhe + 21,89 die Stützdrücke der mittleren Seilscheibenböcke in die Ecksäulen der darunterliegenden Geschosse überzuführen. Für die lotrechten Lasten geschieht das durch die beiden Trapezsprengwerke des Geschosses in den Schmalseiten. Die wagerechten Kräfte sind folgendermaßen überführt worden:

Die wagerechten Komponenten der Seilscheibenlasten, die in der Mitte des Querriegels a angreifen (vgl. Abb. 4) werden in der Decke in Höhe + 21,89 in die Außenwände übergeführt, und zwar auf

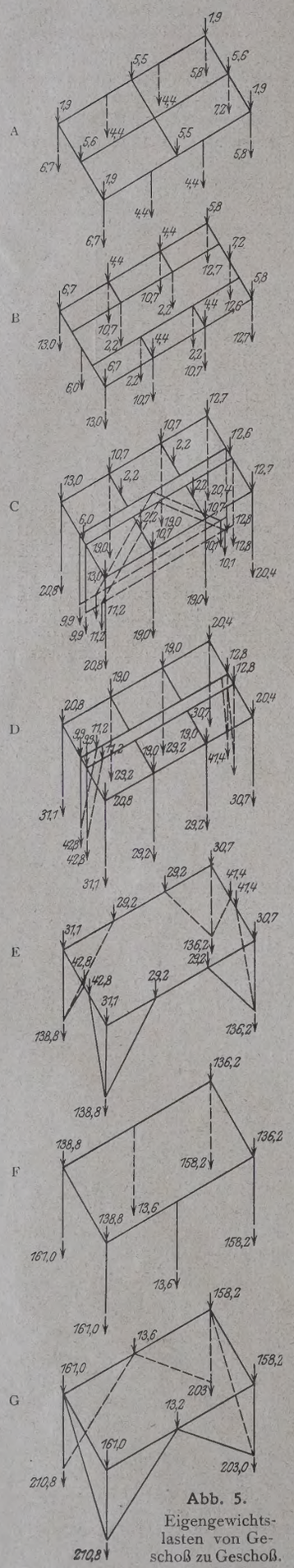


Abb. 5. Eigengewichtslasten von Geschoß zu Geschoß.

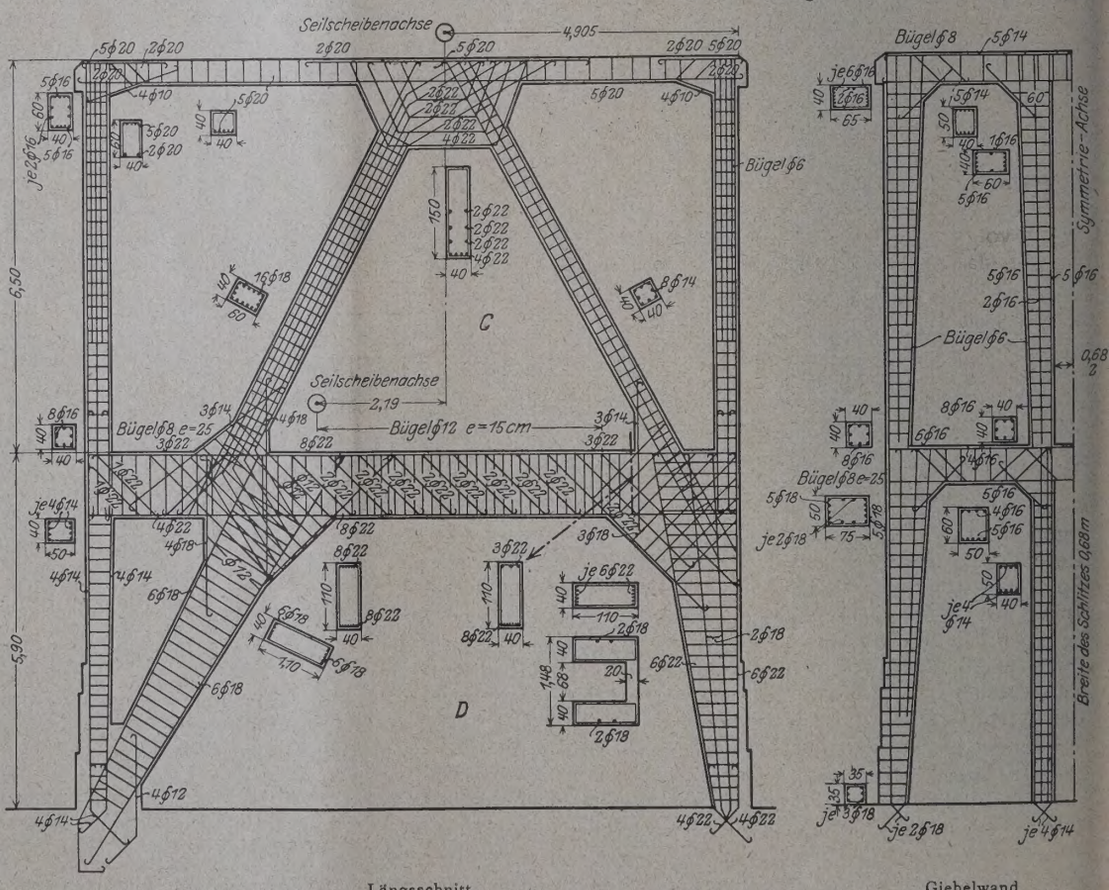


Abb. 6. Eiseneinlagen der beiden Seilscheibenböcke.

folgendem Wege: sie würden den Querriegel dazu stark auf Biegung beanspruchen; deshalb ist dieser durch die Zugbänder Z mit den Querriegeln b und c verbunden, so daß auch diese einen Teil der wagerechten Kräfte durch ihre Biegungssteifigkeit übernehmen und in die Außenwände überleiten. Sie nehmen hieran nach dem Verhältnis ihrer Trägheitsmomente teil, und zwar ist bei einer Größe der wagerechten Kräfte H von je 75 t die Zugkraft in den Zugbändern Z zwischen Querriegel a und b je 56 t, in den Zugbändern zwischen

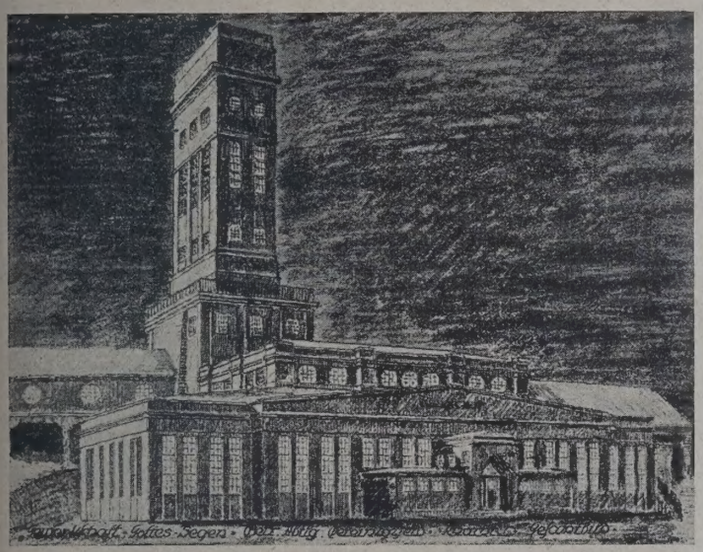


Abb. 7.

den Querriegeln b und c je 30 t. Das Tragwerk in der Außenwand der Längsseiten des Geschosses E ist ein kräftiger Rahmen mit einem schrägen Bein zur Aufnahme der großen wagerechten Kräfte, die in die beiden Riegel aus der Decke + 21,89 übertragen werden.

Das Tragwerk des Geschosses F durfte keine schräg liegenden Konstruktionsglieder erhalten, da überall die volle Durchgangsbreite zur Verfügung stehen mußte. Um die großen wagerechten Kräfte zuverlässig aufnehmen zu können, war es erforderlich, in den Längswänden außer den beiden Ecksäulen des Rahmens noch eine mittlere Zwischensäule anzuordnen, die in der im Längsschnitt der Abb. 2 gezeichneten Weise von der Betriebsleitung gerade noch zugestanden werden konnte, da sie gleichzeitig, wie schon ausgeführt, als lotrechte Stütze für eiserne Treppeneinbauten dient. Dagegen hat das Geschoß G richtige Fachwerkausgestaltung erhalten können, da in ihm kein Betrieb umgeht.

In den Geschossen A, B, C und D werden die im Längs- und Querschnitt gezeichneten Tragteile noch von einer 8—10 cm starken Eisenbetonwand umkleidet; die Geschosse E, F und G haben diese Wand natürlich nicht, da sie im Innern der Schachthalle liegen.

Die Weiterleitung der Eigengewichtslasten des Eisenbetonbauwerkes vom Dach nach der Gründungssohle hinunter und ihre Zunahme von Geschoß zu Geschoß zeigt die Abb. 5.

Abb. 6 gibt die Eiseneinlagen der beiden Seilscheibenböcke in den Geschossen C und D wieder sowie die Eiseneinlagen in der Giebelwand. Da in dieser ein sehr hoher Schlitz für den Austritt der Seile nach dem Maschinenhaus hin vorhanden sein muß, so entstehen zwei sehr schmale und hohe Doppelrahmen, die eine Weite von nur 2,76 m und eine Höhe von 5,90 und 6,50 m haben. Ebenso sind die beiden eigentlichen Seilscheibenstühle in den Geschossen C und D, also auf der gleichen Höhe, sowohl in der Giebelwand auf der Seite des Maschinenhauses wie auch innerhalb des Turmes nicht miteinander verbunden. Die seitliche Steifigkeit der Geschosse C und D quer zur Ebene der Seilscheiben muß also durch die Biegungsfestigkeit der oben erwähnten hohen Doppelrahmen gewährleistet werden.

Abb. 8.

Die Ausführung des Bauwerkes lag in den Händen der Firma Walther Rüde, Eisenbetonbau, Filiale Zwickau, Sa.; der Entwurf und die Berechnung ist von mir zusammen mit vorgenannter Firma aufgestellt worden.

Die architektonische Gestaltung des Förderturmes wie der übrigen Bauwerke hat Architekt BDA Paul Beckert, Lichtenstein-Callnberg, durchgeführt.

Der Förderturm steht seit längerer Zeit in Betrieb und hat sich vollkommen bewährt.

PRAKTISCHE NÄHERUNGSFORMELN FÜR DEN HÖCHSTSCHWALL IN SCHACHTWASSERSCHLÖSSERN.

Von Ing. Dr. F. Sitte, Brünn[1]).

In einem am unteren Ende einer druckhaften Kraftwasserfernleitung (Druckstollen, Druckrohr oder Rohrstollen) gelegenen zylindrischen Behälter, dem Schachtwasserschlosse, treten bei plötzlicher Änderung der Abflußmenge bekanntlich Spiegelschwingungen auf, von deren Verlauf den entwerfenden Ingenieur in erster Linie der größte Ausschlag y_1 des Schloßspiegels über den Stauseespiegel interessiert.

Unter den üblichen Voraussetzungen des Stollenwasserschloßproblems, nämlich: ursprünglicher Beharrungszustand der Strömung, plötzliches volles Schließen der Absperrvorrichtungen, unveränderlicher Stauseespiegel, Stromfadentheorie, quadratisches Widerstandsgesetz, Vernachlässigung der Reibungswiderstände und der Massenträgheit für das Fließen im Schlosse und Stausee, Vernachlässigung der Elastizitäten von Wasser und Leitungswand sowie auch des Einflusses der Fallrohrleitung und der Turbinenregler gilt, wenn ferner weder ein Überfall in Tätigkeit tritt noch ein Zwischenwasserschloß vorhanden ist, als strenge Lösung die Forchheimersche logarithmische Schwallgleichung[2]):

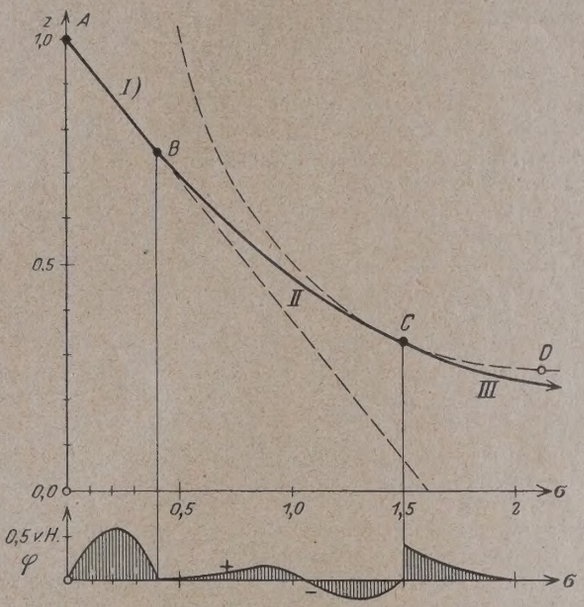
$$(1-\Gamma y_1) - \log \text{nat}\,(1-\Gamma y_1) = 1+\Gamma h_0.$$

Darin bedeuten: h_0 = absolutes Fließgefälle für den Höchstdurchfluß der Leitung $= \mu v_0^2$, v_0 = größte Geschwindigkeit in der Zuleitung, Γ = Wasserschloßkennziffer $= \mu \frac{2g}{l}\frac{F}{f}$, l = Leitungslänge, f = Leitungsquerschnitt, F = Wasserschloßquerschnitt, g = Beschleunigung der Schwere. $1/\Gamma$ hat die Dimension einer Länge.

[1]) Anschrift: Brünn, Deutsche Techn. Hochschule.

[2]) Ph. Forchheimer, Zur Ermittlung der Schwingungen im Wasserschloß, Z. d. V. d. Ing. 1912, S. 1292, Gl. 6 und Hydraulik 1924, S. 355, Gl. 205 f. In anderer Form ist dieselbe bereits von F. Prásil angegeben worden: Schweiz. Bauztg. 1908/II (Bd. 52), S. 334 und S. 14 des Sonderdruckes.

Da sich bei Beobachtungen von Wasserschloßspiegelschwingungen sowohl an ausgeführten Anlagen[3]) wie auch an Modellen[4]) stets kleinere als die obiger Gleichung entsprechenden Werte y_1 ergeben haben, so kann der Entwurf mit Hilfe dieser Gleichung als vollkommen sicher gelten. Für den praktischen



Gebrauch ist jedoch die versuchsweise Lösung dieser logarithmischen Gleichung zu umständlich.

Werden als Veränderliche die folgenden Verhältniszahlen eingeführt, nämlich die Schwallziffer

$$\sigma = h_0 : \mathfrak{y}_1 = \sqrt{0{,}5\ \Gamma h_0} \text{ mit } \mathfrak{y}_1 = v_0 \sqrt{\frac{l f}{g F}}$$

= Höchstschwall im Falle der Reibungslosigkeit und $z_1 = y_1 : \mathfrak{y}_1$, so liegt die untere Grenze der Funktion (für Reibung = null) im Punkte A ($\sigma = 0$, $z_1 = 1$). Die Tangente in A besitzt die Steigung $-{}^2/_3$ und für $\sigma \to \infty$ nähert sich die logarithmische Linie asymptotisch der σ-Achse. Für kleine Schwallziffern kann die genaue Kurve praktisch durch eine Gerade, für große Schwallziffern kann sie durch eine Hyperbel ersetzt werden. Es ergeben sich[5]) so drei Unterabschnitte, wobei die durch den kleinsten Leitungsdurchmesser, die größte Rauhigkeit und das größte Flächenverhältnis F:f gegebene obere Bereichsgrenze der Schwallziffer σ, die für Ausführungsfälle höchstens wenige Einheiten beträgt, auch offen bleiben kann.

Werden $\sigma = 0{,}4$ und $\sigma = 1{,}5$ als Grenzen der Unterabschnitte gewählt, so kann die strenge Lösung praktisch durch folgende einfache Näherungen ersetzt werden:

I. Für $0 < \sigma < 0{,}4$ durch eine Gerade, die mit der genauen Kurve die Punkte A und B gemeinsam hat: $z_n = 1 - 0{,}617\,\sigma$ (Gl. I).

II. Für $0{,}4 < \sigma < 1{,}5$ durch eine quadratische Parabel, die mit der strengen Kurve die Punkte B und C sowie die Tangente in B gemein hat und deren Achse parallel zur z-Richtung ist (Scheitel im Punkte D):

$$z_n = 1{,}0045 - 0{,}6940\,\sigma + 0{,}1638\,\sigma^2 \text{ (Gl. II)}.$$

III. Für $\sigma > 1{,}5$ durch eine gleichseitige Hyperbel mit σ- und z-Achse als Asymptoten und durch den Punkt ($\sigma = 1$, $z = 0{,}5$):

$$z_n = \frac{1}{2\,\sigma} \text{ (Gl. III)}.$$

In der Abbildung ist noch der Fehler in y_1 gegenüber der strengen Lösung aufgetragen. Derselbe beträgt in Prozenten: $\varphi = 100\,\frac{z_n - z_1}{z_1}$. Er bleibt stets kleiner als ${}^2/_3$ %. In der zeichnerischen Darstellung ist die genaue Linie von den betreffenden Stücken der Näherungslinien praktisch nicht zu unterscheiden.

Die wahren Funktionswerte z_1 betragen:

σ	z_1	σ	z_1	σ	z_1
0	1,0000	0,4	0,7531	1,0	0,4738
0,1	0,9344	0,5	0,6983	1,3	0,3798
0,2	0,8714	0,6	0,6467	1,5	0,3320
0,3	0,8108	0,8	0,5533	2,0	0,2500

[3]) Wie 1914 an der Tallulah-Fall-Anlage im Staate Georgia durch E. Lauchli, siehe Eng. Rec. 1915/I (Bd. 71), S. 378.

[4]) A. Schoklitsch, Schweiz. Bauztg. 1923/I (Bd. 81), S. 146.

[5]) Siehe des Verfassers ausführliche Untersuchungen, die Beurteilung der bekannt gewordenen Wasserschloßformeln, Fehlerstudien und Literaturangaben in der Abhandlung „Der Höchstschwall in Schachtwasserschlössern", Die Wasserwirtschaft 1925, H. 14—24 und Sonderdruck.

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUES IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Schluß von Seite 442.)

VIII. Der Einfluß der Zementindustrie auf die Forschung und auf die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues.

Eine große Industrie, wie die „Portland Cement Association", die über eine von Jahr zu Jahr steigende Produktion verfügt, deren Absatz im eigenen Lande ohne Schwierigkeiten möglich ist, stellt in den Vereinigten Staaten einen wichtigen und einflußreichen Teil des Wirtschaftslebens dar. Ihr Einfluß kann sich in günstigem und in ungünstigem Sinne fühlbar machen.

Vom Standpunkt des Verbrauchers ist es als ungünstig zu bezeichnen, wenn in wirtschaftlich guten Zeiten das Interesse der Zementfabrikanten an Neuerungen oder Verbesserungen nicht groß ist, was um so mehr ins Gewicht fällt, wenn der Wettbewerb unter den Fabriken durch ein Syndikat ausgeschaltet ist.

Dieser Fall liegt z. Zt. vor, da sich die Vereinigung mit allen Mitteln gegen die Einführung des hochwertigen Portlandzementes sträubt, die von den Verbrauchern seit langem gewünscht wird. Man hat sich wohl zu der Fabrikation des Tonerdezements entschlossen, der mindestens das Dreifache von gewöhnlichem Portlandzement kostet, weil hier eine ganz neue Art der Aufbereitung in Frage kommt. Allerdings ist sowohl der Umfang der Fabrikation wie der Absatz entsprechend gering. Man will sich aber nicht zu der Herstellung des hochwertigen Portlandzements entschließen, weil damit Abänderungen in den maschinellen Einrichtungen und in den Herstellungsmethoden erforderlich wären. In welcher Weise sich die Vereinigung noch immer wehrt, geht aus neueren Mitteilungen hervor, nach welchen man zu beweisen versucht, daß man auch mit gewöhnlichem Portlandzement hohe Anfangsfestigkeiten erzielen könnte. In einer Mitteilung der Vereinigung aus neuerer Zeit wird der Nachweis versucht, daß man bei Verwendung

von gewöhnlichem Portlandzement nach 3 Tagen Festigkeiten erhalten könne, die die 28-Tage-Festigkeit von gewöhnlichem Portlandzementbeton erreichen und überschreiten, wenn man die von der Vereinigung vorgeschlagenen Maßnahmen vorsieht. Zu diesen gehören: Die Verminderung des Anmachwassers, ein Heraufsetzen der Mischzeit, eine Vergrößerung des Zementgehalts, das Aussetzen des Betons einer Temperatur von 20—21° in den ersten 3 Tagen, das Feuchthalten des Betons in den ersten Tagen und der Zusatz von Calciumchlorid zur Beschleunigung des Abbindens. Diese an sich bekannten Mittel werden durch Untersuchungen belegt, die mit Beton im Mischungsverhältnis 1:5 mit veränderlichem Wasserzementfaktor und verschiedener Mischzeit durchgeführt wurden. Es wird darauf hingewiesen, daß die 3-Tage-Festigkeit des Betons mit einem Wasserzementfaktor von 1,03=29 l auf den Sack Zement und 1 min Mischzeit 53 kg/cm² Druckfestigkeit betrug. Mit dem Mischungsverhältnis 1:3 und einem Wasserzusatz von 20 l bei der gleichen Mischzeit sei die Festigkeit auf 110 kg/cm², bei 16,5 l Wasserzusatz auf 170 kg/cm² und bei Erhöhung der Mischzeit von 5 min sogar auf 200 kg/cm² nach 3 Tagen gestiegen. Der Nachweis, der an sich richtige Einzelheiten enthält, ist deshalb nicht überzeugend, weil wir wissen, daß bei plastischer Verarbeitung des Betons oder gar bei Gußbeton das Anmachwasser nur bis zu einem gewissen Grade verringert werden kann. Ein Heraufsetzen der Mischzeit auf 5 min, selbst wenn sie merkliche Erhöhungen von 10—15% ergeben sollte, was nach neueren Untersuchungen durchaus nicht bestätigt wird, ist wirtschaftlich vollkommen unmöglich. Die Vermehrung des Zementgehaltes bringt den technischen Nachteil des stärkeren Schwindens mit sich und ist außerdem unwirtschaftlich. Das Anwärmen des Betons sollte nur in Ausnahmefällen bei kalter Witterung empfohlen werden. Schließlich sei darauf hingewiesen, daß ein allzu großer Gehalt an Calciumchlorid, obwohl er das Abbinden beschleunigt, die Festigkeiten verringert, wie dies durch Untersuchungen erwiesen ist.

Wir sehen hier ähnliche Hindernisse wie bei uns vor nicht gar langer Zeit, als man gegen den Willen der Verbraucher mit der Fabrikation eines hochwertigen Portlandzements zögerte, der schon mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit, die durch die rasche Ausschalungsmöglichkeit bedingt ist, notwendig wurde.

Die Mitteilungen der Vereinigung bestätigen nichts weiter, als daß bei sorgfältiger Beachtung der vorgeschlagenen Einzelheiten die Güte des Betons verbessert werden kann. Sie sind aber kein Beweis dafür, daß der hochwertige Zement deshalb entbehrlich ist.

Auf der anderen Seite ist der günstige Einfluß der Vereinigung auf die Forschung und auf die Verbreitung und Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues nicht zu verkennen.

Die reichen Einnahmen haben es ihr gestattet, in weitausschauender und großzügiger Weise der Forschung reiche Mittel zur Verfügung zu stellen. Schon in der Einleitung ist auf die Ursachen hingewiesen worden, die die Wege bestimmt haben, die jetzt gegangen werden. Man hat rechtzeitig erkannt, daß man die Betonforschung fördern müßte, um die Grundlagen für die Zementforschung zu schaffen, und daß man durch Zusammenarbeit von Bauingenieur und Chemiker weiterkommt, als wenn beide aneinander vorbeiarbeiten. Allerdings gehört eine gewisse Vorurteilslosigkeit zu der Erkenntnis, daß nicht nur im chemischen Laboratorium, sondern auch im Ingenieurlaboratorium systematisch wissenschaftlich gearbeitet werden kann. In diesem Sinn ist es zu verstehen, daß die amerikanische Zementindustrie ein Institut für Betonforschung geschaffen hat, wie es das unter Leitung von Prof. Abrams stehende Institut in Chicago ist, das mit einem Jahresetat ausgestattet ist, um den es alle unsere einschlägigen Institute zusammengenommen beneiden könnten. Besonders zu beachten ist, daß die Mittel einzig und allein der Forschung dienen, und das Institut nicht auf Erwerbsuntersuchungen angewiesen ist, um sich erhalten zu können. So sind dank der Förderung durch die vereinigten Portlandzementfabriken einige wertvolle Arbeiten entstanden, die sich in erster Linie mit der Verbesserung des Betonmaterials befaßt haben. Andere Arbeiten aus der letzten Zeit, die sich z. T. Fragen des Eisenbetonbaues zuwandten, so die Frage des Zusammenwirkens von Beton und Eisen, sind weniger originell und bieten kaum etwas Neues.

Erst nachdem es gelungen ist, den Einfluß der Zuschlagsmaterialien einigermaßen zu klären, hat man sich der Zementforschung zugewandt. Es wurde mir mitgeteilt, daß nicht weniger als 6 Mill. Dollar für diesen Zweck bestimmt sind.

Das von der „Portland Cement Association“ im U.St. Bureau of Standards in Washington geschaffene Forschungsinstitut für Zement steht am Ende seines ersten Arbeitsjahres. Über die Aufgaben und die Arbeiten des ersten Jahres ist folgendes zu sagen:

Das Institut ist zu dem Zweck gegründet worden, die chemischen Verbindungen des Portlandzements während des Abbindens und Erhärtens und nach dem Erhärten zu studieren; ferner soll untersucht werden, welchen Einfluß die Art und Zusammensetzung der Ausgangsmaterialien und ihre Verarbeitung, dann welchen Einfluß die Mischung mit dem Zuschlagsmaterial auf die chemischen Reaktionen ausüben.

Da erfahrene Forscher und erprobte Untersuchungsmethoden und -Einrichtungen fehlten, so bestand ein wesentlicher Teil der Arbeit des ersten Jahres darin, sich in das Problem einzuarbeiten und Voruntersuchungen anzustellen, um sich über das Untersuchungsprogramm klar zu werden. Dies ist nun geschehen. Das Programm ist sorgfältig durchgearbeitet. Es soll als interessante Einzelheit erwähnt werden, daß man die Verwendung der X-Strahlen als Untersuchungsmethode geprüft und als brauchbar befunden hat.

Ein Untersuchungsgebiet, das bereits im verflossenen Jahr behandelt werden konnte, betraf die Kalk-Aluminiumsilikate. Die Ergebnisse bestätigen die Arbeiten des geophysikalischen Laboratoriums, daß der größere Teil der Verbindungen aus Tricalciumsilikaten, Dicalciumsilikaten und Tricalciumaluminaten besteht. Dies steht im Widerspruch zu der allgemeinen Ansicht, die das Vorkommen der Tricalciumsilikate bestreitet und an ihrer Stelle Aluminiumverbindungen annimmt. Augenblicklich werden die Kalk-Eisenoxyd-Verbindungen untersucht. Ferner sollen die petrographischen Untersuchungsmethoden unter sorgfältiger Bestimmung der optischen Konstanten ausgebaut werden.

Voruntersuchungen beschäftigten sich weiterhin mit der Hydration des Zements, der Abbindewärme, dem Wasseranspruch und der Konsistenz der Zementpaste. Veröffentlichungen sind bisher nicht erfolgt und sind auch für die nächste Zeit nicht zu erwarten.

Das „Committee on Cement of the American Society of Civil Engineers“ (Ges. f. Bauingenieurwesen) bildet mit dem neugegründeten Forschungsinstitut eine Arbeitsgemeinschaft, und ein Zusammenarbeiten mit dem Betonforschungsinstitut ist gewährleistet.

So wertvoll diese Einrichtungen für die Allgemeinheit sind, so wenig erfreulich ist es, daß die Ingenieurerziehung an den Universitäten und Hochschulen von diesen Forschungsarbeiten vollkommen losgelöst ist. An den Hochschulen, die ich besucht habe, habe ich feststellen können, daß man dort im besten Fall nach den vom Forschungsinstitut aufgestellten Methoden Baustofflehre zu betreiben sucht. Ich betrachte dieses System als einen Mangel, der sich im Laufe der Zeit ungünstig auswirken muß. M. E. ist unser System vorzuziehen, das die Forschung mit dem Hochschulbetrieb verankert und so dem Lehrer die Möglichkeit gibt, selbst zu forschen und den Studierenden in neue Methoden und Forschungsergebnisse einzuführen.

Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues hat der Werbetätigkeit der Vereinigung der Portlandzementfabrikanten sehr viel zu danken. Allerdings sind die angewendeten Methoden amerikanischen Verhältnissen angepaßt, die sich bei uns nur zu einem geringen Teil einführen ließen.

Es ist aber durchaus zu begrüßen, wenn die etwa 30 über die Vereinigten Staaten verstreuten Zweigstellen der Vereinigung durch Vorträge und an der Hand einer vielseitigen Propagandaliteratur das Verhältnis für die Bauweise in jeder Weise zu fördern suchen.

Von dieser Literatur sei auf einige wertvolle Veröffentlichungen hingewiesen:

In einer Broschüre, betitelt „Concrete data for engineers and architects" (Angaben über Beton für Ingenieure und Architekten) wird der festigkeitsvermindernde Einfluß erhöhten Wasserzusatzes besprochen und auf die Notwendigkeit hingewiesen, die für den jeweiligen Zweck nötige Konsistenz mit einem Minimum an Wasser zu erreichen. Als Kontrolle auf der Baustelle wird die Slump-Probe empfohlen und durch praktische Anleitungen ergänzt. Bei den Leitsätzen für die Herstellung wasserdichten Betons wird auf die Notwendigkeir guter Körnung des Zuschlags, plastischer Konsistenz bei möglichst wenig Anmachwasser, guter Verarbeitung und guter Nachbehandlung, Vermeidung von Arbeitsfugen verwiesen.

Es wird ferner auf die Bedeutung der richtigen Kornzusammensetzung hingewiesen. Um die geeignete Kornzusammensetzung zu finden und endgültig zu bestimmen, wird der Begriff des Feinheitsmoduls eingeführt (Feinheitsmodul = Summe der Rückstände auf einer Serie von Sieben dividiert durch 100). Es wird dargetan, daß der Wasseranspruch und damit die Festigkeit von dem Feinheitsmodul abhängt, gleichgültig, wie dieser zustande kommt. (Diese Behauptung scheint nicht genügend belegt, erscheint auch unwahrscheinlich.) Es wird ferner darauf hingewiesen, daß zwischen den „True mixes" (wirkliches Mischungsverhältnis) und den „Field mixes" (Baustellenmischungsverhältnis) u. U. erhebliche Unterschiede bestehen können, die dadurch bedingt sind, daß namentlich der Sand bei verschiedenem Feinheitsgehalt auf der Baustelle Volumenveränderungen eingeht und dadurch im Raumgewicht stark wechselt. Es wird deshalb ständige Kontrolle des Raumgewichts der Zuschlagsstoffe gefordert, um regelmäßige Mischungsverhältnisse — true mixes — und damit gleichmäßigen Beton zu erhalten. Die ausschlaggebende Bedeutung des Wasserzementfaktors $\left(\frac{W}{Z} = \frac{\text{Wasser}}{\text{Zement}}\right)$ auf die Festigkeit von Beton wird dargelegt und die Frage untersucht, wie der W.Z.-Faktor erniedrigt werden kann.

Für die Mischzeit in der Mischmaschine werden mindestens 2 min gefordert. Eine größere Leistung soll nicht durch kürzere Mischzeit, sondern durch Benutzung von mehr Mischmaschinen erzielt werden. Eine größere Umdrehungsgeschwindigkeit kann eine geringere Mischzeit nicht aufwiegen.

Die weitere Möglichkeit der Erhöhung des Zementgehalts wird aus naheliegenden Gründen sehr eingehend erörtert und empfohlen.

In einem anderen Heft werden praktische Anleitungen mit reichem Tabellen- und Kurvenmaterial gegeben, die es dem Ausführenden ermöglichen sollen, eine bestimmte vorgeschriebene Festigkeit nach 28 Tagen unter bester Ausnutzung der Materialien zu erreichen. An Beispielen wird gezeigt, wie man Schritt für Schritt bei der Herstellung des Materials zu gehen hat. Siebanalysen, Bestimmung des Feinheitsmoduls, Slump-Probe, richtige Bestimmung des Mischungsverhältnisses unter möglichster Ausschaltung der der Baustelle anhaftenden Ungenauigkeiten. Es werden ferner Apparaturen beschrieben, mit denen sich die Untersuchungsmethoden auf der Baustelle durchführen lassen, so daß überall das Bestreben durchdringt, die Erkenntnisse systematischer Laboratoriumsuntersuchungen für die Praxis brauchbar zu machen.

Eine andere Veröffentlichung zeigt, wie die verschiedenen Arten von Verunreinigungen von dem Zuschlagsmaterial, hauptsächlich die organischen, durch einfache Methoden, für die Baustelle geeignet, zu prüfen sind.

Bedenklich ist eine Veröffentlichung, die Ratschläge für Betonarbeiten bei kalter Witterung und Frost erteilt, die in der Hand von Fachleuten keinen Schaden anrichten kann, aber bei minder erfahrenen und weniger vorgebildeten Unternehmern Unheil anrichten könnte.

Eine besondere Abhandlung enthält Anleitungen zur Nachbehandlung von Beton.

Alle diese Angaben werden durch Untersuchungen aus dem Betonforschungsinstitut belegt oder ergänzt. Mit allen anhaftenden Mängeln kann man es nur begrüßen, wenn auf diesem Wege Ingenieuren und Architekten gewisse Fragen immer wieder vor Augen gehalten werden, die auf die Verarbeitung und auf die Güte von Beton von Einfluß sind. Wenn zwischendurch auf den Vorteil erhöhter Zementmengen hingewiesen wird, so ist dies verständlich. Der wissende Fachmann wird die Grenzen des Zementgehaltes auch auf Grund der Untersuchungen des Betoninstituts selbst bestimmen müssen.

Ein weites Anwendungsgebiet für Beton sind die landwirtschaftlichen Bauten auf den oft von größeren Städten und Industriezentren weitabliegenden Farmen. Diesem Zweige widmet sich eine Reihe von Propagandaschriften der P.Z.-Vereinigung.

Z. B. wendet sich die Schrift über Betonsilos an Farmer, die Ernte- und Futtervorräte aufstapeln, und die selbst bauen wollen oder müssen. Die Schrift gibt praktische Anleitungen und geht dabei auf die Einzelheiten ein, die beim Bau zu beachten sind. Ob die Anleitung jedoch ausreicht, um dem Laien den Bau zu ermöglichen, bleibe dahingestellt, zumal bei diesen Bauten eine verhältnismäßig umfangreiche Bewehrung notwendig ist. Die Dimensionen der einzelnen Teile sind in Abhängigkeit von dem Fassungsraum, der Höhe und dem Durchmesser der Silos in Tabellen angegeben. Die Schalungsformen kann der Farmer entweder selbst herstellen oder auch, aus Eisen angefertigt, in normierten Größen kaufen.

Der größte Einfluß der Werbetätigkeit der Vereinigung macht sich in der Entwicklung des Straßenbaues bemerkbar. Das große Interesse ist erklärlich, wenn man bedenkt, daß der Zementabsatz für den Bau von Betonstraßen im letzten Jahr allein etwa 30% der gesamten Zementfabrikation, also 50 Mill. Faß, betrug. Mit dem weiteren Ausbau des noch sehr weit zurückgebliebenen Straßennetzes wird sich der Absatz noch mehr steigern.

Die verschiedenen Zweigstellen der Vereinigung der Portlandzementfabrikanten werden von erfahrenen Betonfachleuten geleitet, deren Aufgabe es ist, nicht nur für eine weitere Ausbreitung des Betonbaues zu sorgen, sondern auch allen Fehlern und Schwächen, die irgendwie bekannt werden, nachzugehen. Bei einem Besuche in solchen Zweigstellen kann man sehen, wie Fachleute und Nichtfachleute von allen möglichen Schmerzen und schlechten Erfahrungen dort Abhilfe suchen. In der Regel wird einem solchen Bittsteller die einschlägige literarische Verarbeitung in die Hand gedrückt, wenn es nicht die größeren Zentralstellen sind, wo auch Spezialfachleute Auskünfte geben können. Vielfach holt sich auch der Bauherr Rat, und es werden in nicht wenigen Fällen nicht nur Ratschläge, sondern auch Bauvorschläge mitgegeben. Kommen Fehler größerer Art vor, so werden die Sachverständigen des Instituts der Vereinigung ausgeschickt, um nach den Ursachen zu sehen und evtl. gleich Abhilfe zu schaffen.

IX. Schlußbetrachtungen.

Bei der Zusammenfassung der Ergebnisse der Studienreise möchte es der Verfasser nicht unterlassen, darauf hinzuweisen, daß seines Erachtens ein wesentlicher Unterschied zu erkennen sein wird, ob man die Vorgänge vom Standpunkte des Hochschullehrers oder des in der Praxis tätigen Ingenieurs betrachtet. Dieser wird naturgemäß die ihm nächstliegenden wirtschaftlichen Fragen in den Vordergrund rücken. Es dürfte jedoch Übereinstimmung darüber herrschen, daß wir kaum

alle in den Vereinigten Staaten angewendeten Methoden der Erziehung und der Produktion übernehmen oder gar einfach auf unsere Verhältnisse übertragen können. Daran hindern uns sowohl der Mangel an Naturschätzen als auch der Mangel an großen Aufgaben. Schon die wenigen an dieser Stelle besprochenen Beispiele lassen erkennen, vor welch gewaltigen Arbeiten vor allem der Bauingenieur in dem in Entwicklung befindlichen reichen Lande steht. Durch den weiteren Ausbau dürfte für eine Reihe von Generationen der Aufgabenkreis noch wachsen.

Die ungleichen Voraussetzungen für die Entwicklung beider Länder erschweren es daher im allgemeinen, die Nutzanwendungen aus einer Studienreise in den Vereinigten Staaten scharf zu umgrenzen.

Etwas klarer liegen die Verhältnisse in unserem besonderen Fall. Im Beton- und Eisenbetonbau werden wir aus den guten und schlechten Erfahrungen Nordamerikas lernen können, die dort in den letzten 12 Jahren gemacht wurden. Es verdient hervorgehoben zu werden, daß sich die Forschung insbesonders während der Zeit, da bei uns jede Art von wissenschaftlicher Arbeit gehemmt oder vollständig unterbrochen war, dank der reichen zur Verfügung stehenden Mittel sehr stark entwickeln konnte.

Es kann nicht mehr zweifelhaft sein, daß die Materialfrage das Problem geworden ist, von dessen Lösung die weitere Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues abhängt. (Die statische Berechnung ist bis auf wenige Einzelfälle wie die trägerlosen Decken kein Problem mehr.

Wenn man verschiedene Bauwerke in den Vereinigten Staaten aus den letzten Jahren mit denjenigen aus der Vorkriegszeit vergleicht, so wird man Fortschritte in der Güte der Bauausführung erkennen. Der Verfasser möchte diese Beobachtung darauf zurückführen, daß man der Vorbereitung und Verarbeitung des Materials auf den Baustellen erhöhte Aufmerksamkeit zuwendet. Die Notwendigkeit einer besseren Auswahl der Zuschlagsstoffe und einer sorgfältigeren Prüfung der Kornzusammensetzung ist aber eine Auswirkung der Forschungsarbeiten des letzten Jahrzehnts. An dieser Tatsache ändert auch nichts das Bestreben mancher Fachkreise, die nachweisen wollen, daß man sich bei uns mit dieser Frage schon lange befaßt habe. Daß die Notwendigkeit einer guten Kornzusammensetzung des Zuschlagsmaterials von der Baupraxis bei uns allgemein erkannt wird oder wurde, wird niemand behaupten können, der das auf manchen Bauplätzen zur Verwendung kommende Material zu untersuchen Gelegenheit hat.

Wenn es auch richtig ist, daß man in ein oder dem anderen Institut Untersuchungen mit wechselndem Fein- und Grobzuschlag ausgeführt hat, und daß man bei uns Sieb- und Wascheinrichtungen für die Trennung von Fein- und Grobmaterial schon lange kennt, so trifft dies nicht den Kern der Materialfrage. Wesentlich ist die Erkenntnis von dem Einfluß des Verhältnisses der Wasser- und Zementmenge (Wasserzementfaktor) auf Elastizität und Festigkeit von Beton und der Abhängigkeit des Wasserzementfaktors von den Fein- und Grobteilen des Zuschlagsmaterials.

Es ist ferner zu beachten, daß man in den Vereinigten Staaten nicht nur der Herstellung und Verarbeitung des Materials, sondern auch der Nachbehandlung des jungen Betons die größte Aufmerksamkeit zuwendet. Dies ist der Entwicklung des Betonstraßenbaues und der dadurch hervorgerufenen Forschungsarbeiten zu danken. Sicherlich haben bei uns Fachleute auch diese Notwendigkeit schon lange erkannt, aber die Einsicht einer strengen Durchführung gewisser Maßnahmen gegen Schwind- und Temperatureinflüsse ist durch die an Betonstraßen aufgetretenen Schäden gewachsen.

In bezug auf die Verarbeitung des Betons hat der Verfasser den Eindruck, daß dem Gießen des Betons mit Gießtürmen und Rinnenleitungen gegenüber dem Einbringen des Betons mit Hilfe von Kabeleinrichtungen der Vorzug gegeben wird. Es ist dabei zu berücksichtigen, daß das Gießen des Betons nicht nur bei großen Massen sich als günstig und wirtschaftlich erwiesen hat.

Die bei Gußbetonbauten aufgetretenen Schäden, die durch wenige Beispiele beleuchtet wurden, lehren — auch eine alte Binsenwahrheit —, daß man bei keiner Verarbeitungsmethode mehr Wasser zusetzen darf als unbedingt notwendig. Dies gilt insbesondere für plastische oder nasse Verarbeitung, da sonst die Widerstandsfähigkeit des Betons gegen Frost und die Lebensdauer des Bauwerks vermindert werden.

Schließlich wäre noch als weitere Folgerung aus den schlechten Erfahrungen die Forderung abzuleiten, daß man zur Erzielung größerer Wasserdichtigkeit und damit auch Frostbeständigkeit der Herstellung des Betonkörpers auch dann die größte Beachtung widmen sollte, wenn man sich zu einer Dichtung oder Verkleidung durch einen besonderen Putz entschlossen hat, da die Wirkung des letzteren immer von dem Grad des Anhaftens und von der Rißsicherheit abhängig sein wird.

Wie in allen Zweigen des öffentlichen Lebens in den Vereinigten Staaten hat die Normung, Typisierung und Mechanisierung auch im Beton- und Eisenbetonbau zu einem sehr weitgehenden Ersatz von Handarbeit durch Maschinen und zu Vereinfachungen geführt. Eine Folge davon ist eine Verbilligung des Bauens.

Die Mechanisierung macht selbst bei den kleinsten und nebensächlichsten Arbeiten nicht Halt. Neben dem Betonieren mit Preßluft und der Verwendung des Förderbandes, auf die im Berichte hingewiesen wurde, wäre zu nennen: die Verwendung von elektrischen Sägen zum Zurichten der Schalungen auf der Baustelle, die Anwendung von elektrischen Klopfern zum Rütteln des in die Formen eingebrachten Betons u. a. m. In dieses Gebiet gehört auch das an verschiedenen Baustellen beobachtete Verfahren der Reinigung der Zementsäcke. Mit Hilfe einer rotierenden Blechtrommel, die an den Motor der Mischmaschine angeschlossen ist, werden die Zementsäcke mit Hilfe von Luftpumpen und Bürsten von den Zementteilchen befreit; das abfallende Material wird in einen Sammelbehälter geführt, dessen Inhalt wieder Verwendung findet. Die Gewichtsersparnis für die Frachtkosten der leeren Säcke beträgt bis zu 50%, und außerdem wird 1% von dem Zementmaterial wieder gewonnen, was bei großen Bauwerken eine große Ersparnis bedeutet. Das Zusammenpressen der Säcke zu Ballen erfolgt gleichfalls durch eine besondere Einrichtung unter Ausschaltung von Handarbeit. Alle diese kleinen Mechanisierungsvorgänge führten zu Ersparnissen an Handarbeit und damit auch an Zeit.

In diesem Zusammenhang wären auch die Bestrebungen nach Verbilligung von Ausführungseinzelheiten zu erwähnen. Über ein Beispiel dieser Art wurde kürzlich in einer nordamerikanischen Zeitschrift berichtet. Durch Umfragen bei einer größeren Zahl von Unternehmungen sollte die billigste Art des Materialverladens im Straßenbau ermittelt werden. Hierbei wurden folgende Arten berücksichtigt: Vorrichtung mit Handbetrieb, Becherförderbänder, Derricks, Lokomotivkranen, Mastenkranen und Becherhebewerke.

Es zeigte sich, daß 77% Unternehmungen Krane verschiedenster Typen verwenden. Von diesen bevorzugen 60% die Vorrichtung des Materials mit Handbetrieb.

Die Durchschnittskosten für die Verbringung der Materialien von den Lastwagen zu den Silos einschließlich Abnutzung, Arbeitslöhnen, Feuerungs- und Schmiermaterialien und Zubehör wurden bei Handbetrieb mit 26c, bei Becherfördern mit 20c, bei Mastenkranen mit 15c, bei Derricks mit 14c und bei Lokomotivkranen mit 14c festgestellt.

Es soll noch erwähnt werden, daß die Verwendung von Gasmotoren zum Betrieb von Kranen mit ihrer leichten Anpassungsfähigkeit und mit den billigen Bedienungskosten begründet wird.

Zum Schluß möge noch auf den Einfluß der wissenschaftlichen und fachlichen Organisationen auf die Förderung des Beton- und Eisenbetonbaues hingewiesen werden. Die im letzten Abschnitt dieses Berichtes geschilderten Methoden einer sehr mächtigen wirtschaftlichen Vereinigung können aber nicht alle bei uns angewendet werden. Sie sind in Nordamerika möglich und bis zu einem gewissen Grade berechtigt, wenn man bedenkt, daß z. B. bei den kleineren Bauten bei den von den Städten oft weitab liegenden Siedlungen besondere Ingenieurarbeit oder die Heranziehung von Unternehmungen kaum möglich ist. Falsch wäre es, wenn dieses System allgemein bei uns Eingang finden würde, nur um an Rat und Arbeit von Sachverständigen zu sparen. Unser Bestreben muß dahin gehen, unsere Fachleute, die nicht immer neueren Anschauungen zugänglich sind, mit den neuesten Erfahrungen vertraut zu machen, ihnen zu zeigen, daß man es immer noch besser machen kann, und daß alte Erfahrungen durch neuere Erfahrungen ersetzt werden können. Meines Erachtens wird dieses Ziel bei unseren Verhältnissen durch systematische Ausbildung der Studierenden erreicht werden können. Für die älteren Fachleute der Praxis wird die Einrichtung von Fortbildungskursen die gleichen Ziele fördern. Bei diesen sollte man sich nicht darauf beschränken, Musterbeispiele von statischen Berechnungen vorzuführen. Man sollte sich nicht scheuen, auf die Gefahrenquellen und auf die schlechten Erfahrungen mehr als auf die guten aufmerksam zu machen.

In diesem Sinne betrachtet es der Verfasser als die Hauptaufgabe für die nächste Zeit, in allen Kreisen der Praxis auf die Bedeutung der Materialfrage und im besonderen auf die neueren Erkenntnisse über Bindemittel und Zuschlagsstoffe hinzuweisen. Bei dieser Aufgabe werden uns die guten und schlechten Erfahrungen Nordamerikas von größtem Nutzen sein.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Kosten der Schalung von Eisenbetondecken.

Unter obigem Titel veröffentlicht in Heft 3, 1926, Herr Dr.-Ing. Palen einen Aufsatz, in welchem er Formeln für die Ermittlung der Schalholzpreise ableitet. Auf Seite 42 ist dem Verfasser bei der Aufstellung der Gleichung, welche den Ansatz für die Berechnung des Preises R gibt, offensichtlich ein Fehler unterlaufen. Somit ist auch die Gleichungsgruppe (2) und die Tabelle 3 für die γ-Werte unrichtig.

Nimmt man als Beispiel den Fall: $p = o$, $m = 4$, $n = 4$, so erhält man aus Gleichung (2) und den entsprechenden Tabellen

$$R = \beta\,\gamma\,P = 1 \cdot 0{,}75 \cdot P$$

Es wäre also der Preis des vom Baukonto an das Materialkonto nach viermaliger Verwendung zurückgelieferten Schalholzes für den angenommenen Fall ¾ des Lieferpreises. Nach den der Rechnung zugrunde gelegten Voraussetzungen müßte jedoch bei $m = 4$ und $n = 4$ das Schalholz bereits voll abgeschrieben sein.

Der richtige Ansatz für die als fehlerhaft erkannte Gleichung müßte lauten:

$$N\,P - N\left(\frac{100-p}{100}\right)^n R = N\,\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}{1-\frac{100-p}{100}} \cdot c$$

$$= N\,\frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}{1-\frac{100-p}{100}} \cdot \frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m} \cdot P$$

Somit

$$R = \left(\frac{100}{100-p}\right)^n P \left[1 - \frac{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^n}{1-\frac{100-p}{100}} \cdot \frac{1-\frac{100-p}{100}}{1-\left(\frac{100-p}{100}\right)^m}\right]$$

$$= \beta\,\gamma\,P$$

wobei $$\beta = \left(\frac{100}{100-p}\right)^n$$

und $$\gamma = \left[1 - \frac{\alpha_m}{\alpha_n}\right]$$

ist. γ ist somit eine Funktion der Werte m, n und p.

Für das früher gewählte Beispiel $p = o$, $m = 4$, $n = 4$ ist

$$\beta = \left(\frac{100}{100-p}\right)^n = 1$$

und $$\gamma = \left[1 - \frac{\alpha_m}{\alpha_n}\right] = o,$$

daher $$R = \beta\,\gamma\,P = o.$$

Ing. Alois Kieser.

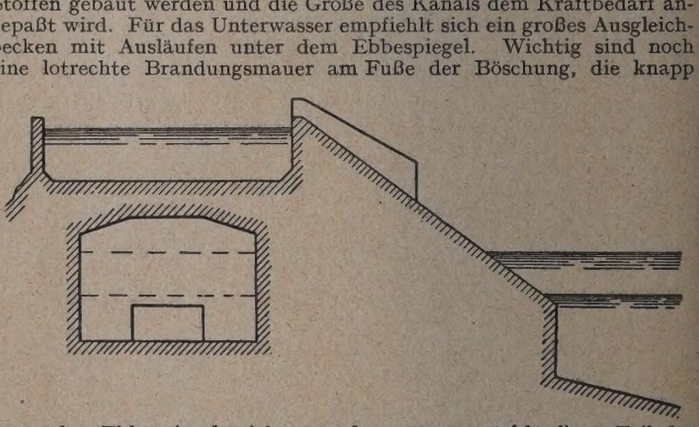
Herr Dr. Palen bittet uns um die Aufnahme des Folgenden, oben erwähnten Aufsatz betreffend:

In den Ausdrücken für Wandfläche (W.F.) bezieht sich das Glied, welches die Rundholzsteifen betrifft, auf 1 lfd. m Wand, nicht auf 1 m²; um es auf 1 m² zu beziehen, ist es noch durch H zu dividieren.

Ausnutzung der Kraft der Meereswellen.

Die Ausnutzung der Kraft der Meereswellen kann nur dort Erfolg haben, wo dauernd regelmäßige starke Winde herrschen, wie die Passatwinde, die indischen Monsun- oder die regelmäßigen Westwinde der südlichen Meere. Die vielen Versuche zur Ausnutzung scheiterten teils an der ungeeigneten Gegend, teils an der Zerstörung der Einrichtungen zur unmittelbaren Ausnutzung, die Sturmfluten nicht standhalten. Beachtenswerte Vorschläge zur mittelbaren Ausnutzung macht der belgische Bergingenieur P. van Vloten im Génie civil vom 23. Jan. 1926 (S. 80—83 mit 3 Zeichn. und 1 Zahlentafel).

Beobachtungen an einem natürlichen Ufer von 40° Neigung haben ergeben, daß Wellen von 4 m Höhe auf die dreifache Höhe hinauflaufen, es muß also möglich sein, bei richtiger Neigung und Glätte einer künstlichen Böschung genügend Wasser in ein kanalartiges Sammelbecken hinter dem oberen Rande der Böschung zu bekommen, um damit die Schwankungen in der Wellenergiebigkeit auszugleichen. In der halben Länge des Kanals kann dann ein Kraftwerk wie an irgend einem anderen Sammelbecken angelegt werden, wobei nur darauf zu achten ist, daß die Turbinen aus seewasserbeständigen Stoffen gebaut werden und die Größe des Kanals dem Kraftbedarf angepaßt wird. Für das Unterwasser empfiehlt sich ein großes Ausgleichbecken mit Ausläufen unter dem Ebbespiegel. Wichtig sind noch eine lotrechte Brandungsmauer am Fuße der Böschung, die knapp



unter den Ebbespiegel reicht, um den unteren rückläufigen Teil der Wellen nicht auf die Böschung gelangen zu lassen, nötigenfalls mit einem Verstärkungsboden davor, und lotrechte Trennungswände in der Linie des größten Gefälles auf der Böschung zum Zusammenhalten der auflaufenden Wellen (s. Abb.). Die theoretische Berechnung ergibt als günstigstes Maß der Gefällausnutzung ein Drittel der ganzen Böschungshöhe mit einem Zuschlag zum Ausgleich für die Druckhöhenverluste. Am zweckmäßigsten sind Orte mit nur 1 bis 2 m Gezeitenwechsel, wegen der geringen Schwankungen des Unterwassers im Kraftwerk, und mit Wellenhöhen von 3 bis 5 m, die bei genügender Druckhöhe noch keine zu kostspielige Böschungsbefestigung erfordern. Bei guter Vorbereitung werden sich die Arbeiten unter Wasser in der windstillen Jahreszeit bewältigen lassen.

Eine Kostenschätzung für eine Wellenkraftanlage von 400 kW mit Böschungsbefestigung in Beton hat gezeigt, daß die kWh, einschließlich Verzinsung und Tilgung des Baukapitals, nur ungefähr die Hälfte derjenigen einer Dampfkraftanlage kostet, allerdings in Gegenden, wo die Kohlen schon mit hohen Frachtsätzen belastet sind. In weit höherem Maße zur Geltung kommen werden die Wellenkraftanlagen dann, wenn die drahtlose Kraftübertragung gelöst und der Verwendung des sehr billigen Wellenkraftstroms riesige Gebiete erschlossen sein werden. N.

Berlin als Hafenstadt.

Berlin als Hafenstadt. (Sonderdruck aus dem Werke „Die Wasserwirtschaft Deutschlands und ihre neuen Aufgaben, Stand vom Jahre 1925". Verlag von Reimar Hobbing in Berlin 1925. 25 S. mit 31 Abb. und 1 Stadtplan.)

Nach der Vollendung des Mittellandkanals wird Berlin der Mittelpunkt des deutschen Binnenwasserstraßennetzes, es ist aber schon vor dem Kriege der Knotenpunkt eines ausgedehnten Wasserverkehrs von Oberschlesien und Böhmen bis Ostpreußen und Hamburg gewesen

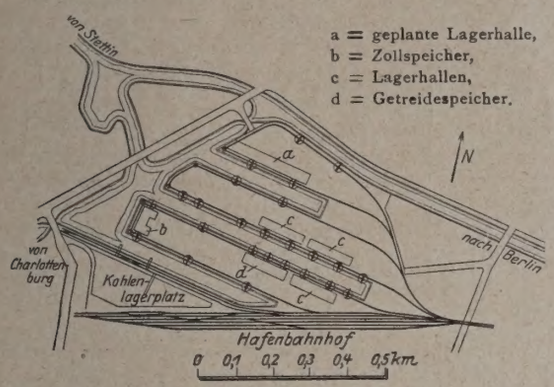


Abb. 1.

und hat dementsprechend seine Hafenanlagen ausbauen müssen, insbesondere weil die Lösch- und Ladeeinrichtungen völlig unzureichend und Umschlag- und Speicheranlagen nicht vorhanden waren. Die Hauptverhältnisse der wichtigeren Häfen und Ladestraßen (ohne die staatlichen und die Anlagen im Einzelbesitz) zeigt die folgende Zusammenstellung.

Der Betrieb ist der Berliner Hafen- und Lagerhaus-Aktiengesellschaft teils durch Erbbau-, teils durch Pachtvertrag auf 50 oder 30 Jahre übertragen, die schon in den ersten zwei Jahren den früheren Zuschußbetrieb in einen Ertragsbetrieb umgewandelt und den Verkehr so gefördert hat, daß schon im Herbst 1924 an die Erweiterung des Westhafens gegangen werden mußte.

Die Hafenanlagen werden auch dem künftigen größeren Ver-

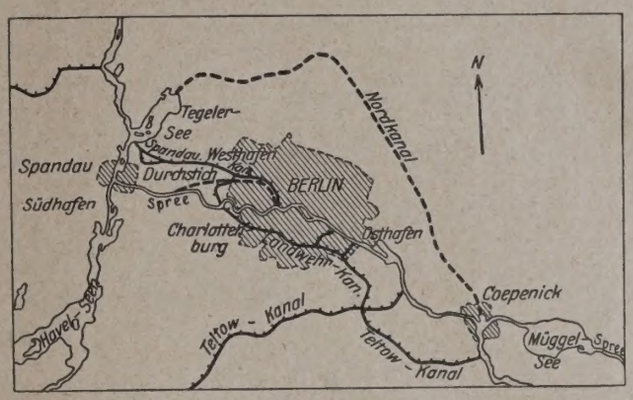


Abb. 2.

kehr nach Vollendung des Mittellandkanals noch auf lange Zeit genügen, wogegen die Wasserstraßen einer Ergänzung bedürfen einerseits durch Erweiterung für den Durchgang von 1000-Tonnen-Schiffen

Leistungsfähigkeit der wichtigeren Berliner Häfen und Ladestraßen
(ausschl. der staatlichen und privaten Anlagen).

Die Hafenanlagen umfassen	Osthafen	Westhafen	Neuköllner Hafen	Spandauer Hafen	Tegeler Hafen	Humboldthafen	Urbanhafen	Ladestraßen	zusammen
Gesamtfläche . . . . . m²	90 000	391 000	100 000	350 000	83 000	25 000	49 500	119 000	1 207 500
davon Landfläche . . . . . „	90 000	288 000	80 000	248 000	55 000	25 000	20 000	119 000	925 000
„ Wasserfläche . . . . „	—	103 000	20 000	102 000	28 000	—	29 500	—	282 500
Nutzbare Uferlängen . . . . m	1 400	3 750	1 650	3 500	1 100	800	1 200	8 200	21 600
Lösch- und Ladeplätze									
finden von 600 t-Elbschiffen Anz.	40	100	25	40	15	—	—	110	330
oder 225 t Finowkähnen . Anz.	75	150	—	60	—	—	65	180	530
Gesamtlänge der Gleisanlagen km	8,0	16,0	2,5	6,5	—	—	—	—	33
Ladegleise mit nutzbarer Länge									
von zusammen . . . . . m	1 800	4 800	2 500	1 500	—	—	—	—	10 600
Gedeckte Lagerräume in Lagerhallen, Schuppen u. Speichern									
Anzahl der Gebäude	3	5	—	15	—	1	—	—	24
				etwa		etwa			
für Stückgut . . . . . t	39 200	80 000	—	14 000	—	4 500	—	—	—
für Getreide . . . . . t	9 400	30 000	—	—	—	—	—	—	—
				etwa		etwa			
zusammen t	48 600	110 000	—	14 000	—	4 500	—	—	177 100
Freiladeplätze für Stückgut und									
Massengüter . . . . . m²	13 000	85 000	18 000	12 000	17 000	—	—	—	145 000
Krane bis 1,5 t Tragfähigkeit Anz.	18	18	—	1	—	3	—	—	—
„ 2,5 t „ „	3	17	1	—	—	2	—	2	—
„ 5,0 t „ „	1	2	1	—	1	—	—	—	—
mit größerer „ „	1	1	—	—	—	—	—	3	—
zusammen Anz.	23	38	2	1	1	5	—	5	76
Sonderanlagen:									
Getreideförderanlagen für t/h	70	160	—	—	—	—	—	—	—
Kohlenverladeanlagen „ t/h	64	160	—	—	—	—	—	2	—
Benzinlager für . . . . . Liter	1 000 000	—	—	—	—	—	—	—	—

Arbeiten begannen in der Mitte der 1890er Jahre, stießen aber auf so viele Schwierigkeiten, daß bis zum Kriege nur der Tegeler, der Spandauer (Südhafen), der Neuköllner (Rixdorfer) und der Berliner Osthafen (an der Treptower Ringbahnbrücke) fertig wurden, während der Berliner Westhafen (Abb. 1) (am Anfang des Großschiffahrtweges nach Stettin) zum ersten Ausbau die Zeit von 1905 bis 1923 brauchte.

durch Berlin, wozu auch ein Durchstich von Charlottenburg nach dem Westhafen erforderlich ist, anderseits durch Umleitung des Fernverkehrs, wozu im Süden der Teltowkanal in der Hauptsache nur eines Schleusenumbaues bedarf, im Norden jedoch ein Umgehungskanal von 31 km Länge mit zwei Schleusen nötig wird, für den indessen im Stadterweiterungsplan das Land schon freigehalten ist (Abb. 2). N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Der Reichsverdingungsausschuß.

Der Arbeitsausschuß des Reichsverdingungsausschusses hat in weiteren Besprechungen vom 18. 6. 1925, 13. 4. und 5. 5. 1926 die Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen und die Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen fertiggestellt und zusammen mit den bereits im August 1925 veröffentlichten und inzwischen gut eingeführten Technischen Vorschriften für Bauleistungen der Vollversammlung des Reichsverdingungsausschusses zur Bestätigung vorgelegt.

Bei den Besprechungen im Arbeitsausschuß wurde beschlossen, entsprechend den Technischen Vorschriften für „VI. Zimmerarbeiten" die Vereinheitlichung der deutschen Holzhandelsgebräuche durch Einwirkung auf die zuständigen Stellen möglichst zu fördern.

Die am 6. 5. 1926 stattgefundene Vollversammlung hat sämtliche Vorschriften bestätigt und die endgültige Drucklegung beschlossen.

Die Vorschriften für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen, die auch als deutsche Industrienormen übernommen worden sind, umfassen nunmehr:

A. Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (Din. 1960).
B. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (Din. 1961) und
C. Technische Vorschriften für Bauleistungen (Din. 1962—1985, für 24 verschiedene Handwerkszweige).

Bei den abschließenden Beratungen wurde erneut auf die volkswirtschaftliche Bedeutung der nach technisch-wirtschaftlichen Grundsätzen aufgestellten Vorschriften hingewiesen, durch die eine Vereinheitlichung aller bisherigen Bestimmungen und eine Vereinfachung des Verfahrens erzielt wird. Die Vertreter der Reichsressorts, der Länderregierungen, des Deutschen Städtetages, des Bundes deutscher Architekten und der Spitzenverbände des deutschen Baugewerbee wurden gebeten, für die schleunigste Einführung der Vorschriften bei den von ihnen vertretenen Kreisen Sorge zu tragen.

Besonderer Dank wurde von der Vollversammlung den Vertretern im Arbeitsausschuß, insbesondere den Vertretern der Reichsbauverwaltung, zuteil, deren unermüdlicher Tätigkeit es gelungen ist, alle Hindernisse, die sich dem Zustandekommen der Vorschriften entgegenstellten, zu beseitigen.

Es wurde noch beschlossen, das Reichsfinanzministerium zu bitten, im Anschluß an die Vorschriften für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen unter entsprechender Zusammensetzung des Reichsverdingungsausschusses und Beteiligung der in Frage kommenden Spitzenverbände der Industrie auch die Allgemeinen Lieferbedingungen aufzustellen.

Die Erwerbslosigkeit im letzten Halbjahr Oktober 1925 bis April 1926. Die nachfolgenden Übersichten geben ein deutliches Bild von der Größe und Dauer der Erwerbslosigkeit im ganzen und der des Baugewerbes im besonderen: Die Gesamtzahl der bei den Arbeitsnachweisen Arbeitsuchenden bewegt sich seit 4 Monaten zwischen 2 und 2½ Millionen, d. i. in einer Höhe von etwa 15—20% aller Erwerbstätigen. Die Zahl der bei Notstandsarbeiten Beschäftigten ist zwar bisher noch immer gestiegen, sie erreichte jedoch selbst im letzten Monat nur ca. 7% der Arbeitsuchenden. Im Baugewerbe ging die Arbeitslosenziffer von Mitte Februar ab bedeutend stärker zurück als die Gesamtzahl der Erwerbslosen. Jedoch ist dieser Rückgang (um etwa ein Drittel) lediglich als Auswirkung der saisongemäßen Belebung der Bautätigkeit anzusehen. Der Prozentsatz der arbeitslosen Bauarbeiter ist auch Ende April noch außerordentlich hoch und erreicht mit etwa 18—20% — innerhalb der drei Gewerkschaften sogar etwa 28% — ungefähr das 5—6 fache der Zahlen vom April vorigen Jahres.

1. Erwerbslose und Arbeitsuchende nach Angaben des Reichsarbeitsblattes.

	Hauptunterstützungsempfänger	Notstandsarbeiter	Arbeitssuchende bei den Arbeitsnachweisen		
			Insgesamt	Baugewerbe	Industrie der Steine und Erden
15. Oktober 1925	298 872	27 578	553 688	15 655	6 476
15. November „	471 333	30 049	800 385	43 878	11 984
15. Dezember „	1 062 218	27 870	1 407 862	153 167	—
15. Januar 1926	1 762 305	40 781	2 156 390	227 976	53 641
15. Februar „	2 058 412	87 014	2 488 521	240 237	63 468
15. März „	2 016 590	133 334	2 478 571	—	—
15. April „	1 883 626	163 219	2 389 140	163 946	48 548

2. Arbeitslose in den Baugewerkschaften.

	Arbeitslose in % der erfaßten Mitglieder im Monatsdurchschnitt			Arbeitslose Facharbeiter am Monatsende	
	Deutscher Baugewerksbund	Zentralverband der Zimmerer	Zentralverband christl. Bauarbeiter	Maurer beim Baugewerksbund	Zimmerer beim Zentralverband d. Z.
Oktober 1925 ..	6,4	8,4	10,0	7 100	7 700
November „ ..	27,8	18,8	31,2	43 300	16 200
Dezember „ ..	47,8	37,0	61,7	80 500	32 000
Januar 1926 ..	52,1	48,6	61,8	85 300	41 700
Februar „ ..	43,5	(ca. 47,0)	—	65 700	39 200
März „ ..	33,9	40,0	45,1	51 600	33 600
April „ ..	29,7	(ca. 35,0)	—	39 000	25 300

Bauarbeiter und Erwerbslosenfürsorge. Wie wir im „Bauingenieur" Heft 17, S. 350 mitteilten, hat am 30. März 1926 der Reichsarbeitsminister von der ihm nach § 18 Abs. 2 der V.O. über Erwerbslosenfürsorge zustehenden Befugnis Gebrauch gemacht und die Dauer der Erwerbslosenfürsorge grundsätzlich auf 39 Wochen verlängert, von dieser Vergünstigung jedoch die Saisonberufe, insbesondere also das Baugewerbe und die Baustoffindustrie, ausgenommen. Auf Grund dieser Verfügung des Reichsarbeitsministers haben die zur Entscheidung über die Erwerbslosenunterstützung zuständigen Stellen vielfach angenommen, daß die von der Verlängerung der Unterstützungshöchstdauer ausgenommenen Berufe, in Sonderheit die Bauarbeiter, auch von einer Verlängerung der Unterstützungshöchstdauer auf Grund des § 18 Abs. 3 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. Februar 1924 ausgeschlossen sein sollen. Der Reichsarbeitsminister weist jetzt in einem Rundschreiben vom 12. Mai an die Obersten Landesbehörden für Erwerbslosenfürsorge ausdrücklich darauf hin, daß diese Auffassung irrig ist. Die Vorsitzenden der öffentlichen Arbeitsnachweise können vielmehr die Unterstützungshöchstdauer der Bauarbeiter nach individueller Prüfung des Einzelfalles um weitere 13 Wochen bis auf 39 Wochen überall dort verlängern, wo der Baumarkt bisher keine wesentliche Besserung gezeigt hat. Das wird insbesondere für Maurer, Zimmerer, Dachdecker und Glaser gelten, während für Maler, Steinsetzer und Pflasterer die Arbeitsmarktlage die Verlängerung im allgemeinen nicht rechtfertigen dürfte.

Amtliche Richtzahlen für Abschreibungssätze. Vom L.F.A. Groß-Berlin sind folgende Abschreibungssätze herausgegeben, die als Anhalt dienen sollen und bei deren Anwendung eine Nachprüfung und Erörterung regelmäßig unterbleibt:

1. Fabrikgebäude . . . . . 2— 4 %
2. Maschinen
   a) Betriebsmaschinen . . . . . 5 %
   b) Spezialmaschinen, insbesondere automatisch arbeitende . . . . . 10—15 %
3. Werkzeuge.
4. Sonstiges Inventar.
   a) Geschäftseinrichtungen (Bureaumöbel, Ladeneinrichtungen) . . . . . 3— 5 %
   b) Schreibmaschinen . . . . . 15—20 %
   c) Wagen (Kastenwagen) . . . . . 10—15 %
   d) Pferde . . . . . 15—20 %
5. Kraftwagen
   a) Personenkraftwagen . . . . . 10—15 %
   b) Lastkraftwagen . . . . . 15—20 %

Wie oben gesagt, sollen die angegebenen Sätze als Anhalt dienen. Sie erscheinen im einzelnen — namentlich auch für das Baugewerbe — zu niedrig bemessen; selbstverständlich bleibt es zulässig, eine höhere Abschreibung anzusetzen, wenn sie der tatsächlichen Abnutzung entspricht.

Das Bausparsystem der öffentlichen Sparkassen. Die öffentlichen Sparkassen Hessens sind mit einer im Interesse des gesamten Baumarktes begrüßenswerten Einrichtung vorangegangen, indem sie — nach Überwindung einer Reihe formaler Schwierigkeiten — ein Bausparsystem eingerichtet haben. Das Ziel besteht darin, den Wohnungsbau durch Gewährung von langfristigen gering verzinslichen Tilgungshypotheken ohne öffentliche Baudarlehen zu ermöglichen. Die Einlagen der Bausparer werden mit 4% verzinst, die ihnen gewährten Tilgungshypotheken sind mit 5% verzinslich. Die Höhe der Beträge ist in ein Schema gebracht, das runde Darlehenssummen zwischen 5000 und 20 000 Mark vorsieht. Je nach dem Einkommen wird eine

jährliche Mindestspareinlage festgesetzt. Bei einem allgemeinen Sinken des Zinsfußes kann der Bausparvertrag in ein gewöhnliches Darlehnsgeschäft umgewandelt werden. Ob die Sparkassen in anderen Gebieten diesem Beispiel folgen werden, wird von den Erfahrungen abhängen, die zunächst in Hessen gemacht werden.

Die Entwicklung der deutschen Flußschiffahrt. Die deutsche Flußschiffahrt hat sich 1925 nicht einheitlich entwickelt. Im Verkehr auf weitere Entfernungen hatte sie durchaus ungenügende Beschäftigung und ungenügenden Verdienst zu verzeichnen, während im Eildienst und im Verkehr auf kurzen und mittleren Strecken ausreichende Beschäftigung und zufriedenstellende Erträgnisse, teils sogar guter Verdienst erzielt wurden. Der Beschäftigungsgrad der Flußschiffahrt in Deutschland hat sich zwar im Laufe des Jahres etwas gehoben, soweit die Gesamtmenge der beförderten Güter in Frage kommt, doch ist die Gesamtmenge der in der Vorkriegszeit jährlich beförderten Güter noch nicht wieder erreicht. Hohe Steuern, Lasten und Abgaben, sowie der scharfe Wettbewerb der Reichsbahn erschwerten die Lage der Flußschiffahrt nicht unbeträchtlich. Stark gefährdet wurde der Fernverkehr durch die neuen Seehafen-Ausnahmetarife der Reichsbahn, die der Einräumung entsprechender Binnenumschlagstarife ablehnend gegenüberstand. Der Verkehr nach der Tschechoslowakei zeigte eine Abnahme infolge der im Kampf gegen den Hafen Triest weiter ermäßigten Durchfuhr-Ausnahmetarife der Reichsbahn.

Großhandelsindex.

21. April	28. April	5. Mai	12. Mai	19. Mai	26. Mai
123,2	123,4	122,8	123,5	123,1	123,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 27. Mai.)

Bekanntmachung der Neufassung des Umsatzsteuergesetzes. Vom 8. Mai 1926. (RGBl. I, S. 218.) Das Gesetz ist in eine fortlaufende Paragraphenfolge gebracht und den am 1. April geltenden Vorschriften angepaßt worden. Die Frühjahrsveranlagung ist nicht nach der Neufassung (= U. St. G. 1926) bezeichnet, sondern wird nach dem U. St. G. in der bisherigen Fassung vorgenommen.

Bekanntmachung der neuen Fassung der Verordnung über die vorläufige Neuregelung der Gewerbesteuer. Vom 6. Mai 1926. (Pr. Gesetzsamml. S. 149.)

Anordnung über die weitere Geltung der bisherigen Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 18. Mai 1926. (Reichsanz. Nr. 114.) Die Geltungsdauer der durch die „Zweite Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge vom 27. II. 1926" bis zum 1. Mai festgesetzten Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge, die durch die Anordnung vom 30. April 1926 (s. „Bauingenieur" Heft 20) bis zum 22. Mai verlängert war, wird bis zum 3. Juli 1926 verlängert.

Durchführungsbestimmungen zum Reichsbewertungsgesetze für die erste Feststellung der Einheitswerte und zum Vermögensteuergesetze für die Veranlagung 1925 und 1926 (R.Bew.VSt.DB. 1925). Vom 14. Mai 1926. (R.G.Bl. I S. 227.)

Ausführungsbestimmungen zum Einkommensteuergesetz (ESt.AB.). Vom 8. Mai 1926. (R.Ministerialbl. S. 209.)

Ausführungsbestimmungen zum Körperschaftsteuergesetz (KSt. AB.). Vom 8. Mai 1926. (R.Ministerialbl. S. 361.)

Ausführungsbestimmungen über den Steuerabzug vom Kapitalertrag. (StK.AB.). Vom 8. Mai 1926. (R.Ministerialbl. S. 479.)

Gesetz zur Änderung des Kraftfahrzeugsteuergesetzes. Vom 15. Mai 1926. (R.G.Bl. I. S. 223.) Das Gesetz bringt eine erhebliche Erhöhung der Steuersätze für Kraftfahrzeuge, und zwar für Krafträder und Personenkraftwagen um ca. 50%, für Kraftomnibusse und Lastkraftwagen um ca. 150%. Dagegen ist in Zukunft und rückwirkend für die Zeit vom 1. April 1926 ab die Erhebung von Beiträgen für Kraftfahrzeuge im Sinne des § 13 Abs. I Satz 5 des Finanzausgleichgesetzes (Beiträge zur Deckung der Kosten für eine außergewöhnliche Abnutzung der Wege) unzulässig. Statt dessen wird ein allgemeiner Zuschlag zur Kraftfahrzeugsteuer erhoben, der für die Zeit bis zum 31. März 1927 25% beträgt und später 25% nicht überschreiten darf. Demnach beträgt beispielsweise die Steuer für einen Lastkraftwagen mit dem Eigengewicht von 1800 bis 2000 kg 375 RM, von 2800—3000 kg 500 RM im Jahr. Das Gesetz tritt mit dem 25. Juni 1926 in Kraft und gilt bis zum 31. Dezember 1927. — Mit dem Gesetz wurden im Reichstag zwei Entschließungen angenommen, nach denen das Straßen- und Wegebaurecht reichsgesetzlich geregelt und spätestens mit Ablauf des Etatsjahres 1926/27 die Erhebung von Brückengeld beseitigt werden soll.

Bekanntmachung der neuen Fassung des Kraftfahrzeugsteuergesetzes. Vom 19. Mai 1926. (R.G.Bl. I S. 239.)

Rechtsprechung.

Wechselsteuer bei Sicherheitsakzepten. Die Übersendung eines Akzeptes ohne Datum zur Sicherheitsleistung unter der Abrede, daß der Empfänger zu einem bestimmten Termine, falls Zahlung nicht erfolgt, das Akzept als Aussteller zu unterschreiben und zu verwerten berechtigt sei, löst Steuerpflicht aus, und es besteht kein Anspruch auf Erstattung der Wechselsteuer, wenn das Akzept zu dem bestimmten Termine nicht verwertet, sondern alsdann zurückgegeben ist, weil Zahlung geleistet worden war. (Urteil des R.F.H. v. 23. März 1926 — II A 57/26 —.)

Eigentumsvorbehalt in den Lieferungsbedingungen. Ein Handelsgebrauch, nach welchem die Lieferungsbedingung: „Die Ware bleibt bis zur restlosen Bezahlung Eigentum des Lieferanten" entgegen ihrem Wortlaut ohne maßgebliche Bedeutung ist, hat sich nicht gebildet. Allerdings wird diese Lieferungsbedingung vielfach formularmäßig auch in Fällen angewendet, in denen sie nicht am Platze ist. Dies trifft namentlich bei Verkauf von Waren zu, die ihrer Natur nach zum Verbrauch, zur Verarbeitung oder zur Weiterveräußerung bestimmt sind. In solchen Fällen würden wir der Klausel nur soweit eine Bedeutung beimessen, als der Verbrauch, die Verarbeitung oder die Veräußerung innerhalb des regelmäßigen Geschäftsverkehrs noch nicht stattgefunden hat. Eine allgemeine Verpflichtung dritter Personen, auf die Möglichkeit derartiger Vorbehalte Rücksicht zu nehmen, besteht nicht. Ob die Verletzung des Eigentumsvorbehalts eine strafbare Handlung, insbesondere Unterschlagung bildet, hängt von den besonderen Bestimmungen des Einzelfalles ab, namentlich was die Vorsätzlichkeit betrifft. (Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin C 10 175/26 (XII A 4).)

Bundestagung des Reichsbundes Deutscher Technik.

Der Reichsbund Deutscher Technik hält seine 11. Bundestagung vom 24. bis 27. Juni 1926 in Dresden ab. Am Donnerstag, den 24. 6. Besuch der Gartenbau-Ausstellung, Freitag und Sonnabend Bundessitzung und die Tagung der Ausschüsse. Am Freitag schließt sich an die in der Aula der Technischen Hochschule Dresden gehaltenen Vorträge ein Festabend an. Den Abschluß der Tagung bildet eine gemeinsame Dampferfahrt nach der Sächsischen Schweiz.

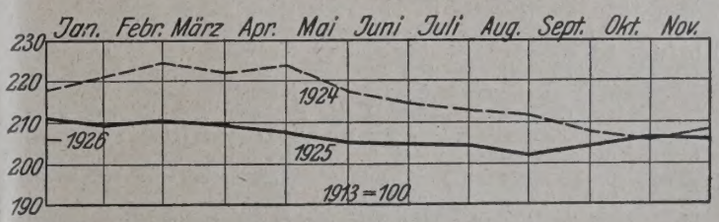
Jahresstatistik für Kosten und Bautätigkeit.

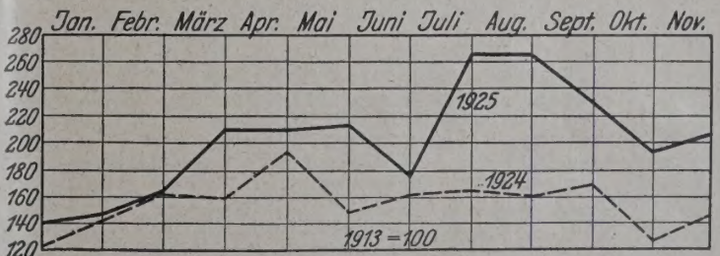
(Nach Engineering News Record, Januar 1926.)

Der Ausblick bezüglich der Bautätigkeit von 1926 ist günstig. Die getätigten Kontrakte — das gilt für alle Objekte von 150 000 Dollar aufwärts — sind ihrem Umfang nach um 40 % gegenüber 1924 gestiegen, die staatlichen Bauten dagegen um 25 %. Sowohl die Zahl der Kontrakte sowie die Höhe der Bausummen sind im Wachsen begriffen. Es zeigt sich bei Ingenieurbauten von 1922—1925 ein stetiges Anwachsen. Bei Objekten von 15 000 Dollar aufwärts (Wasserbauten und Aushubarbeiten), 25 000 Dollar aufwärts für andere öffentliche Arbeiten stellen die folgenden Zahlen die Jahrestotalsumme — außer Wohnbauten — dar: 1922 607,6 Mill. Dollar, 1923 804,2 Mill. Dollar, 1924 858,8 Mill. Dollar, 1925 957,7 Mill. Dollar.

Erhebungen haben ergeben, daß Wohnungen im Überfluß vorhanden sind.

Baukosten 1926. I. Materialpreise: Die meisten maßgebenden Grundmaterialpreise zeigen während der vergangenen 3—4 Monate





nur geringe Schwankungen. Teilweise treten auch schärfere Preiswechsel auf, aber meist zeigt sich ein Ansteigen der Preise. Obgleich die allgemeine Kostenhöhe unter der des vergangenen Jahres liegt, ist die gegenwärtige Tendenz auf Grund der Preisbewegung seit Oktober 1925 im Sinne einer leichten Hebung der Kosten ohne plötzliche Steigerung.

II. Angestelltenverhältnisse: Daß die Angestellten des Baugewerbes wenigstens noch für ein Jahr stark beschäftigt sind, geht aus den E.N.R.-Berichten für 1926 hervor (vgl. Ausblicke der Bau-

tätigkeit in 18 der wichtigsten Industriezentren). In den meisten Städten sind größere Projekte in Angriff genommen; Störungen des Arbeitsmarktes durch Streiks sind kaum zu verzeichnen und die Löhne von 1925 werden weiterhin gezahlt.

Frühjahrspreise 1913—1926. Die drei Monate April, Mai, Juni sind wegen des Zusammendrängens der Baumaterialtransporte und der erhöhten Bautätigkeit wegen herausgehoben. Die Dezemberpreise aller Materialien außer für Eisenformen, Bewehrungseisen, Spundwände (am Erzeugungsort) und für Bewehrungseisen und Leinöl (Lieferort New York) waren beträchtlich über dem Durchschnitt der Frühjahrspreise 1913—1925. Seit 1923 ist die allgemeine Tendenz bezeichnet durch immer kleinere Ausschläge der Preishebungen gegenüber den Senkungen. Vergleicht man das Frühjahr 1925 mit dem vorhergehenden, so ist Leinöl das einzige Material, welches eine Preiserhöhung anzeigt (15 %). Zement (Chicago), Schotter (New York) sowie Frachtraten für Eisen (Pittsburgh/New York) blieb unverändert. Die anderen Materialpreise senkten sich.

Die gegenwärtige Tendenz ist aufwärts bei Bauholz, Gußeisen und Rohren, abwärts bei Leinöl und Löhnen der gewöhnlichen Arbeiter. Stabil sind die Preise von Zement, Backstein, Stabeisen, Formeisen und Platten sowie Spundwänden, endlich von Erzeugnissen der Tonindustrie.

Das gewöhnliche Anziehen der Frühjahrspreise mag für 1926 etwas stärker zum Ausdruck kommen.

Baukostenindex (Indexzahl 1913 gleich 100) Januar 1926 „207,15" (Indexzahl), Dezember 1925 „205,95".

Die Indexvergleichszahl ist 1,2 Punkte über der vom Dezember 1925 zufolge der höheren Kosten für Bauholz (durch Nachfrage Florida bedingt). Der Durchschnittsbetrag des Stundenlohns des gewöhnlichen Arbeiters ist 54 C. gegenüber 53 C. 4 Monate vorher und 55¼ C. ein Jahr vorher. Somit sind die allgemeinen Baukosten 0,5 % über den Kosten des vorigen Monats und 2 % höher als ein Jahr zuvor bzw. 24 % unter der „Preisspitze" oder 107 % über der Höhe von 1913.

Indexzahl für Bautätigkeit (1913 gleich 100). Dezember 1925 „206" (Indexzahl).

Die Bautätigkeitsziffer ist 206 für Dezember und 201 für das Jahr 1925. Dies bedeutet, daß der tatsächliche Umfang der Bautätigkeit (nicht der bloße Geldwert der Kontrakte des vergangenen Jahres) für 1925 101 % über 1913 ist. Die Monatszahl 206 (Dezember 1925) enthält den Zuwachs an Bautätigkeit und zeigt den Betrag der getätigten Kontrakte an.

Das Jahr 1925 ist ein Rekordjahr für Straßenbau. Die Totalsumme für Objekte über 25 000 Dollar war 422 Mill. Dollar, d. h. 2 % höher als im Vorjahr und 16,5 % höher als 1923. Projektierte Arbeiten (1925) zeigen eine Aufwärtstendenz in der Zahl der Projekte, die 1926 gebaut werden sollen, und ein leichtes Fallen im Durchschnittsgeldwert der Projekte. In der Zahl der Abschlüsse blieb das Jahr 1925 unter dem Jahr vorher. Der Durchschnittswert war höher.

	1925		1924	
	Zahl	Wert	Zahl	Wert
Projekte		729 Mill. Dollar		852 Mill. Dollar
Kontrakte	9153	422 Mill. Dollar	9232	415 Mill. Dollar

Vollzogene Kontrakte für Straßenbauten.
(Objekte über 25 000 Dollar.)

1913	58 407 000 Dollar	1920	262 640 000 Dollar
1914	72 818 000 „	1921	313 302 000 „
1915	78 037 000 „	1922	334 694 000 „
1916	156 937 000 „	1923	361 837 000 „
1917	103 365 000 „	1924	415 216 000 „
1918	73 793 000 „	1925	422 054 000 „
1919	225 654 000 „		

Nach den Mitteilungen des Büros für öffentliche Wege und Straßen ergibt sich, daß mit Fertigstellung von 11 300 Meilen Straßenlänge 1925 ein Rekordjahr aufgestellt ist.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 6. Mai 1926.

Kl. 5 d, Gr. 15. D 46 848. Deutsche Ton- und Steinzeug-Werke, Akt.-Ges., Charlottenburg. Rohrleitung zum Fördern von Versatzgut. 18. XII. 24.

Kl. 19 a, Gr. 10. W 65 645. Heinz Wächter, Essen a. d. Ruhr, Ladenpelder Str. 75. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 3. III. 24.

Kl. 19 a, Gr. 28. M 84 828. „Eintracht" Braunkohlenwerke und Brikettfabriken A.-G., Welzow N.-L. Auf dem Gleise fahrbare Schwellen-Verschiebe-Maschine. 3. V. 24.

Kl. 19 a, Gr. 31. D 48 092. Fa. Deutsche Patentfeilen-Fabrik G. m. b. H., Radeberg i. Sa. Schienerillenhobel nach Art der Bezugsfeilen. 29. V. 25.

Kl. 19 b, Gr. 1. B 110 708. Fa. Keller & Knappich, G. m. b. H., Augsburg. Antriebs- und Aufhängevorrichtung für Kehr- und Waschwalzen. 8. VIII. 23.

Kl. 20 g, Gr. 1. E 33 741. Fa. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. Auflaufzunge für Kletterdrehscheiben. 18. II. 26.

Kl. 20 h, Gr. 7. A 44 557. Fa. A. T. G., Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Spill mit zylindrischer Seiltrommel. 25. III. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. H 99 068. Julius Hupfauf, Angermund, Bez. Düsseldorf. Eisenbahnwagenschieber. 31. X. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. V 19 755. Josef Vögele, A.-G., Mannheim, u. Dr.-Ing. Hans Thoma, Leipzig, Lachnerstr. 22. Vorrichtung für die zwangläufige Führung von Eisenbahnwagen bei Ablaufbergen mit durch Seiltrieb bewegten Hilfswagen. 3. XII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. S 70 623. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal. 2. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 6. Z 15 069. Amalie Zander, geb. Mügge, Soltau i. Hann. Weichensicherung mit Schlössern u. Kraftbetrieb. 24. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. D 49 620. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Einrichtung zur elektrischen Fernbedienung von Signalen, Weichen u. dgl. 12. I. 26.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 241. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignalanlage. 30. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 25. Sch 72 295. Karl Schieck, Schorndorf, Württbg. Vorrichtung zum Verhüten des Überfahrens der Haltsignale. 5. XII. 24.

Kl. 80 a, Gr. 34. H 94 912. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Betonrohren mit Eiseneinlage. 3. X. 23.

Kl. 80 a, Gr. 48. Sch 73 729. Hanns Schaefer, Essen, Gärtnerweg 49. Formvorrichtung zur Herstellung von Kunststeinen mit Vorsprüngen. 2. IV. 25.

Kl. 81 e, Gr. 137. H 101 992. Hinrich Hensen, Witzwort Mühle, Schleswig. Silo zum Lagern von Getreide u. dgl. mit jalousieartigen Durchbrechungen der Wände für die Durchlüftung. 25. V. 25.

Kl. 85 b, Gr. 1. S 60 629. Johan Nicolaas Adolf Sauer, Amsterdam; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Entkeimen und Reinigen von Wasser und anderen Flüssigkeiten; Zus. z. Pat. 400 128. 18. VIII. 22.

Kl. 85 b, Gr. 2. M 87 919. Herbert Morgenstern, Böblinger Str. 63, u. Willy Hagen, Finkenstr. 46, Stuttgart. Kalkwasserbereiter für Wasserreinigungsanlagen. 12. I. 25.

Kl. 85 c, Gr. 3. St 38 590. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt. Verfahren zur Reinigung von Abwasser in einem Belüftungsbecken mit aktiviertem Klärschlamm. 25. X. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. P 50 374. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen, Ruhr, Semperstraße 6. Einrichtung zum Schlammausräumen aus mehreren Flachklärbecken mittels verfahrbaren Saugebaggers; Zus. z. Pat. 424 385. 28. X. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. R 63 517. Wilhelm Radermacher u. Clemens Delkeskamp, Sonnenberger Str. 14, Wiesbaden. Einrichtung zur Abwasserreinigung, Schlammbehandlung und Gasgewinnung in Kläranlagen mit neben oder unter dem Klärraum gelagerten Schlammräumen. 16. II. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. St 39 966. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt. Verfahren und Vorrichtung zur Verhütung der Überlastung von Kläranlagen durch Niederschlagswasser und durch Geschiebe. 13. VIII. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. W 68 838. Wilhelm Wurl, Berlin-Weißensee, Roelckestraße 70—73. Abwasserreinigungsanlage mit absperrbarer Separatorscheibe. 16. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 6. Mai 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. 429 548. Clemens Abels, Klopstockstr. 51, u. Paul Voß, Speyerer Str. 24/25, Berlin. Tagebauanlage für Braunkohlen. 7. IX. 21. A. 36 220.

Kl. 5 d, Gr. 14. 429 416. Albert Ilberg, Mörs-Hochstraß, Schlägelstraße 12. Einrichtung zum Versetzen von Haufwerk in Bergwerken; Zus. z. Pat. 429 579. 4. I. 25. J 25 579.

Kl. 19 a, Gr. 28. 429 603. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. Saale. Fahrbare Vorrichtung zum Dichten des Bodens für zu rückende Gleise. 12. II. 24. C 34 423.

Kl. 19 a, Gr. 28. 429 604. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H. Halle a. d. Saale. Lagerung der Hub- bzw. Zwängrollen an Maschinen zum Anheben und Rücken von Gleisen. 11. XII. 24. C 35 831.

Kl. 20 g, Gr. 1. 429 563. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Kletterdrehscheibe für Feldbahnen. 21. V. 25. M 89 816.

Kl. 20 i, Gr. 9. 429 510. Fa. Sächsisch-Thüringische Portland-Cement-Fabrik Prüssing & Co., Comm.-Ges. auf Aktien, Göschwitz, Saale. Zungenanordnung bei Weichen von Hängebahnen; Zus. z. Pat. 363 171. 29. I. 25. S 68 623.

Kl. 20 i, Gr. 33. 429 564. Otto Fischer, Bornhausen b. Seesen a. Harz. Vorrichtung zum Sichern von Eisenbahnzügen. 25. IV. 25. F 58 688.

Kl. 20 k, Gr. 9. 429 606. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Aufhängeanordnung für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen. 13. I. 24. S 64 756.

Kl. 80 a, Gr. 14. 429 472. Oscar Hermoye u. Charles Glorian, Ixelles-Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung gelochter Blöcke aus Beton und anderen stampfbaren und abbindenden Massen. 15. II. 20. H 91 962.

Kl. 80 b, Gr. 3. 429 553. Hubert Löscher, Halanzy, Belg.; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von tonerdereichem Zement. 21. X. 22. L 56 596.

Kl. 80 b, Gr. 3. 429 649. Dr. Heinrich Luftschitz, Dresden, Nürnberger Str. 35. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement, hydraulischen Zuschlägen u. dgl. 9. XI. 24. L 61 622.

Kl. 80 b, Gr. 3. 429 650. Thomas Rigby, London; Vertr.: Fr. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Herstellung von Zement nach dem Naßverfahren. 8. XII. 21. R 57 397. Großbritannien 19. XII. 21 bzw. 2. V. 22 bzw. 16. IX. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. 429 651. Rekord-Zement-Industrie G. m. b. H., Frankfurt a. M., u. Oskar Tetens, Oerlinghausen. Verfahren zur Herstellung eines hydraulischen Bindemittels aus Ölschiefer und Kalkstein; Zus. z. Pat. 427 801. 10. XII. 22. R 57 421.

Kl. 84 d, Gr. 2. 429 363. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Löffelbagger. 3. VIII. 23. K 68 767.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bericht über eine Studienreise in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Herrn Stadtbaudirektor Feuchtinger, Ulm a. D., und Prof. Dr.-Ing. Neumann, Stuttgart. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis geheftet RM. 3,60.

Die Literatur über den Straßenbau und die nordamerikanischen Straßen hat mit der vorliegenden Arbeit eine weitere Bereicherung erfahren. Das Buch behandelt auf 74 Seiten die wesentlichsten Merkmale der in den Vereinigten Staaten von Nordamerika am meisten zur Ausführung gekommenen Straßenbauarten, insonderheit die Asphaltstraßen und die Betonstraßen sowohl in statistischer Hinsicht als auch in Würdigung ihrer besondere Vorteile, Anwendungsmöglichkeiten, Bauausführung und Bewährung. Die Nebeneinanderstellung zwischen den jetzigen Verhältnissen und im Jahre 1912 ist von besonderem Interesse. Das Buch enthält ferner Angaben von Normen auf dem Gebiete des amerikanischen Straßenbaues in verschiedenen Staaten Nordamerikas. E. P.

Mathematische und technische Tabellen. Von Schultz-Dieckmann. 13. Auflage 1925. Verlag G. D. Baedeker, Essen. RM. 8,40.

Daß die Tabellen bereits in der 13. Auflage vorliegen, ist der beste Beweis für die große Beliebtheit, deren sie sich in der Praxis mit Recht erfreuen. Die neue Auflage reiht sich den früheren würdig an und zeigt mehrfache wertvolle Erweiterungen: (Zahlentabellen n, n^2, n^3 usw. bis 1200 ausgedehnt, Quadratzahl bis 3600 angegeben, Berücksichtigung der Arbeiten des Normen-Ausschusses der Deutschen Industrie, neue Knickvorschriften für den Eisenbau nebst Aufnahme der erstmalig berechneten Profilwerte k bei einfachen und zusammengesetzten Querschnitten, neue Bestimmungen für Bauten aus Eisenbeton usw. vom September 1925 und deren Berücksichtigung in Tabellen u. a. m. Somit ist bestimmt zu erwarten, daß auch die Neuauflage allseitig mit Nutzen verwendet werden und dem Werke immer weitere Freunde gewinnen wird. M. F.

Kalklöschen. Von Dipl.-Ing. Fritz Eisemann. Kalkverlag G. m. b. H., Berlin 1925. RM. 1,60.

Behandelt wird das Lagern, Löschen des Kalkes in Pulverform und in nassem Zustande, das fabrikmäßige Löschen, die Mörtelbereitung, endlich Mörtelwerke und Mörtelbeförderung. Die durch 31 Abbildungen unterstützten Ausführungen führen in vorbildlicher Art in das Gesamtgebiet des Kalklöschens ein. M. F.

Bestimmungen für die Ausführung der Bauwerke aus Eisenbeton usw. nach den Beschlüssen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. Sonderdruck von Carl Heymanns Verlag, Berlin W. 8. RM. 1,—.

Der Abdruck ist sehr übersichtlich und im Format handlich. M. F.

Hütte: Taschenbuch der Stoffkunde. Herausgegeben vom Akad. Verein Hütte und Dr.-Ing. A. Stauch unter Mitwirkung der Arbeitsgemeinschaft Deutscher Betriebsingenieure im V.D.I. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1926. Preis gebd. RM. 22,80, in Leder RM. 25,80.

Der neue Teil der „Hütte" behandelt Chemie, Materialprüfung, anorganische und organische Stoffe und gibt in seiner Gesamtheit einen namentlich für den Maschinenbau in allen seinen Teilen recht guten und vollständigen Überblick über das vielverzweigte Gebiet der Baustoffkunde. An das kurz, aber vollständig ausreichend und übersichtlich behandelte Gebiet der organischen und anorganischen Chemie schließt sich der Abschnitt über die Materialprüfung an. Hier werden besprochen: Die Prüfung der metallischen Baustoffe auf ihre mechanischen und technologischen Eigenschaften (bearbeitet von Rudeloff), Metallographie (von G. Masing), die chemische Untersuchung des Roheisens und des schmiedbaren Eisens (von C. Holthaus), Magnetische Messungen (von Steinhaus), Spezifischer Widerstand von Metallen und Prüfung der Isoliermittel (von H. Schering). Im Kapitel Anorganische Stoffe sind hervorhebenswert die Abschnitte über Eisen und Stahl, Mineralien und keramische Stoffe, mineralische Bindemittel, ungebrannte und gebrannte Steine sowie Glas, während im Kapitel: Organische Stoffe für den Bauingenieur von Bedeutung sind die Darlegungen über Holz. Die einzelnen, von sachverständigster Stelle bearbeiteten Abschnitte, die sich auf die eigentlichen Baustoffe, ihre Prüfung, ihr Vorkommen, ihre Verwendung, ihre Haupteigenschaften usw. beziehen, sind auch für das Studium des Bauingenieurs sehr empfehlenswert. Er findet in ihnen das, was er von der Baustoffkunde für seine besonderen Zwecke gebraucht, klar und übersichtlich und vollständig zusammengefaßt. M. F.

Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken. Amtliche Ausgabe, eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 9. September 25. W. Ernst & Sohn, Berlin 1925. 20 Seiten. RM. 1,20.

Neben den Vorschriften für Eisenbauwerke (Berechnungsgrundlage für eiserne Eisenbahnbrücken B. E.) vom 25. Februar 25 hat die Reichsbahn noch besondere Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken aufgestellt und in dankenswerter Weise allgemein zugänglich gemacht. Sie enthalten, um es kurz zu sagen, den Niederschlag all der reichen Erfahrungen, die bei den leitenden Stellen unserer früheren Staatsbahnverwaltungen und der Reichsbahnverwaltung gemacht worden sind. Kennzeichnend für den Geist der Grundsätze ist gleich der erste Satz, in dem außer technischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten auch die Rücksicht auf das gute Aussehen der Bauwerke und die Anpassung an die Umgebung verlangt wird. Es folgen die Umgrenzungslinien des lichten Raumes und weitere allgemeine Vorschriften. Dabei ist dankbar zu begrüßen, daß schon von vornherein bei dem Entwurf der Strecken und Bahnhofspläne eine reichliche Bauhöhe verlangt wird, was nicht immer geschehen ist. Ebenso ist es sehr richtig, daß bei Brücken mit kleiner Stützweite in der Regel die Bettung durchgeführt werden soll. Die Ersparnis an Baukosten, die hier durch einen Überbau mit offener Fahrbahn erzielt werden kann, fällt gar nicht ins Gewicht gegenüber der Unbequemlichkeit in der Gleisunterhaltung. Es folgen Vorschriften über die Durchbildung der Einzelheiten, die Stoßanordnung und Querschnittsformen. Die geringste Eisendicke ist auf 9 mm festgesetzt worden, die bei [- und I-Eisen noch um 2 mm verringert werden können, d. h. es sollen im allgemeinen keine Träger kleiner als Normalprofil 19 und [-Eisen kleiner als Normalprofil 12 verwendet werden.

Der nächste Abschnitt behandelt die Verbindungsmittel. Die dort angegebenen Nietbezeichnungen stimmen allerdings nicht mit denen in B. E. angegebenen Bezeichnungen nach DIN 139 überein. Gewöhnliche Halbrundniete sind bis zu einer Länge von 4,5 d, für größere Gesamtdicke der zu verbindenden Teile bis 6½ d Linsen-Senkniete oder gedrehte konische Bolzen zu verwenden. Bei Anschlüssen an Knotenbleche sind Beiwinkel an die abstehenden Teile mit dem 1½ fachen der rechnungsmäßigen Nietzahl anzuschließen. Die Vorschrift ist sehr gut, es ist jedoch mitunter schwierig, sie durchzuführen. Es würde m. E. wohl derselbe Zweck erreicht, wenn da, wo es bequemer ist, der Beiwinkel mit dem 1½ fachen der rechnungsmäßigen Nietzahl an das Knotenblech angeschlossen würde, während in dem abstehenden Schenkel nur die erforderliche Nietzahl gewählt wird. Versuche hierüber wären recht erwünscht. Die Stabschwerachse ist in die Netzlinie zu legen, wenn der Stab aus einzelnen Winkeleisen

besteht, während die Anschlußniete in die üblichen Nietrisse zu setzen sind; hier vermisse ich einen Hinweis darauf, daß eine mäßige Vergrößerung der Nietabstände zur besseren Aufnahme des Anschlußmomentes zweckmäßig erscheint. Daß bei einseitiger Stoßausbildung von verdeckten Plattenstößen die Zahl der Stoßdeckungsniete für jede Zwischenlage zwischen der Deckplatte und dem untersten gestoßenen Teil um das 0,3 fache erhöht wird, ist eine Verbesserung gegenüber der bisher oft angewandten Regel, die Zahl der Niete um 1 bis 2 zu erhöhen.

Der dritte Teil bringt Angaben für die Ausbildung der Hauptträger. Die Regelhöhe beträgt $^1/_{10}$ l für Vollwandträger und darf bis auf $^1/_{16}$ l eingeschränkt werden; für durchlaufende Träger wird $^1/_{12}$ l angegeben. Ob unter solchen auch Gelenkträger zu verstehen sind, wird nicht gesagt. Von den Fachwerkträgern werden Paralleltträger wegen der Einfachheit ihrer Ausführung bevorzugt. Ihre Höhe soll $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ l betragen, während dies Maß bei Parabel- und Halbparabelträgern $^1/_7$ bis $^1/_8$ l betragen soll. Die Angaben über die Lage der Netzlinien, die Querschnittsbildung, Aussteifung sind klar und erschöpfend.

Auch der folgende Abschnitt über die Fahrbahnausbildung ist sehr sorgfältig durchgearbeitet; erwünscht wäre m. E. eine Skizze über die bewährteste Anordnung von Leitschienen und Entgleisungsschutzvorrichtungen.

Die Längsträger sind nach Möglichkeit kontinuierlich auszubilden, doch ist bei großen Brücken die Fahrbahn ein- oder mehrmals zu unterbrechen. Eine Angabe über die Abstände, in denen solche Unterbrechungen für nötig gehalten werden, wäre an dieser Stelle wohl angebracht.

Neu ist wohl die Forderung, daß in der Regel, nicht nur ausnahmsweise, die Endquerträger für das Anheben der ganzen Brücke einzurichten sind; der Hinweis, daß auch ihre Hinterfläche für die Unterhaltung zugänglich sein muß, ist im Hinblick auf manche ältere Brücken sehr angebracht. Auch der Entwässerung und dem Rostschutz der Hauptträger durch besondere schräge Bleche, nötigenfalls durch besondere an die Stegbleche genietete Bleche, ist besondere Sorgfalt gewidmet.

Zum Schutz vor Rauchgasschäden wird die Verwendung von Eisenbeton- oder Betonfahrbahntafeln empfohlen. Über den Schutz der unten liegenden Haupt- und Querträgergurte ist leider nichts gesagt. Es folgen Angaben über einbetonierte Träger, Schienenauszüge, Wind-Bremsverbände und Lager. Die Sicherung der Lage der unteren Lagerplatten soll statt durch Rippen durch vier Zapfen an den Ecken oder Dollen geschehen.

Den Schluß bilden kurze Angaben für die Ausbildung der Säulen. Fußsteige, Geländer- und Besichtigungseinrichtungen.

Das Heft bietet in gedrängter Form eine Fülle von Hinweisen, und jeder Ingenieur, der im Brückenbau tätig ist, muß sich eingehend damit vertraut machen. Ohne die Möglichkeit freier Gestaltung und Weiterentwicklung des Brückenbaues einzuschränken, wie es eine zuweitgehende Normung tun würde, gibt die Anwendung dieser Grundsätze, soweit das eine Vorschrift vermag, die Gewähr, daß nur gesunde Bauwerke geschaffen werden. Müllenhoff.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Für die Reisezeit! — Ingenieurhilfe!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu"! Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Zahlung des Mitgliedsbeitrages für 1926.

Trotz unserer wiederholten Mahnungen sind leider immer noch eine Anzahl Mitglieder mit dem Beitrag rückständig. Wiederholte Ersuchen und Mahnungen um den Beitrag bedeuten Leerlaufarbeit, verursachen unnütze Kosten und verschlingen Mittel, die für nützliche Zwecke verwendet werden können.

Wir bitten daher dringend, den Beitrag, wenn irgendmöglich, auf das ganze Jahr, so bald wie möglich auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, einzuzahlen.

Unbekannt verzogene Herren

(Fortsetzung aus Heft 22.)

Schwegler, Hermann, Dipl.-Ing., Köln-Lindenthal, Theresienstr. 62.
Schweicher, Ferdinand, Dipl.-Ing., Mannheim, Friedrichsring 14.
Segelken, Lüder, Dipl.-Ing., Essen-Bredeney, Lilienstr. 52.
Sickinger, Albert, stud. ing., Karlsruhe, Georg-Friedrich-Str. 18.
Simons, Hanns, Dipl.-Ing., Essen-Bredeney, Bredeneyer Str. 5.
Soltau, Bernhard, Dipl.-Ing., Ladenburg a. N., Bahnhofstr. 522.
Stempfle, Alfred, Dipl.-Ing., Dillingen a. Donau, Donaustr. 13.
Storbeck, Günter, Reg.-Baumeister, Dietfurt a. Altmühl (Oberpfalz).
Strauß, Viktor, Dipl.-Ing., Kraiburg a. Inn 2 (Oberbayern).
Stroh, Georg, Dipl.-Ing., Düsseldorf, Beckerstr. 6.
Thieme, Arthur Rudolf, Dipl.-Ing., Mannheim, Friedrichsplatz 12.
Tittmann, Ernst, Dipl.-Ing., Mannheim, Schleusenweg 5.
Trappe, Fritz, Ingenieur, Mannheim U 2, Nr. 2.
Treiber, Fritz, stud. ing., Karlsruhe, Schloßplatz 8.
Ullrich, Ernst Heinrich, cand. ing., Karlsruhe, Klanprechtstr. 6.
Vesper, Karl, Dipl.-Ing., Berlin-Steglitz, Beymestr. 10 a.
Völzke, Georg, Bauingenieur, Cassel, Humboldtstr. 29.
Wahl, Ernst, Dipl.-Ing., Berlin, Speyerer Str. 22, angeblich nach Köln verzogen.
Wehrenpfennig, Gerhard, Dipl.-Ing., Dortmund-Dorstfeld, Heyden-Rynche-Str. 2.
Weinzweig, Mark, stud. ing., Hannover, Spittastraße 18.
Wentzel, Hans, stud. ing., Darmstadt, Neues Palais.
Westphal, Ernst, cand. ing., Charlottenburg 1, Mindener Straße 22.
Weis, Artur, cand. ing., Karlsruhe i. B., Sofienstr. 35.
Wilken, Paul, stud. ing., Darmstadt, Pankratiusstr. 8.
Winderlich, Arwin, Dipl.-Ing., Tegal-Java (Holl. Indien), Mangkoekoesoenen Nr. 8.
Winkler, Emerich, Dipl.-Ing., Szeged (Ungarn), Tesza Lajas K. N. 51.
Wittig, I., Dipl.-Ing., Essen, Brunhildestr. 17.

Wir richten an unsere Mitglieder die dringende Bitte, uns bei Ermittlung der jetzigen Anschriften vorstehender Mitglieder zu unterstützen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 11. Juni 1926 Heft 24

DIE BAUSTELLENEINRICHTUNG DER ZWILLINGSSCHACHTSCHLEUSE IN FÜRSTENBERG, ODER.

Nach dem Vortrag des Herrn Regierungs- und Baurats Kaumanns anläßlich der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

In Fürstenberg a. d. Oder errichtet die Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen neben dem bestehenden dreischleusigen Abstieg eine Zwillingsschachtschleuse, die den Höhenunterschied von 14 m zwischen der Scheitelhaltung des Oder-Spree-Kanals und der Oder vermittelt. Die dem lebhaften Verkehr zwischen Berlin und Oberschlesien Rechnung tragenden Abmessungen des Schleusenbauwerks — 12 m nutzbare Breite und 130 m nutzbare Länge — bedingen die Verarbeitung derartig umfangreicher Betonmassen, daß der Einrichtung dieser Baustelle mit dem Ziele, eine möglichst hohe Leistungsfähigkeit zu erreichen, besondere Beachtung geschenkt werden mußte. Denn es galt die durch die Abkürzung der Bauzeit sich bietenden wirtschaftlichen Vorteile auszunutzen — ich brauche nur die Möglichkeit der früheren Einstellung der vierstützigen Grundwassersenkung in der 20 m tiefen Baugrube hervorzuheben.

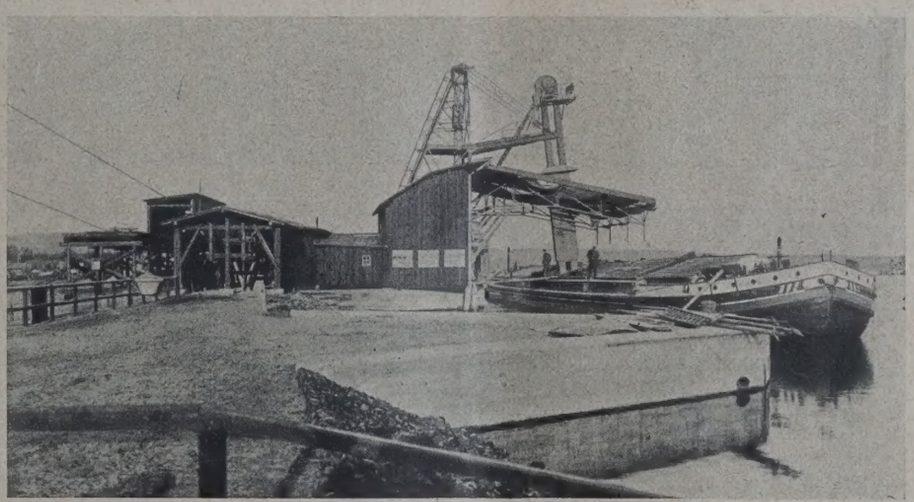


Abb. 1. Becherwerk beim Entladen eines Zementkahnes und untere Seilbahnstation.

In die Zwillingsschachtschleuse mit Nebenanlagen werden 130000 m³ feste Betonmasse eingebaut. Nach dem Bauplan steht für diese Leistung einschließlich der dreimonatlichen Winterunterbrechung eine Bauzeit von 14 Monaten, im ganzen also nur 11 Monate zur Verfügung.

Die Betonblöcke der Schleusensohle mit 2500 m³ Inhalt sind ohne jede Arbeitspause in einem Guß herzustellen. Dementsprechend waren die Einrichtungen so zu treffen, daß eine Höchstleistung von 1500 m³/Tag erreicht werden kann. Ich darf vorwegnehmen, daß bei den im Oktober begonnenen Betonarbeiten schon wiederholt Tagesleistungen von 1200 m³ erreicht wurden.

Zwischen Auftragserteilung und Beginn der Betonarbeiten stand dem Unternehmer zur Errichtung derartig leistungsfähiger Anlagen nicht die unbedingt erforderliche Zeit zur Verfügung. Deshalb entschloß sich die Bauverwaltung, die Anlagen zur Beförderung, Entladung und Lagerung der Binde- und Zuschlagstoffe sowie die gesamten Betonmischanlagen selbst zu errichten. Dies war um so mehr geboten, als die Verwaltung die Lieferung sämtlicher Baustoffe übernommen hat und dafür Sorge tragen mußte, daß bei Beginn der Betonarbeiten genügend Vorräte an Baustoffen vorhanden waren. Ein weiterer Grund lag in der Wiederverwendung der Geräte und Einrichtungen beim Bau des Hebewerkes in Niederfinow und den Schleusenbauten des Ihle-Plauer-Kanales.

Weil die Baustoffe fast ausschließlich auf dem Wasserwege herangeschafft werden, wurde der obere Vorhafen bis nahe an die Schleusenbaugrube fertiggestellt, durch einen Abschlußdamm abgesperrt und unter Wasser gesetzt, so daß die Kähne bis dicht an die Baustelle heranschwimmen können.

I. Anfuhr der Bindestoffe.

a) Deckkähne.

40000 t Zement werden von der Firma C. O. Wegener in Rüdersdorf in unverpacktem Zustande geliefert und durch eigens zu diesem Zweck von der Verwaltung hergerichtete Deckkähne in regelmäßigem Pendelbetrieb nach Fürstenberg befördert. Die fünf sorgfältig ausgewählten Kähne von durchschnittlich 300 t Tragfähigkeit, die vorher nur hochwertige und wasserempfindliche Stoffe befördert haben, sind über den Lade- und Hängebühnen durch eine gut verklebte Papplage und außerdem noch durch eine 2 cm starke, gespundete Schalung gegen aufsteigende Feuchtigkeit geschützt. Die Beladung im Werk erfolgt durch Schnekken unter dem Schutze eines überkragenden Daches. Durch den Wegfall der Säcke und die Art der Beförderung, Entladung und Lagerung des Zementes werden erhebliche Beträge erspart.

Der Traß wird in einer Menge von — 15000 t, durch den Dt. Traßbund aus dem Nettetal geliefert, von Andernach mit Rheinkähnen nach Rotterdam gefahren, dort mittels Becherwerk in Seeleichter umgeschlagen, auf dem Seewege nach Stettin befördert, hier durch Greifer in Oderdeckkähne umgeladen und auf der Oder oder durch die Kanäle über Berlin nach Fürstenberg gebracht.

b) Becherwerk.

Zement und Traß werden in Fürstenberg durch ein Becherwerk, das von der Firma Ad. Bleichert & Co. ausgeführt ist, mit einer stündlichen Leistung von 17 t entladen. Bei Tag- und Nachtbetrieb ist diese Einrichtung in der Lage, die Entleerung eines 300-t-Kahnes in 24 Stunden zu bewerkstelligen. Die Anlegestelle ist von einer 10 m auskragenden Dachkonstruktion überspannt (Abb. 1), die mit einer aufrollbaren Zeltplane abgedeckt ist, so daß auch bei ungünstiger Witterung die Entladung ohne Beeinträchtigung der Güte

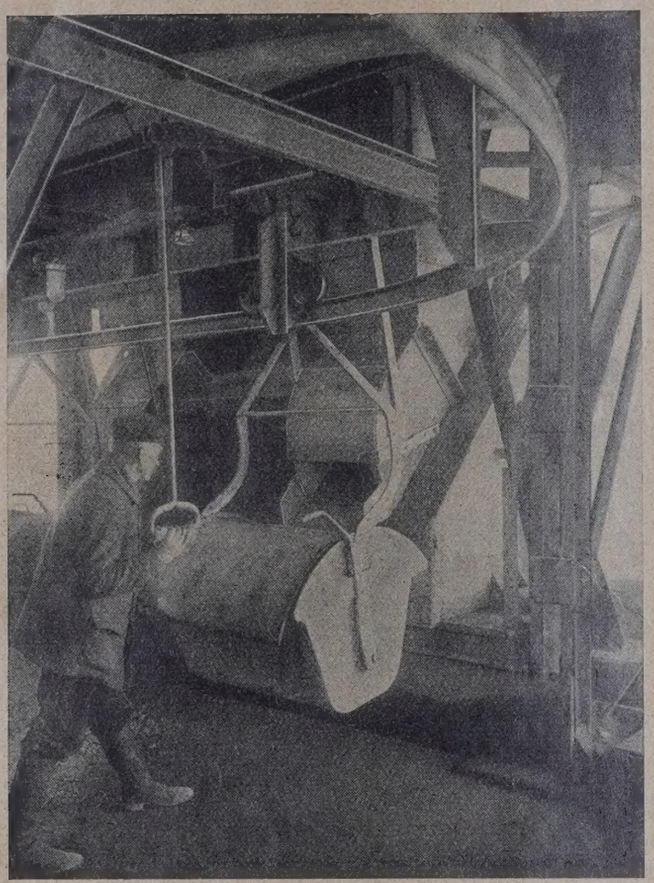


Abb. 2. Füllen der Hängewagen der Seilbahn aus dem Überladerumpf des Becherwerkes.

des losen Zements erfolgt. Auch der für die Bewegung des Becherwerks in senkrechter und wagerechter Richtung dienende Schlitz in der Dachkonstruktion wird durch Zeltbahnstreifen, die in Spannrollen befestigt sind, wasserdicht verschlossen. Durch ein teleskopartiges Rohr fällt der Zement in einen Überladerumpf (Abb. 2), aus dem gleichzeitig mittels Segmentverschlüssen zwei Hängewagen von je 250 Liter Inhalt beladen werden können. Eine scharfe Trennung zwischen Zement und Trass ist durch Kennzeichnung der einzelnen Wagen gewährleistet.

c) Seilbahn.

Eine Bleichertsche Einseilbahn stellt die Verbindung dieser Entladestelle mit der etwa 300 m entfernten Siloanlage her (Abb. 1). Die Seilbahn ist der Leistungsfähigkeit des Becherwerks angepaßt, kann jedoch durch Einschaltung weiterer Wagen erheblich erhöht werden. Die Hängewagen sind derartig verschlossen, daß während der Beförderung keine Feuchtigkeit eindringen kann. Der Spannschlitten der Seilbahn ist über den Silos in der oberen Station angebracht.

d) Siloanlage.

Die Siloanlage für den Traß und Zement besteht aus

Abb. 4. Feststehender Turm des Kabelkranes.

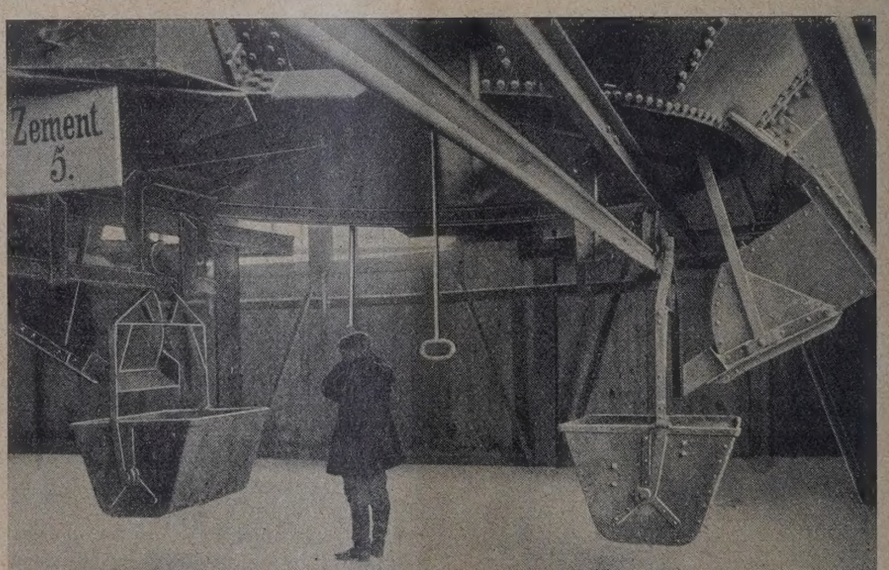


Abb. 3. Unterer Segmentverschluß eines Zementsilos.

8 kreisrunden Zellen von je 9,5 m Durchmesser und 10 m Höhe mit einem Fassungsvermögen von je 600 m³. Sie ist von der Firma Louis Eilers, Hannover, ausgeführt. Entsprechend dem spezifischen Gewicht des Zementes sind die Zellen für eine Belastung von je 780 t berechnet, sie besitzen also im ganzen eine Tragfähigkeit von 6240 t. 5 Zellen sind für Zement und 3 für Traß bestimmt. Jede Zelle ist oben mit 2 Einlauföffnungen und unten mit 2 Entleerungsöffnungen versehen, letztere werden sowohl durch Segment- als auch durch Trommelverschlüsse mit Meßvorrichtungen bedient. Die gesamte Siloanlage ist mit einer Holzverkleidung umgeben, so daß Zement und Traß gegen alle Witterungseinflüsse geschützt sind. Ebenso wie oberhalb der Silozellen die von der Seilbahn ablaufenden Wagen von Hand nach den Einfüllöffnungen an den Hängeschienen gerollt werden, werden auch unterhalb der Silozellen die Entnahmewagen von je 500 Litern von Hand nach der Vormischanlage geschoben (Abb. 3).

II. Ausladen der Zuschlagstoffe.

a) Kabelkran.

Der Kies wird in der Nähe der Neissemündung gebaggert, mittels Kähnen nach dem oberen Vorhafen geschafft und dort durch den Bleichertschen radial fahrbaren Kabelkran von 400 m Reichweite entladen. Dieser Kran überspannt den ganzen Vorhafen und die Lagerplätze der Zuschlagstoffe. Der feste (Abb. 4) Turm hat eine Höhe von 29 m, der bewegliche (Abb. 5) eine Höhe von 25,4 m. Die Laufkatze trägt 4800 kg. Die Förderkübel besitzen 2,25 m^3, der Greifer 1,25 m^3 Inhalt. Der Durchhang des Tragkabels beträgt bis 16 m. Bei voller Ausnutzung leistet der Kran stündlich 22 Förderspiele bei einem Hub von 10 m des Greifers und einer Fahrweite der Laufkatze von 160 m.

Abb. 5. Radial fahrbarer Turm des Kabelkranes.

b) Überladebunker.

Durch 2 Überladebunker von je 5 m^3 Inhalt ist auch die Möglichkeit geboten, die Zuschlagstoffe nicht auf die Halden, sondern unmittelbar in die für die Bedienung der Mischanlage bestimmten Baustoffzüge zu laden.

Splitt und Schotter werden in den Koschenberger Grauwackenbrüchen gewonnen, mit der Reichsbahn bis Fürstenberg befördert, dort in Prähme umgeschlagen, in den Vorhafen gefahren und hier in ähnlicher Weise wie der Kies durch den Kabelkran entladen.

III. Mischanlage.

a) Vormischstation.

Die Mischanlage besteht aus einer Vormisch- und einer Hauptmischanlage. Zement und Traß werden im Verhältnis 1 : 0,5 von den Silozellen herangefahren, in 3 Kreislaufdoppelttrogmischern von 750 Liter Fassungsraum, die von der Firma Gauhe-Gockel & Co. geliefert sind, gehoben und dort trocken durch zwei wagerecht liegende Rührwerkwellen mit Mischarmen durchgearbeitet. Das vorgemischte Gut wird je nach dem Mischungsverhältnis in Meßtrommeln oder selbsttätigen Wagen genau abgemessen in Hängewagen von je 1200 Liter Inhalt geschüttet (Abb. 6).

Abb. 6. Hängewagen unter der Vormischanlage mit Meßtrommel.

Abb. 7. Hängewagen unter einem Sandbunker mit Segmentverschluß.

b) Hängebahn unter Zuschlagstoffebunkern.

Diese werden auf einer Hängebahn an die Kiesbunker herangeschoben, dort bis zu einer bestimmten Marke mittels leicht bedienbarer Segmentverschlüsse mit Kies (Abb. 7), ebenso weiterlaufend mit Splitt und nach Bedarf auch mit Schotter gefüllt und schließlich auf derselben Hängebahn bis zur Hauptmischanlage gebracht, wo sie in die Aufzugskästen

entleert werden. Die entleerten Wagen werden auf der gegen Regen völlig geschützten Hängebahn im Kreislauf zu den Vormischanlagen zurückgeschoben.

e) Hauptmischstation.

In 5 Aufzugskästen von je 1200 Liter Fassungsvermögen werden die Binde- und Zuschlagstoffe 6 m gehoben und in die 5 Mischmaschinen (Abb. 8) von dem gleichen Fassungsraum geschüttet, die von der Firma Schiege, Leipzig, geliefert sind. Diese Mischer besitzen Doppelkonustrommeln von 2,40 m Trommeldurchmesser mit 2 spiralförmig gebogenen Wendeschaufeln. Die Entleerung erfolgt durch Umsteuerung und Rückwärtsdrehung der Trommel. Die erst trocken und dann unter Wasserzusatz gründlich durchgearbeitete Mischung wird während der Entleerung von Zwischenbehältern aufgenommen, die das Mischgut durch Öffnen von Segmentverschlüssen an die auf zwei gleichlaufenden Gleisen stehenden Betonzüge abgeben.

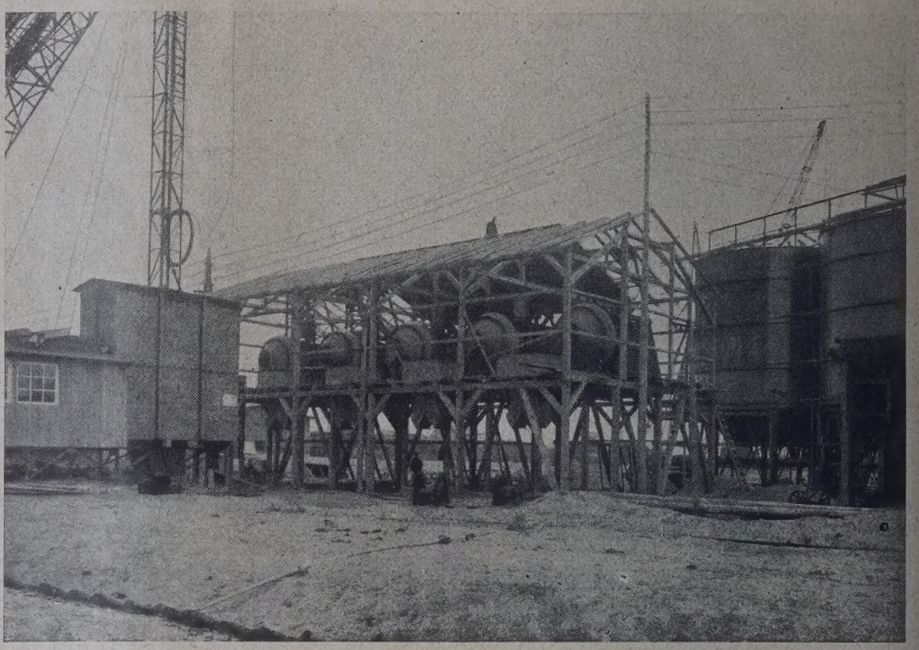


Abb. 8. 5 Schiege-Mischer der Hauptmischanlage im Bau.

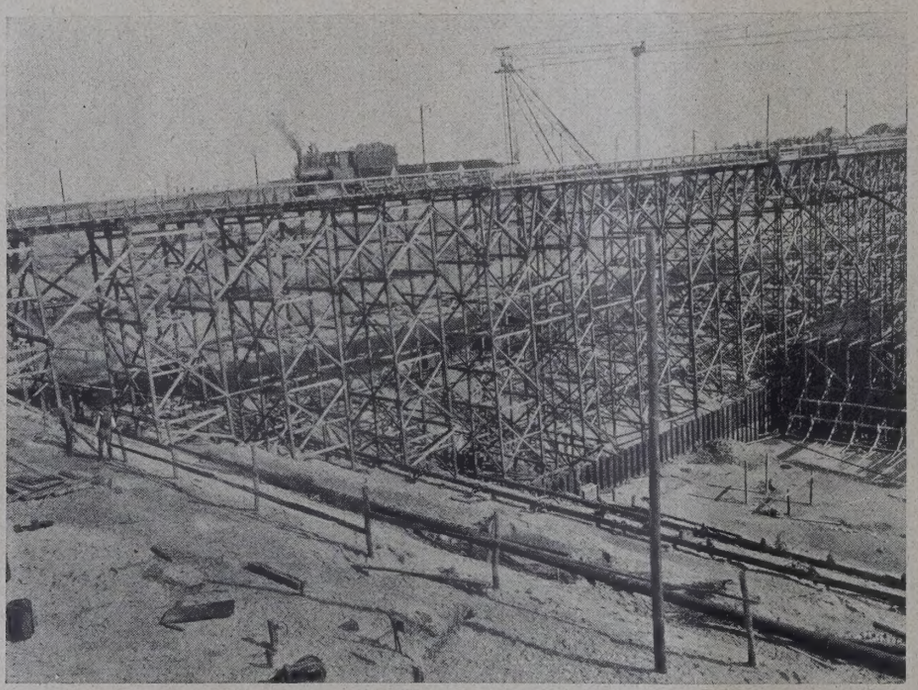


Abb. 9. Betonzug auf dem 25 m hohen Gerüst der Schleusenbaustelle.

Diese von der Verwaltung erstellten Anlagen werden von fachkundigen Leuten des Generalunternehmers, der Firma Habermann & Guckes-Liebold A.-G. bedient. Die weitere Einrichtung der Baustelle, vor allem die Aufstellung der 25 m hohen Gerüste zu beiden Seiten der Schleusengrube, auf denen die Betonzüge den Gußbeton heranbringen (Abb. 9), und die Anordnung und Aufhängung der Gußrinnen sind im Einvernehmen mit der Bauleitung durch den Generalunternehmer ausgeführt, der auch auf seine Kosten den zweiten, die gesamte Baugrube überspannenden Bleichertschen Kabelkran zum Versetzen der Schalung und Gießvorrichtung sowie zum Einbringen der Eiseneinlagen hat aufstellen lassen. Man wählte diese Einrichtung, um die Leistungsfähigkeit der Gesamtanlage zu erhöhen, denn man glaubte die in Aussicht genommenen höchsten Tagesleistungen von 1500 m^3 mit Gießtürmen nicht so sicher und wirtschaftlich zu erreichen.

Erwähnt sei noch der neuzeitlich eingerichtete Versuchsraum, in dem alle zur Baustoffprüfung erforderlichen Geräte und Maschinen aufgestellt sind.

ABBRUCH DER AUSLEGERBRÜCKE ÜBER DIE NIAGARASCHLUCHT.

Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin.

Die Lebensdauer unserer Brückenbauwerke hängt von einer ganzen Reihe von Bedingungen ab: zunächst von der Art des Baustoffes selbst und seiner Fähigkeit, den dauernden Einwirkungen der Witterung und des Betriebes zu widerstehen, ferner von den örtlichen Verhältnissen und von der Art des Betriebes, sodann von dem Vorhandensein und der Wirksamkeit von Vorkehrungen zur Abwehr schädlicher Einflüsse, von der Sorgfalt, die für Beobachtung und Unterhaltung des Bauwerks aufgewendet wird, und schließlich von seiner Anpassungsfähigkeit an wachsende Betriebsanforderungen. Die Mängel, die einem Bauwerk nach diesen Richtungen hin anhaften, zeigen sich zwar vielfach schon bei den Revisionen, denen ja alle größeren Bauwerke und besonders die Brückenbauten unterworfen werden müssen; indessen ein abschließendes Urteil läßt sich doch erst fällen, wenn das Bauwerk abgebrochen wird, wenn es also gleichsam in seine anatomischen Bestandteile zerlegt wird. Unter anderem zeigt sich dabei besonders der Zustand der während des Betriebes unzugänglichen Stellen.

Hieraus folgt, wie außerordentlich wichtig es ist, daß der Ingenieur auch den Abbrüchen die größte Aufmerksamkeit schenkt, wird ihm doch hier eine ausgiebige Gelegenheit geboten, seine Erkenntnisse in bezug auf die Lebensnotwendigkeiten eines Bauwerkes zu vertiefen.

Einen wertvollen Beitrag zu diesem Thema liefert der Abbruch der großen Auslegerbrücke über die Niagaraschlucht. Diese Brücke ist im Jahre 1883 erbaut worden, genügte aber schon 17 Jahre später nicht mehr den Verkehrsbedürfnissen, so daß eine Verstärkung durch Einfügung eines dritten Hauptträgers vorgenommen werden mußte. Im vergangenen Jahre wurde sie dann durch eine unmittelbar daneben errichtete eiserne Bogenbrücke ersetzt. Die verhältnismäßig kurze Lebensdauer der Brücke ist daher in der Hauptsache wohl darauf zurückzuführen, daß schließlich ihre Anpassungsfähigkeit an die wachsenden Betriebsanforderungen erschöpft war. Um so interessanter und ergiebiger ist der Einblick, den ihr Abbruch in ihre konstruktive Eigenart gewährt. Denn während doch bei sehr alten Brücken, deren Dasein schließlich nur durch das Versagen des Baustoffes beendet wurde, das Konstruktive vielfach nur ein mehr oder weniger geschichtliches Interesse bietet, ist die Konstruktion dieser Brücke noch nicht so überaltert, daß sich die bei ihrem Abbruch in dieser Beziehung gesammelten Erfahrungen nicht mehr mit Gewinn verwenden ließen.

Der Abbruch der Brücke vollzog sich in sehr einfacher Weise durch Umkehrung des bei der Aufstellung angewendeten Verfahrens.

Interessanter als das Abbruchverfahren, das grundsätzlich nichts Neues bietet, ist der Zustand, in dem die Brücke beim Abbau vorgefunden wurde. Bemerkenswert sind hier vor allem die starken Rosterscheinungen, besonders an jenen Stellen, die von vornherein für den Anstrich und auch späterhin für Reinigung und Revision unzugänglich waren; an solchen Stellen hat es bei dieser Brücke anscheinend nicht gefehlt. Sehr eigentümlich war beispielsweise der Befund der landseitigen Bolzenlager am Kopf der Turmpfosten. Dort hatten die Hauptträgerpfosten am unteren Ende seinerzeit eine halbrunde Aussparung erhalten, mit der sie auf dem Bolzen im Gußkörper des Stützenkopfes ruhen sollten. Beim Abheben des betreffenden Hauptträgerjoches zeigte sich nun, daß man, anscheinend zu Montagezwecken, unter jede Ecke des Hauptträgerpfostens ein Stückchen Eisen, etwa 25 mm im Quadrat und 10 mm stark, gelegt hatte. Der amerikanische Berichterstatter vermutet, daß man bei der Aufstellung annahm, diese Eisenklötzchen würden sich unter der Brückenlast so weit zusammenquetschen, daß die Bolzen zum Tragen kommen würden; vielleicht hat man sie aber auch einfach vergessen, jedenfalls wurde festgestellt, daß die Plättchen sich zwar teils etwas zusammengedrückt, teils zwischen die einzelnen Platten der Pfosten gezwängt hatten, eine Berührung zwischen Bolzen und Pfostenaussparung wurde aber im allgemeinen nicht erreicht. Nur an einigen Stellen, wo das Wasser leichter zudringen konnte, und wo die Plättchen zu Flocken harten Rostes geworden waren, hatten sich die Pfosten soweit gesenkt, daß sie zu einem sehr kleinen Teil unmittelbar auf den Bolzen auflagen. Im übrigen ruhten sie nur auf einer dicken Rostschicht, die sich zwischen Bolzen und Pfostenaussparung gebildet hatte.

Sehr lehrreich ist auch der Befund der gelenkig ausgebildeten Knotenpunkte. Nach dem Bericht des die Oberaufsicht führenden Brückeningenieurs der Michigan Central R. R. Co. waren die Augenstäbe in den meisten Fällen und besonders überall dort, wo man sie so dicht aneinander gepackt hatte, daß sie für Anstrich und Reinigung unzugänglich waren, vollkommen fest zusammengerostet, was sich zunächst dadurch bemerkbar machte, daß sie nicht die geringste Drehbewegung zeigten, wenn sie an einem Ende abgeschnitten wurden. Es sei bemerkt, daß es sich hierbei um Stablängen bis zu 7 m handelte, die bei etwa 90 cm² Querschnitt ungefähr 500 kg wogen. Mit einem etwa 1 m langen Stabstumpf wurden Versuche angestellt. Nachdem man ihn zur Lockerung des Rostes längere Zeit mit einem Hammer bearbeitet hatte, zeigte er nach 6 kräftigen Schlägen auf das freie Ende nur eine Drehung um etwa 2 mm. Unter diesen Umständen war das Heruntertreiben der Augenstäbe von den Bolzen natürlich eine mühsame Arbeit, waren doch darunter Bolzen von rd 1,80 m Länge, die 32 Augenstäbe trugen. Der Rost hatte sich in großer Ausdehnung bis 13 mm tief in die Bolzen eingefressen. Der amerikanische Berichterstatter macht den Vorschlag, künftighin zwischen den Augenstäben genügend große Abstände zu lassen[1]), die das Reinigen und die Erneuerung des Anstrichs gestatten. Außerdem sollte man die Gelenke mit Schutzkästen umgeben, die mit in Öl getränkten Wollabfällen angefüllt werden könnten.

Sehr starke Rosterscheinungen zeigten sich auch an dem mittleren Hauptträger, der zur Verstärkung im Jahre 1900 hinzugefügt worden war, sowie an dem ebenfalls hinzugefügten mittleren Pfosten der Turmpfeiler. Als besondere Ursache wurde hier die Einwirkung von Salzlösung festgestellt, die aus den Gefrierwagen getropft war. Bei den außenliegenden älteren Hauptträgern und Turmpfosten zeigte sich diese Einwirkung weniger. Dies ist zum Teil daraus zu erklären, daß die mittleren Brückenteile den Salzlösungstropfen eben mehr ausgesetzt waren; es zeigte sich aber doch, daß das Material der älteren Konstruktionsglieder gegen das Rosten widerstandsfähiger war, besonders in den unteren Bauteilen der Turmfüße, wo sich die Tropfen gleichmäßiger über die ganze Breite der Konstruktion verteilten. Hier trat die Zerstörung durch Rost auch am heftigsten auf, was auf den kräftigeren Aufschlag der Tropfen an dieser Stelle zurückzuführen ist. Besonders stark litten die Vergitterungen der Turmpfosten, die beim mittleren, also später hinzugefügten Pfosten im Jahre 1918 fast vollständig erneuert werden mußten, da der Rost große Löcher hineingefressen hatte. Die Vergitterungen der äußeren Turmpfosten dagegen waren noch in verhältnismäßig gutem Zustande. Der amerikanische Berichterstatter nimmt an, daß die alten Vergitterungen aus Schweißeisen, die mittleren dagegen aus halbhartem Flußstahl bestanden.

Sehr übel hatte sich im Laufe der Jahre ein konstruktiver Mangel bemerkbar gemacht, und zwar am Anschluß der Querträger an die Hauptträgerpfosten. Man hatte hier von vornherein den Fehler gemacht, die Wind- und Bremsverbände nicht unmittelbar an die Hauptträgergurte, sondern in gewissen Abständen von ihrer Achse an die oberen Gurtwinkel der Querträger anzuschließen. Die Folge davon waren erhebliche Biegungsbeanspruchungen der Querträger in horizontaler Richtung, die schließlich sogar zum Bruche der Stahlbleche an den Befestigungsstellen führten. Auch spätere Verstärkungen durch große und starke Laschen und Konsole konnten die schlechten Wirkungen des fehlerhaften Anschlusses nicht ganz aufheben, denn beim Abbruch der Brücke zeigten sich an den Bolzenlöchern der neuen Laschen wiederum Risse.

Dies sind in großen Zügen die am meisten interessierenden Beobachtungen. Aus ihnen läßt sich schließen, daß der Brücke wohl ohnehin kein langes Leben mehr beschieden gewesen wäre. Die starken Verrostungen sprechen hier eine zu eindringliche Sprache. Zum großen Teil ist hieran natürlich die offene Fahrbahn schuld. Wenigstens die geradezu verheerenden Wirkungen der Salzlösungstropfen hätten sich wohl durch Anordnung von Schutzkonstruktionen vermeiden lassen. Es ist immerhin unverständlich, daß man in dieser Richtung jahrzehntelang nichts getan hat.

Ein näheres Eingehen auf weitere Einzelheiten verbietet der zur Verfügung stehende Raum; es sei nur zum Schluß noch das Bedauern ausgesprochen, daß der amerikanische Berichterstatter seine Ausführungen nicht eingehender durch

---

[1]) Dies dürfte allerdings ohne eine weitere Vergrößerung der ohnehin schon reichlichen Bolzenlänge nicht zu ermöglichen sein.

Einzelzeichnungen der Konstruktion und Abbildungen der beschädigten Brückenteile erläutert hat. Der Wert derartiger Berichte könnte hierdurch noch erheblich gesteigert werden. Es ist dies ein Mangel, dem man in amerikanischen Zeitschriften leider sehr häufig begegnet.

Es sei nicht versäumt, schließlich noch die Hauptabmessungen der Brücke anzugeben. Die beiden Auslegerarme waren, von Mitte Turmpfeiler gerechnet, nach der Landseite 63,4 m und nach der Flußseite 57,2 m lang. Die Stützweite des mittleren Koppelträgers betrug 36,6 m und die Mittelöffnung von Mitte bis Mitte Turmpfeiler 151 m. Somit Gesamtlänge der Brücke rd 277,4 m. Höhe von Schienenoberkante bis Wasserspiegel rd 73 m.

(Nach Eng. News Rec. vom 31. Dezember 1925.)

GRUNDLAGEN FÜR DIE BERECHNUNG VON RAHMEN BEI UNGLEICHMÄSSIGER DURCHWÄRMUNG[1].

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

Einleitung.

Bei der Untersuchung statisch unbestimmter Rahmentragwerke wird der Einfluß der Wärme meistens unter der nur fallweise zutreffenden Annahme in Rechnung gestellt, daß die Bautemperatur aller oder einzelner Teile derselben durchaus gleiche Änderung erfahre. Bei manchen Anordnungen wird man nicht mehr an solchen Voraussetzungen festhalten, besonders wenn wegen der Verwendungsart oder Lage des Bauwerkes in ihm zeitweise größere unterschiedliche Temperaturen entstehen.

Die Frage, welchem Gesetze der Wärmedurchgang innerhalb eines Querschnittes folge, hat mangels ausreichender Versuche und wohl auch wegen der Schwierigkeit der Problemstellung eine für den täglichen Gebrauch geeignete, einfache Lösung bisher nicht gefunden; man unterlegt daher den Berechnungen von Balken mit gerader oder schwach gekrümmter Achse ein geradliniges Wärmedurchleitungsgesetz, nimmt also an, daß in allen Punkten eines Querschnittes, die von der Nullachse den gleichen Abstand haben, Wärmegleichheit bestehe.

Um die in einem statisch unbestimmten Tragwerke infolge ungleichmäßiger Erwärmung geweckten Überzähligen bestimmen zu können, ist die Kenntnis der hierdurch in den einzelnen Elementen entstehenden Entformungsgrößen ausreichend[2].

Träger gleichen Querschnittes.

Der in Abb. 1 dargestellte Freiträger A—B besitze eine Bautemperatur T°, die durch Wärmeänderung auf T_o° in der obersten, auf T_u° in der untersten Faser ansteigt. Die absolute Wärmesteigerung beträgt daher $t_o = T_o - T$, bzw. $t_u = T_u - T$; in der Mittelfaser ergibt sie sich mit: $t_m = \frac{1}{2}(T_o + T_u) - T = \frac{1}{2} + (t_o + t_u)$. Für $t_o = -t_u$ wird $t_m = o$, d. h. die ungleichmäßige Erwärmung bleibt ohne Einfluß auf die Mittelfaser. Mit:

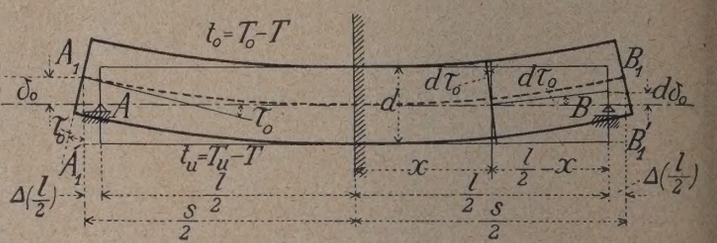


Abb. 1.

$$\Delta t = T_u - T_o = t_u - t_o$$

möge der von der Bautemperatur unabhängige Wärmeunterschied bezeichnet werden.

Bei ungleichmäßiger Erwärmung erfährt der Träger sowohl eine Verbiegung als auch eine Verlängerung. Zwei im Abstande d x stehende Querschnitte 1—1 und 2—2 (Abb. 2) verdrehen sich hierbei um den Winkel $d\tau_o$ gegeneinander und vergrößern ihren Abstand in der Schwerachse auf:

$$d x_m = (1 + \varepsilon t_m)\, d x;$$

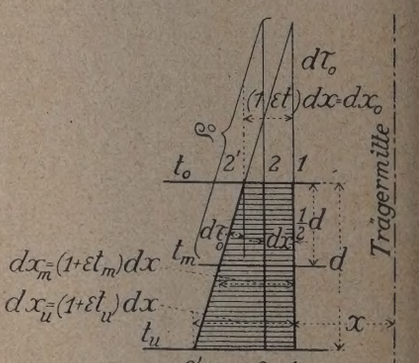


Abb. 2.

ε ist die Wärmedehnzahl. Der Querschnitt liege in der Entfernung x von der Trägermitte. Nunmehr ist:

$$d\tau_0 = \frac{d x_u - d x_o}{d} = \frac{\varepsilon \Delta t}{d}\, d x$$

und daher der Endverdrehungswinkel (Abb. 1):

$$(1) \qquad \tau_0 = \frac{\varepsilon \Delta t}{d} \int_0^{\frac{l}{2}} d x = \frac{\varepsilon \Delta t\, l}{2 d}$$

(l = Trägerlänge, d = Querschnittshöhe). τ_0 ist unabhängig von der Bautemperatur. Der Krümmungshalbmesser ϱ_0 an der Stelle x berechnet sich wegen

$$\varrho_0\, d\tau_0 = d x_m = (1 + \varepsilon t_m)\, d x$$

mit

$$(2) \qquad \varrho_0 = (1 + \varepsilon t_m) \frac{d x}{d \tau_0} = \frac{(1 + \varepsilon t_m)\, d}{\varepsilon \Delta t}$$

---

[1]) Anlaß zu dieser Abhandlung gab der folgende mir zur Begutachtung vorgelegte Fall: Bei einer zweischiffigen Eisenbetonhalle wiesen die mit Anlauf ausgebildeten Querträger — die unmittelbar an die zwischen den Rahmen gespannten Unterzüge steif angeschlossen waren — nächst dem Anlaufbeginn (Momentennullpunkt) von oben nach unten sich verjüngende, fast senkrecht zur Trägerachse verlaufende Risse auf. Die Rißstellen lagen ausnahmslos zu beiden Seiten des mittleren Unterzuges. Die Rißursache war festzustellen. Die statische Untersuchung ergab, daß die Belastung allein das Auftreten der Risse trotz bestehender konstruktiver Mängel (zu geringe Übergrifflänge der für die Aufnahme der negativen Stützenmomente erforderlichen Eisen) nicht zu rechtfertigen vermochte. Hingegen bot die Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Durchwärmung und die einer solchen gleichzuhaltende Schwindung ausreichenden Anhalt für das Entstehen der Risse, um so mehr als die Querträger auf ziemliche Längen nächst den Rißstellen nur einseitig bewehrt waren. In meinem Buch „Schwindspannungen in Trägern aus Eisenbeton", Verlag Alfred Kröner, Leipzig 1925, weise ich nach (Seite 117), daß bei einfach bewehrten, sechs Wochen alten Eisenbetonträgern die der Schwindung gleichzuhaltende ungleichmäßige Durchwärmung bei schwacher Bewehrung (0,7 %) mit rund 16°, bei starker Bewehrung (3,38 %) mit rund 26° in Rechnung zu stellen ist.

Im übrigen sei auch auf den einen ähnlichen Fall behandelnden Artikel von Th. Janssen „Schwindrisse im Eisenbeton", Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft Nr. 100, 1917 hingewiesen.

[2]) Herzka, 1. „Die Berechnung des zweistieligen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff", Zeitschrift für Betonbau 1916, Heft 7—10 (erschienen als Sonderdruck bei Lehmann & Wentzel, Wien). 2. „Balken mit stetig veränderlicher Höhe", Der Bauingenieur 1920, Heft 12, und 3. „Berechnung von Rahmentragwerken aus Elementen stetig veränderlicher Höhe", Schweizerische Bauzeitung 1921, Maiheft.

ϱ_0 ist konstant; der Stab krümmt sich nach einem Kreis. Die Länge $\widehat{A_1B_1}$ der Mittelfaser beträgt:

$$l_1 = 2\int_0^{\frac{l}{2}} \varrho_0 \, d\tau_0 = (1+\varepsilon t_m)\, l \tag{3}$$

Um das Maß δ_0 der Aufbiegung, des Werfens, zu finden, denken wir uns den Träger vorerst nur an der Stelle x erwärmt; dann ist:

$$d\delta_0 = \left(\frac{l}{2} - x\right) d\tau_0$$

und bei Durchwärmung des ganzen Trägers:

$$\delta_0 = \frac{\varepsilon \Delta t}{d}\int_0^{\frac{l}{2}} \left(\frac{l}{2} - x\right) dx = \frac{\varepsilon \Delta t\, l^2}{8\,d} = \tau_0 \frac{l}{4} \tag{4}$$

Für den gegenseitigen Abstand $A_1' - B_1' = s$ der Endpunkte A_1, B_1 liefert die Kreisbeziehung:

$$s^2 = 4\,\delta_0\,(2\,\varrho_0 - \delta_0).$$

Nach Sonderwertung entsteht mit Unterdrückung von δ_0 gegen $2\,\varrho_0$:

$$s = l\,(1+\varepsilon t_m)^{1/2},$$

wofür auch geschrieben werden darf:

$$s = \left(1 + \frac{1}{2}\varepsilon t_m\right) l \tag{5}$$

Die absolute Längenänderung beträgt somit:

$$\Delta l = s - l = \frac{1}{2}\varepsilon t_m\, l \tag{6}$$

Bei gleichmäßiger Erwärmung um t_m' betrüge sie hingegen:

$$\Delta l' = \varepsilon t_m'\, l \tag{6'}$$

Die gleichen Ergebnisse liefert der allgemeine Rechnungsgang. Erfolgt das Werfen des Trägers nach $y = f(x)$, so lautet der Ausdruck für ϱ_0 bei Vernachlässigung von y' gegenüber der Einheit:

$$\varrho_0 = \frac{1}{y''},$$

daher:

$$y'' = \frac{1}{\varrho_0} = \frac{\varepsilon \Delta t}{(1+\varepsilon t_m)\, d} = k, \tag{7}$$

$$\begin{cases} y' = k\,x \\ y = \frac{1}{2}\,k\,x^2 \end{cases} \tag{8}$$

Die Integrationskonstanten verschwinden (mit $x = o$ wird auch $y' = y'' = o$). Nach früherem besitzt die Werfungslinie, Abb. 3, im Endpunkte 3' die Neigung τ_0 und die Aufbiegung δ_0; an der Stelle $x = \frac{l}{2}$ (Punkt 1) mißt die Neigung:

$$y' = \tau_1 = \frac{1}{2}\,k\,l$$

und die Aufbiegung:

$$y = \delta_1 = \frac{1}{8}\,k\,l^2.$$

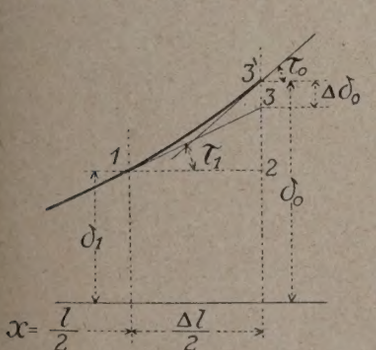


Abb. 3.

Mit Berücksichtigung von k entsteht daher:

$$\begin{cases} \tau_0 = (1+\varepsilon t_m)\,\tau_1 \\ \delta_0 = (1+\varepsilon t_m)\,\delta_1 \end{cases} \tag{9}$$

Aus dem Differentialdreieck $\overline{123}$ folgt:

$$\frac{\Delta l}{2}\tau_1 = (\delta_0 - \Delta\delta_0) - \delta_1$$

Wird $\Delta\delta_0$ gegenüber δ_0 unterdrückt, so ergibt sich wegen Gl. (9) und (4):

$$\frac{\Delta l}{2} = \varepsilon t_m \frac{\delta_0}{\tau_0} = \frac{1}{4}\varepsilon t_m \tag{10}$$

also wieder der Wert der Gl. (6). Die Gleichungen (9) besagen: Die Endordinaten δ_0 an der Stelle $\frac{1}{2}(l + \Delta l)$ und die zugeordneten Endverdrehungswinkel τ_0 können unmittelbar aus den an der Stelle $\frac{l}{2}$ gültigen Werten δ_1 und τ_1 entwickelt werden, wenn man auf diese das lineare Wärmedehnungsgesetz für die mittlere Temperaturänderung t_m anwendet.

Träger mit Anlauf (Voute, Schräge).

Mit Hilfe der von Dipl.-Ing. M. Ritter empfohlenen Gleichung (siehe die in Fußnote 2 genannten Aufsätze):

$$y = \frac{J_m}{J} = 1 - (1-n)\left(\frac{2x}{l}\right)^{2r} \tag{11}$$

läßt sich der Einfluß, den die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes J auf die Berechnung statisch unbestimmter Größen nimmt, in einer der Wirklichkeit sehr entsprechenden Weise berücksichtigen; insbesondere liefert die Auswertung der Ausdrücke:

$$\int \frac{M_x}{EJ}\cdot\frac{\partial M_x}{\partial X}\,dx = \frac{1}{EJ_m}\int y\,M_x\frac{\partial M_x}{\partial X}\,dx$$

durchsichtige und einfache Endwerte. Die Gleichung für y ist auf die Trägermitte bezogen. Für $x = o$ entsteht $y = 1$ ($J = J_m$), für $x = \frac{l}{2}$ dagegen $y = n = \frac{J_m}{J_a}$. Darin stellt J_a das Trägheitsmoment am Balkenende dar. Je nach dem vorhandenen Trägeranlauf wird ein passendes oder mittleres „r" gewählt und sodann die Berechnung der statisch unbestimmten Größen bzw. der Entformungswerte auf dem a. a. O. dargelegten Wege durchgeführt. In allen solchen Fällen darf nicht übersehen werden, daß es sich nur um eine, wenn auch zureichende Näherungsrechnung handelt, deren Berechtigung im Eisenbetonbau ohne weiteres zugestanden werden darf. Selbst bei einem äußerlich streng gesetzmäßigen Verlaufe der Trägerform läßt sich hier die Gesetzmäßigkeit nicht auch auf das Trägheitsmoment übertragen, weil der Anteil der Betonzugzone an der Spannungsaufnahme mit der Art und Größe der Belastung gewissen, schwer zu fassenden Schwankungen unterworfen ist.

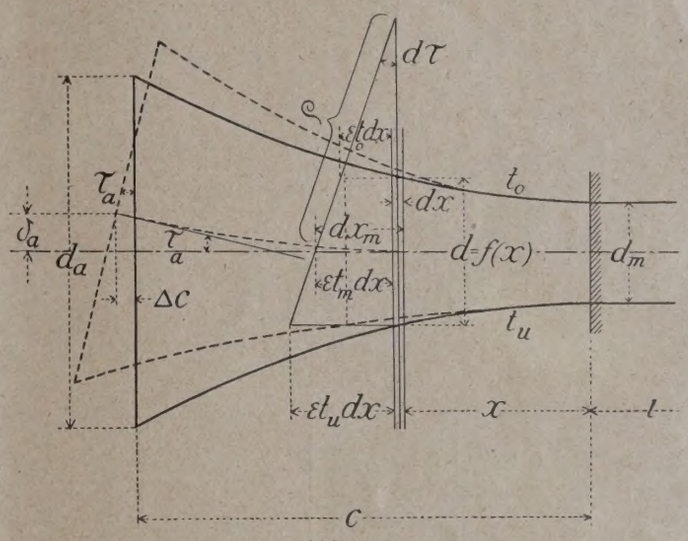


Abb. 4.

Bei der Untersuchung von Wärmeeinflüssen kommt nun der Höhe des Querschnittes die wichtigste Rolle zu; wollte man die Rittersche Gleichung auf die Querschnittshöhe zurückführen, so nähme sie eine für die Auswertung unhandliche Form an und die Ergebnisse würden undurchsichtig. Man wird daher eine andere, passendere Gleichung wählen oder aber den tatsächlichen Trägerverlauf berücksichtigen.

Der symmetrische Trägeranlauf von der Länge c besitze die in Abb. 4 dargestellte Form; an der Stelle x bestehe die

Balkenhöhe $d = f(x)$; bei Festhaltung des Querschnittes $x = o$ nimmt der Träger, wenn $T_u > T_o$, die in der Abbildung punktierte Lage ein. Die Endaufbiegung sei δ_a, die Endverdrehung τ_a. Es folgt ohne weiteres:

$$d\tau = \frac{\varepsilon \Delta t \, dx}{f(x)}$$

und daher:

$$\tau_a = \varepsilon \Delta t \int_0^c \frac{dx}{f(x)} \tag{12}$$

Der Krümmungshalbmesser ϱ am Orte x mißt:

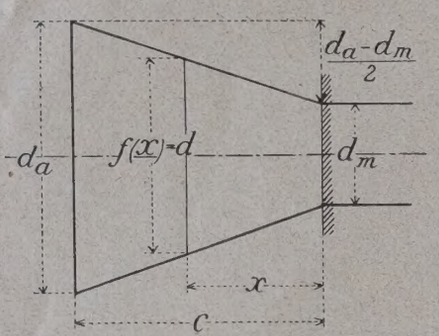


Abb. 5.

$$\varrho = \frac{dx_m}{d\tau} = (1 + \varepsilon t_m)\frac{dx}{d\tau}$$

und mit Berücksichtigung von $d\tau$:

$$\varrho = \frac{1 + \varepsilon t_m}{\varepsilon \Delta t} f(x) \tag{13}$$

Die Mittelfaser verlängert sich auf:

$$c_t = (1 + \varepsilon t_m)\, c \tag{14}$$

Endlich findet man die Aufbiegung δ_a aus:

$$\delta_a = \int_0^c (c - x)\, d\tau = \varepsilon \Delta t \int_0^c (c - x)\frac{dx}{f(x)} \tag{15}$$

Handelt es sich z. B. um einen geraden Anlauf (Schräge), so hat man mit den Bezeichnungen der Abb. 5:

$$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x,$$

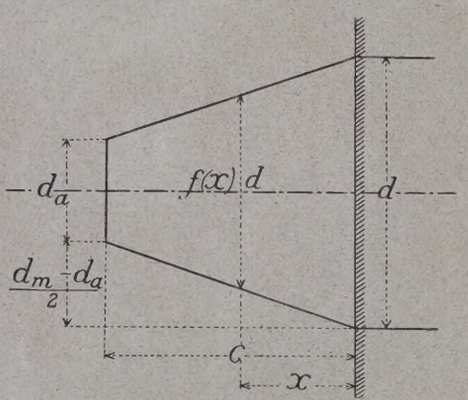


Abb. 5a.

$$\tau_a = \varepsilon \Delta t \int_0^c \frac{dx}{d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x} = \frac{\varepsilon \Delta t \, c}{d_a - d_m} \ln \left\{ d_m - \frac{d_a - d_m}{c} x \right\}_0^c$$

$$\tau_a = \frac{\varepsilon \Delta t \, c}{d_a - d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right), \tag{16}$$

oder mit $\Delta = \left(1 - \frac{d_m}{d_a}\right)$ nach Entwicklung in eine Reihe:

$$\tau_a = \frac{\varepsilon \Delta t \, c}{d_a} \left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^3}{4} + \ldots \right) \tag{16'}$$

Für die Aufbiegung gilt:

$$\delta_a = \varepsilon \Delta t \int_0^c \frac{(c - x)\, dx}{d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x} = \frac{\varepsilon \Delta t \, c^2}{d_a - d_m} \left\{ \frac{d_a}{d_a - d_m} \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right) - 1 \right\} \tag{17}$$

oder auch:

$$\delta_a = \frac{\varepsilon \Delta t \, c^2}{d_a} \left\{ \frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \ldots \right\} \tag{17'}$$

Für $d_a = d_m$ ($\Delta = o$) nehmen die Gl. (16) und (17) die unbestimmte Form $\frac{o}{o}$ an; die Beseitigung der Unbestimmtheit oder die Einführung von $\Delta = o$ in die Gl. (16') bzw. (17') ergibt:

$$\begin{cases} {}_o\tau_a = \dfrac{\varepsilon \Delta t \, c}{d_a} \\ {}_o\delta_a = \dfrac{\varepsilon \Delta t \, c^2}{2 d_a} = {}_o\tau_a \dfrac{c}{2} \end{cases} \tag{18}$$

Mit $c = \frac{l}{2}$ folgen unmittelbar Gl. (1) und Gl. (4). Zur Berechnung von Δc dient Gl. (10), daher ist:

$$\Delta c = \varepsilon t_m \frac{\delta_a}{\tau_a} = \varepsilon t_m \, c \left\{ \frac{d_a}{d_a - d_m} - \left(\ln \frac{d_a}{d_m} \right)^{-1} \right\} \tag{19}$$

oder auch:

$$\Delta c = \varepsilon t_m \, c \, \frac{\frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \ldots}{1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \ldots}. \tag{19}$$

Mit $d_a = d_m$ ($\Delta = o$) entsteht in Übereinstimmung mit Gl. (6):

$$\underset{\Delta = 0}{\Delta c} = \frac{1}{2} \varepsilon t_m \, c,$$

während für $d_a = \infty$ ($\Delta = 1$) der ohne weiteres erklärliche Wert $\underset{\Delta = 1}{\Delta c} = \varepsilon t_m \, c$ sich ergibt[3]).

In ähnlicher Weise wurden die Entformungsgrößen für den Anlauf Abb. 5 a (geradlinige Verjüngung der Trägerhöhe)

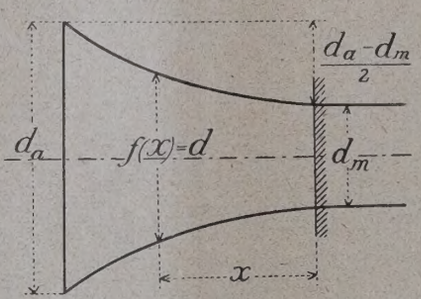


Abb. 6.

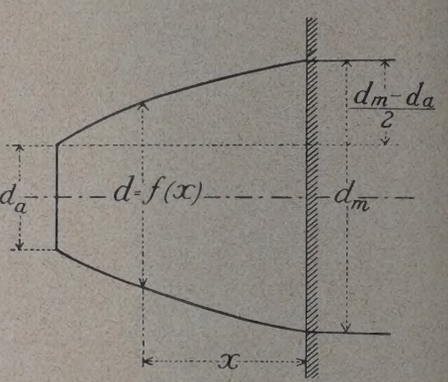


Abb. 6a.

und für die parabolischen Anläufe Abb. 6 und 6a berechnet und in der Zahlentafel 1 übersichtlich zusammengestellt.

[3]) Für $\Delta = 1$ werden die Reihen Gl. (19') divergent; mit:

$$S = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} + \frac{1}{4} \ldots = \infty$$

entsteht:

$$\underset{\Delta = 1}{\Delta c} = \varepsilon t_m \, c \frac{S}{1 + S} = \varepsilon t_m \, c \frac{1}{1 + \frac{1}{S}} \varepsilon t_m \, c$$

ferner:

$$\tau_{a\,(\Delta = 1)} = \varepsilon \Delta t \, c \lim \frac{\ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right)}{d_a - d_m} = 0,$$

$$\delta_{a\,(\Delta = 1)} = \varepsilon \Delta t \, c^2 \lim \frac{d_a \ln \left(\frac{d_a}{d_m} \right) - (d_a - d_m)}{(d_a - d_m)^2} = 0$$

Diese Ergebnisse liefert im übrigen eine einfache Überlegung.

Tabelle 1. Entformungsgrößen.

Form	Gleichung des Anlaufes	Abkürzungen $\Delta =$	Endverdrehungswinkel $\tau_a =$	Endaufbiegung $\delta_a =$	Verlängerung $\Delta c =$
Abb. 5 $d_a > d_m$	$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c} x$	$1 - \frac{d_m}{d_a}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{d_a - d_m} \ln\left(\frac{d_a}{d_m}\right) = \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_a}\left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \dots\right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_a - d_m}\left\{\frac{d_a}{d_a - d_m} \ln\left(\frac{d_a}{d_m}\right) - 1\right\} = \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_a}\left\{\frac{1}{2} + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{4} + \dots\right\}$	
Abb. 5a $d_a < d_m$	$d = f(x) = d_m - \frac{d_m - d_a}{c} x$	$1 - \frac{d_a}{d_m}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m - d_a} \ln\left(\frac{d_m}{d_a}\right) = \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m}\left(1 + \frac{\Delta}{2} + \frac{\Delta^2}{3} + \dots\right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{d_m - d_a}\left\{1 - \frac{d_a}{d_m - d_a} \ln\left(\frac{d_m}{d_a}\right)\right\} = \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m}\left\{1 + \frac{\Delta}{3} + \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^3}{10} + \dots\right\}$	$= \varepsilon t_m \frac{\delta_a}{\tau_a}$
Abb. 6 $d_a > d_m$	$d = f(x) = d_m + \frac{d_a - d_m}{c^2} x^2$	$\sqrt{\frac{d_a}{d_m} - 1}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{\Delta \cdot d_m} \operatorname{arctg} \Delta = \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m}\left(1 - \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^4}{5} - \frac{\Delta^6}{7} + \dots\right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{\Delta \cdot d_m}\left\{\operatorname{arctg} \Delta - \frac{1}{\Delta} \ln (1 + \Delta^2)^{\frac{1}{2}}\right\} = \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m}\left\{1 - \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^4}{15} - \frac{\Delta^6}{28} + \dots\right\}$	
Abb. 6a $d_a < d_m$	$d = f(x) = d_m - \frac{d_m - d_a}{c^2} x^2$	$\sqrt{1 - \frac{d_a}{d_m}}$	$\frac{\varepsilon \Delta t c}{2 \Delta \cdot d_m} \ln \frac{1 + \Delta}{1 - \Delta} = \frac{\varepsilon \Delta t c}{d_m}\left(1 + \frac{\Delta^2}{3} + \frac{\Delta^4}{5} + \frac{\Delta^6}{7} + \dots\right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m} \cdot \frac{1 - \Delta^2}{\Delta^2} \ln (1 + \Delta) \ln (1 - \Delta) = \frac{\varepsilon \Delta t c^2}{2 d_m}\left\{1 + \frac{\Delta^2}{6} + \frac{\Delta^4}{15} + \frac{\Delta^6}{28} + \dots\right\}$	
Abb. 8	$d = f(x) = \frac{d_m}{1 - (1 - \Delta)\left(\frac{2x}{l}\right)^{2q}}$	$\frac{d_m}{d_a}$	$\frac{\varepsilon \Delta t l}{2 d_m}\left(1 - \frac{1 - \Delta}{1 + 2q}\right)$	$\frac{\varepsilon \Delta t l^2}{8 d_m}\left\{1 - \frac{1 - \Delta}{(1 + q)(1 + 2q)}\right\}$	$\frac{\varepsilon t_m l}{4} \cdot \frac{2q^2 + 3q + \Delta}{(1 + q)(\Delta + 2q)}$

Besteht ein Träger aus dem höhengleichen Teile 1 und zwei anschließenden Anläufen c (Abb. 7), so berechnen sich die

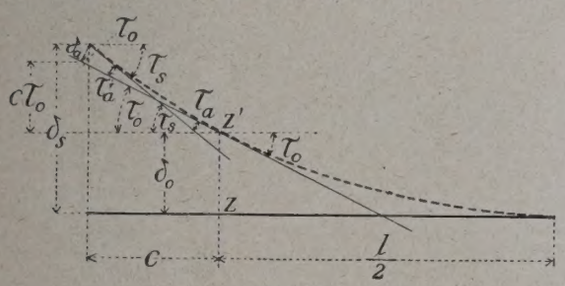


Abb. 7.

Entformungsgrößen aus der Überlegung, daß an deren Zusammenschlußstelle Z eine gemeinsame Tangente bestehen müsse. Daher ist der Endverdrehungswinkel:

(20) $$\tau_s = \tau_0 + \tau_a$$

und die Endaufbiegung:

$$\delta_s = \delta_0 + c\,\tau_0 + \delta_a \cos \tau_0 = \delta_0 + \delta_a + c\,\tau_0$$

Hierfür darf auch geschrieben werden:

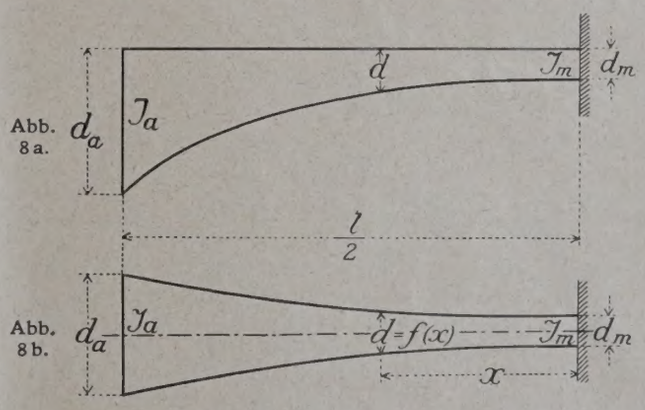
(21) $$\delta_s = \delta_a + \left(c + \frac{l}{4}\right) \tau_0 .$$

Träger mit gesetzmäßiger Höhenänderung.

Bei der Unsicherheit, die hinsichtlich des Wärmedurchleitungsgesetzes besteht, empfiehlt es sich, der Berechnung der Entformungsgrößen eine Trägerform zu unterlegen, deren Gleichung eine möglichst einfache Auswertung von τ_a, δ_a und Δc gestattet, ohne daß hierbei der Genauigkeitsgrad des Endergebnisses wesentlich litte; hierzu eignet sich, wie schon bemerkt wurde, die Rittersche Gleichung nicht; statt dieser empfehlen wir die Formel:

(22) $$d = f(x) = \frac{d_m}{1 - (1 - \Delta)\left(\frac{2x}{l}\right)^{2q}} .$$

Vermöge ihres Baues kommt sie für $\Delta = \frac{d_m}{d_a} \gtrless 1$ in Betracht, deckt demnach das ganze Gebiet der sich verjüngenden oder



verbreiternden Anläufe. Im Vergleich zur Ritterschen Gleichung ist bei vorausgesetztem Rechteckquerschnitt:

(23) $$\Delta = n^{1/3} = \left(\frac{J_m}{J_a}\right)^{1/3} = \frac{d_m}{d_a}$$

zu setzen; x stellt die auf die Trägermitte bezogene Abszisse, $d = f(x)$ die zugeordnete Querschnittshöhe dar (Abb. 8 a u. b). Die Hochzahl 2 q ist je nach dem gewählten Verlaufe von

$d = f(x)$ besonders zu bestimmen. Für $x = \frac{l}{2}$ wird $d = d_a = \frac{d_m}{\Delta}$, für $x = o$ dagegen $d = d_m$. Mit $x = \frac{l}{2}\varphi$ schreibt sich schließlich:

$$d = \frac{d_m}{1 - (1-\Delta)\varphi^{2q}}. \tag{22'}$$

Nunmehr folgt wegen $dx = \frac{l}{2} d\varphi$ aus Gl. (12):

$$\tau_a = \frac{\varepsilon \Delta t l}{2 d_m} \int_0^1 \left[1 - (1-\Delta)^{2q}\right] d\varphi,$$

$$\tau_a = \tau_0 \left[1 - \frac{1-\Delta}{1+2q}\right], \tag{24}$$

wobei zu setzen ist (Gl. 1):

$$\tau_0 = \frac{\varepsilon \Delta t l}{2 d_m}.$$

Ferner ist [Gl. (4)]:

$$\delta_a = \frac{\varepsilon \Delta t l^2}{4 d_m} \int_0^1 (1-\varphi)\left(1 - [1-\Delta]\varphi^{2q}\right) d\varphi,$$

$$\delta_a = \delta_0 \left[1 - \frac{1-\Delta}{(1+q)(1+2q)}\right], \tag{25}$$

wenn

$$\delta_0 = \frac{\varepsilon \Delta t l^2}{8 d_m}$$

Mit $\Delta = 1$ gehen obige Ausdrücke in jene für höhengleiche Träger über. Zur Berechnung von $\Delta c = \frac{\Delta l}{2}\left(c = \frac{l}{2}\right)$ hat man [Gl. (10)]:

$$\Delta c = \frac{\Delta l}{2} = \varepsilon t_m \frac{\delta_a}{\tau_a}$$

und nach Auswertung:

$$\Delta c = \frac{1}{4} \varepsilon t_m l \frac{2q^2 + 3q + \Delta}{(1+q)(\Delta + 2q)}. \tag{26}$$

Mit $c = \frac{1}{2}$ und $\Delta = 1$ entsteht selbstredend:

$$\Delta c_0 = \frac{1}{2} \varepsilon t_m c$$

Für sehr kräftige Anläufe, also für $d_a = \infty$ ($\Delta = o$) wird:

$$\Delta c = \frac{1}{2} \varepsilon t_m c \frac{2q+3}{2(1+q)}. \tag{26'}$$

Die angegebenen Formeln gelten für die Formen 8 a und 8 b, demnach sowohl für symmetrische als auch einseitig zur Stabachse angeordnete Anläufe.

Zur Bestimmung von „q" bei gegebener äußerer Trägergestaltung führt folgender Weg. Die Ableitung der Gl. (22) ergibt:

$$d' = \operatorname{tg}\alpha = \frac{2q\, d\,(d - d_m)}{x\, d_m}. \tag{27}$$

An der beliebigen Stelle m (x, d), Abb. 9, zieht man die Tangente $\overline{mm'}$, die mit der x-Achse den Winkel α einschließt;

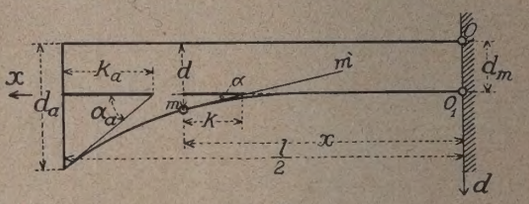


Abb. 9.

sie schneidet auf der durch O_1 im Abstande d_m verlaufenden Parallelen zur x-Achse die Strecke k ab.

Nun ist

$$k \operatorname{tg}\alpha = d - d_m$$

und daraus:

$$k = \frac{d - d_m}{\operatorname{tg}\alpha} = \frac{x\, d_m}{2q\, d} \tag{28}$$

Bei bekanntem k ist daher:

$$q = \frac{x\, d_m}{2k\, d} \tag{29}$$

Unter der Voraussetzung, daß die Trägerumgrenzungslinie streng dem Gesetz Gl. (22) folgt, ist q konstant. Man erhält dann z. B. für das Trägerende $\left(x = \frac{l}{2},\ d = d_a\right)$:

$$k_a = \frac{l\Delta}{4q} \tag{28'}$$

und

$$\operatorname{tg}\alpha_a = d_a' = \frac{4q\, d_a (1-\Delta)}{l\Delta} \tag{27'}$$

Zur Auftragung der Trägerform genügen wenige Zwischenpunkte, etwa für $\left(\frac{2x}{l}\right) = \frac{1}{2}, \frac{3}{4}$; hierzu sei bemerkt, daß Gl. (22) innerhalb der Grenzen o bis 1 dann ohne Wendepunkt verläuft, wenn $q \geq 1/2$.

(Schluß folgt.)

INSTANDSETZUNG UND UMBAU DER WEHRANLAGE DER A.-G. PAPIERFABRIK HEGGE IN KINSAU A. LECH.

Von der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Nürnberg.

Der hier zu besprechenden Bauausführung kommt nicht der Größe der Anlage und ihrer Konstruktionsdurchbildung wegen, wohl aber wegen ihrer Schadenaufdeckung und der hierdurch in Kolkvorgänge gegebenen Einblicke, Bedeutung zu; sie dürfte also bei Fachmännern einige Beachtung finden.

Die A.-G. Papierfabrik Hegge ließ in den Jahren 1904—1907 in Kinsau am Lech eine Wasserkraftanlage zum Betrieb ihrer Holzstoffabrik errichten. Das Nutzgefälle beträgt 6,1 m, die ausgenützte Wassermenge 40 m³/sec und die Zahl der ausgenützten PS 2300.

Die Wehranlage bestand vor dem Umbau (siehe Abb. 1 u. 2) aus dem festen 80 m langen Betonwehr, an welches sich links der Fischpaß, eine Floßgasse von 10 m lichter Weite und vier Kiesschleusen mit zusammen 16,6 m Weite anschlossen. Am linken Ufer: Einlaufbauwerk mit sieben Einlaßschützen von zusammen 29,8 m Weite. Der Werkkanal ist ca. 2 km lang. Für Niedrigwasser ist eine besondere Floßeinfahrt am oberen Kanalende eingebaut. — Neben dem Krafthaus befindet sich eine Floßgasse zum Abstieg in das Unterwasser für Flöße, welche den Werkkanal passieren.

Die Anlage hat den Beanspruchungen, welche die Hochwässer des Lechs und besonders dasjenige vom Jahre 1910 an sie stellten, nicht genügt. Die Fundierung der Wehranlage war nicht tief genug erfolgt. Die absolut notwendigen, durchgehenden Spundwandabschlüsse im Ober- und Unterwasser und deren Hinabführung in den Flinz haben gefehlt. Sicherlich wohl, weil zur Zeit der Erbauung eiserne Spundwände noch unbekannt waren. So erklärt es sich, daß im Laufe der Jahre Unterwaschungen stattfanden, welche zur fast vollständigen Zerstörung der Wehranlage führten. Die ersten Beschädigungen am Wehr wurden im einspringenden Winkel desselben im Jahre 1919 beobachtet und der Schutz vor weiterer Zerstörung in die Wege geleitet.

Während der Durchführung traten starke Hochwässer auf und führten im September 1920 zur Unterspülung des Wehres. Bei Erledigung der Instandsetzungsarbeiten für

diesen Bauteil und während der Erneuerung der Ufermauer am linken Ufer zeigten sich auch Mängel an der Floßgasse und am alten Floßgassenboden, welche, soweit möglich, sofort behoben wurden, jedoch trotz der Gegenmaßnahmen im November 1921 zum Einsturz der Floßgasse führten.

Im nachstehenden werden die Arbeiten getrennt nach den verschiedenen Bauabschnitten behandelt:

a) Ufermauer: Die Ufermauer unterhalb des linken Kiesschleusenpfeilers wurde zum Schutze der Oberwasserkanalböschung während des Krieges errichtet, und die Ausführung litt hierdurch wohl ebenso wie manches andere unter so ungewöhnlichen Verhältnissen errichtete Werk. Die Folgeerscheinungen ließen nicht lange auf sich warten, so daß sich die Besitzerin der Anlage zu einem Neubau der Ufermauer entschließen mußte. Die A.-G. Papierfabrik Hegge hat im Herbst 1919 die Firma D. & W. A.-G., Niederlassung Nürnberg mit der Ausarbeitung eines Projektes über die Ausführung einer neuen Ufermauer betraut. Bohrungen bildeten die Grundlagen zur Bearbeitung verschiedener Vorschläge. — Zur Ausführung kam die Gründung der Mauer bis in den tragfähigen Flinz. — Gleichzeitig mit der Ufermauer ist eine Verlängerung des Abschußbodens unterhalb der alten Kiesschleusen und die Herstellung einer Trennungsmauer zwischen Floßgasse und Kiesschleuse vorgesehen worden.

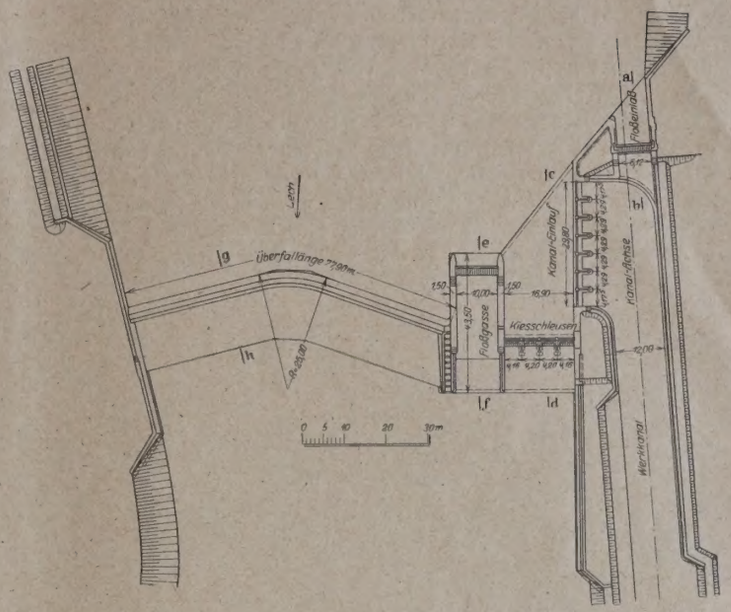


Abb. 1. Grundriß der Wehranlage vor dem Umbau.

Für die Ausführung, die ohne Unterbrechung des Betriebes zu erfolgen hatte, wurde im Werkkanal ein die Baugrube umschließender Fangdamm von 1,2 m Stärke errichtet, der aus zwei Holzspundwänden von je 12 cm Stärke bestand. — Die Ausfüllung erfolgte mittels Letten. Die bestehenden Kiesfallen wurden mit Aufsätzen versehen und waren während der Ausführung geschlossen zu halten. Der Abschluß der Baugrube gegen das Unterwasser zu wurde mit Larssenspundwänden Prof. II bewerkstelligt, welche nach Abschneiden auf planmäßiger Tiefe im Bau als Sicherung belassen wurden. An der Längsseite wurden einzelne Dielen aufgesattelt und die Aufsatzbohlen dienten als Träger einer Betonwand mit beiderseitiger Holzverkleidung. Das Rammen der unterstromseitigen Spundwandumschließung und die Durchführung des Baues bereiteten sehr große Schwierigkeiten. Unterhalb der alten Abschlußwand des bestehenden Kiesschleusenvorbodens traten zudem starke Quellen auf, so daß die Wasserhaltung nicht in der zuerst abgeschlossenen großen Baugrube durchgeführt werden konnte. Es mußte deshalb die eigentliche Mauerfundierung von der Ausführung des Vorbodens getrennt werden. Die Umschließung des Mauerfundamentes geschah durch Herstellen kurzer Baugruben mittels Holzspundwänden, welche im Bau belassen wurden. Das Rammen dieser Wände wurde infolge der vielen Steinbrocken und Faschinen, welche aus früheren Sicherungen der gebrochenen Mauer herrührten, erschwert. — An Pumpen waren für die Trockenhaltung des

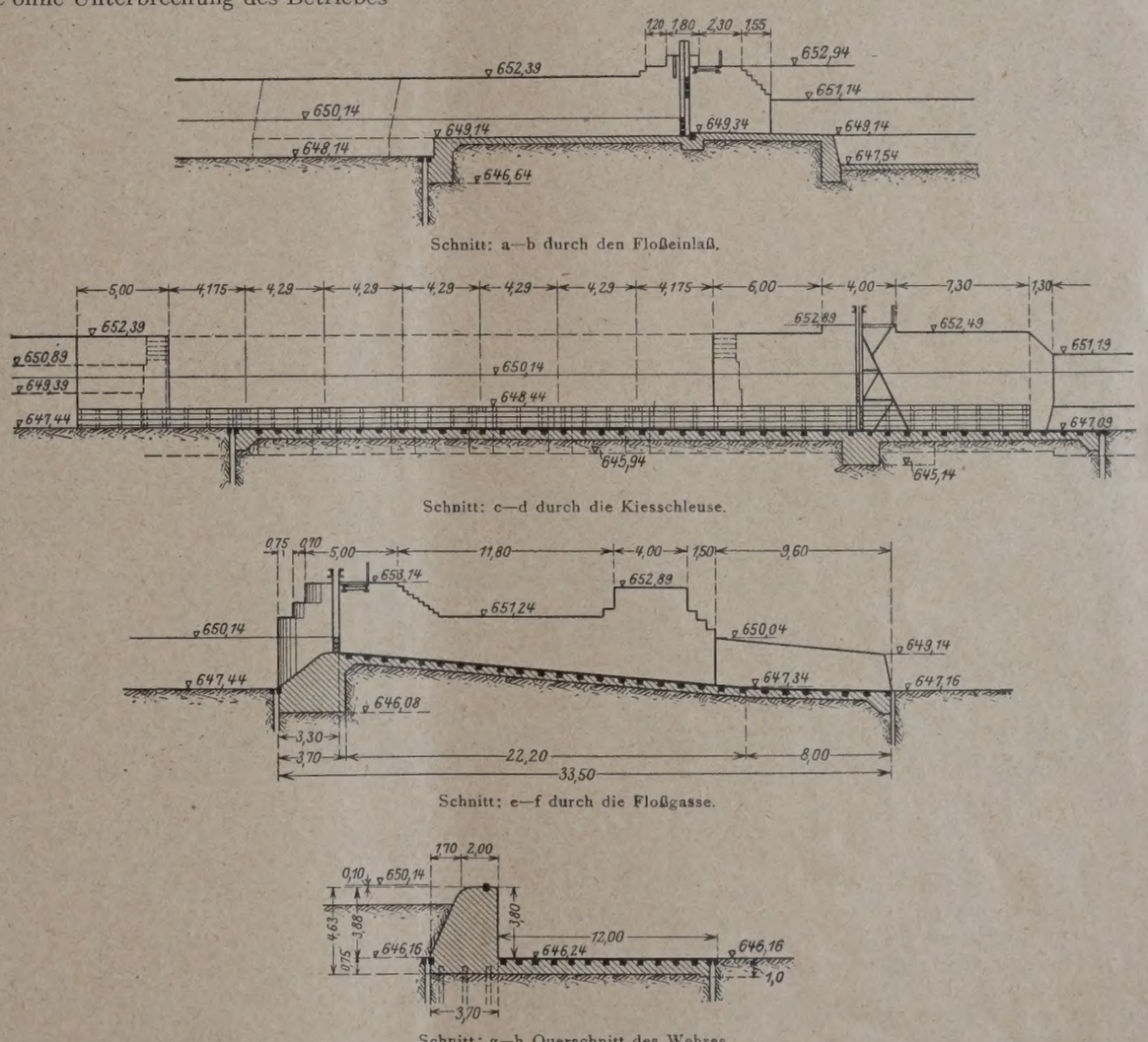


Abb. 2. Schnitte durch die Wehranlage vor dem Umbau.

ersten 8 m langen Mauerstückes im Schacht hinter der Ufermauer eine von 250 mm Ø und im Pumpenschacht unterhalb der alten Bohlwand je eine von 300 mm bzw. 200 mm und 100 mm Ø eingesetzt.

Der Absturzboden ist in einzelne eisenarmierte 8,0 × 5,0 m große, mit Holzbelag versehene Platten von rund 1 m Gesamtstärke aufgeteilt. Die Platten lagern auf Querrippen. Die Unterteilung mit Anordnung von Fugen erfolgte, um bei etwa auftretendem Auftrieb durch das Quellwasser und vom Oberwasser her dem Zerreißen des Vorbodens entgegenzuarbeiten.

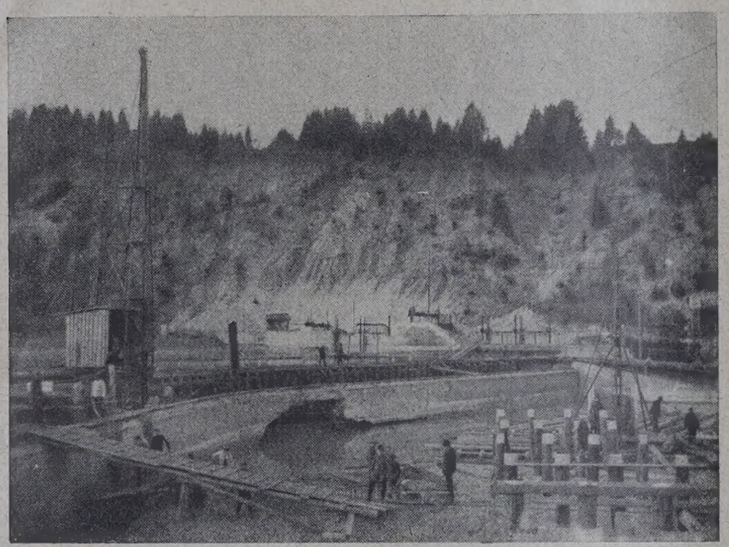


Abb. 3. Wehrbruch vom 7. September 1920.

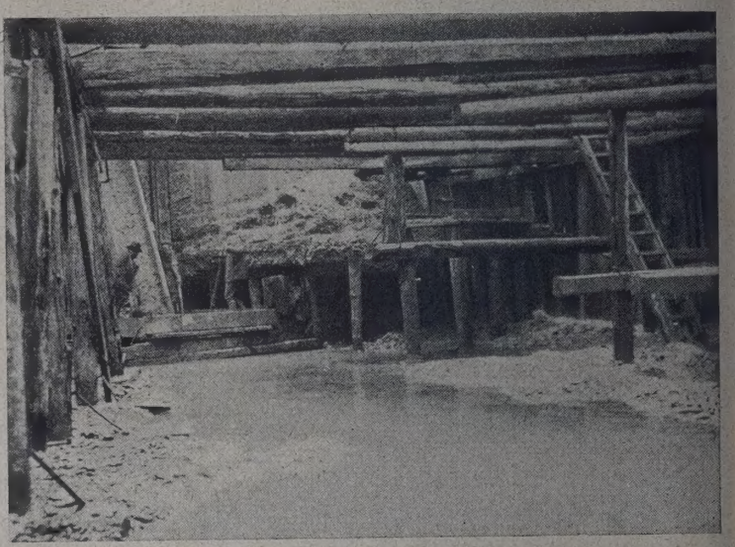


Abb. 4. Unterfangen unterspülter Bauteile.

Abb. 5. Sicherung hohlliegender Grundmauern des Fischpasses.

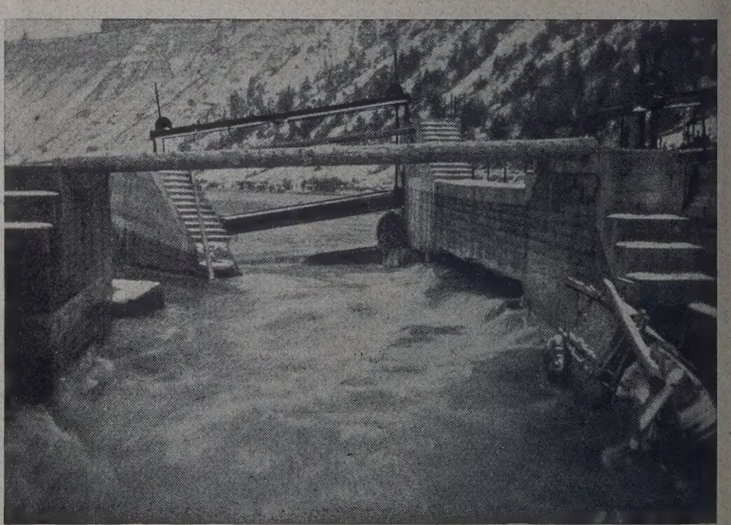


Abb. 6. Einstürzende Bauwerksteile der alten Anlage.

Die Arbeiten an der Ufermauer mußten infolge Hochwassers häufig unterbrochen werden. Eine ganz empfindliche Störung erlitten sie durch die Hochwasserkatastrophe vom 7. September 1920. Direkte Beschädigungen an den fertiggestellten Bauteilen oder Umspundungen sind durch dieses Hochwasser nicht eingetreten, wohl aber ist eine etwa fünfwöchige Arbeitseinstellung verursacht worden.

b) Wehrerneuerung: Vorgenannte Hochwässer haben die vorhandenen Beschädigungen des Wehrabsturzbodens bedeutend vergrößert. Bei einem Hochwasser Anfang Mai 1920 wurden aus dem Vorboden ganze Flächen des Belages losgerissen und abgetrieben. Am 7. September nachmittags erfolgte der Durchbruch des Wehres (Abb. 3). Der eingetretene Durchbruch verursachte selbstverständlich eine Betriebsunterbrechung. Um dem Werkkanal das Betriebswasser möglichst rasch wieder zuzuführen, mußte ein kräftiger Faschinendamm oberhalb des Wehres vom rechten Ufer nach dem rechtsseitigen Floßgassenpfeiler eingebaut werden. Die Betriebsunterbrechung dauerte trotz Drei-Schichten-Betriebes rund 5 Wochen. Die Sicherung der stehengebliebenen Wehrteile und die Erneuerung des mittleren Stückes erfolgte durch Anwendung von Larssenwänden ober- und unterhalb des Wehres, welche 1,5 bis 2 m in den durch Bohrungen ermittelten Flinz eingerammt wurden. Der Zwischenraum zwischen der oberen Spundwand und dem alten Wehr wurde ausbetoniert. Die Fallhöhe beim alten Wehr war zu groß, weshalb die bei Hochwasser abstürzenden Wassermassen die Zertrümmerung des Vorbodens verursachten. Dieser Mangel in der Wehrform wurde durch Einfügung einer Stufe in halber Höhe des Absturzes behoben.

Die Ausführung der Wehrausbesserung erfolgte in drei Abschnitten, wobei der mittlere wegen der tiefen Auskolkung naturgemäß der schwierigste war. Die Wasserhaltung bot anfänglich Schwierigkeiten, weil der seitliche Abschluß der Baugrube zwischen Betonresten des alten Wehres eingebracht werden mußte. Im Oberwasser wurde für den mittleren Bauteil eine zweite Larssenwand im Abstand von rd. 2,5 m

geschlagen, diese mit der definitiven Wand verbunden. Der Raum zwischen den beiden Larssenwänden wurde aufgefüllt und so ein kräftiger Fangdamm geschaffen. Die tiefe Flinzlage in der Flußmitte machte besonders kräftige und sorgfältig vorzunehmende Absprießungen notwendig. Nachdem die obere und untere Larssenabschlußwand einwandfrei in den

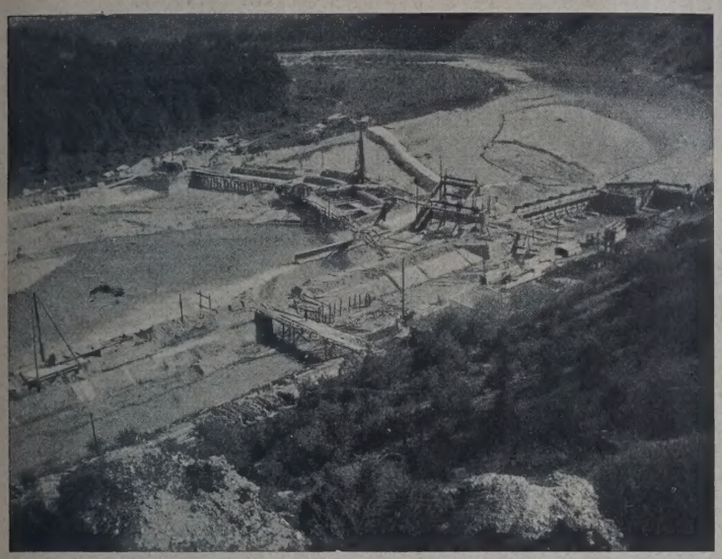


Abb. 7. Wehrbaustelle.

rechten Floßgassenpfeiler, direkt oberhalb des Wehres, ein größerer Wassereinbruch, welcher bewies, daß der Pfeiler an dieser Stelle ebenfalls unterwaschen war. Auf diesen Einbruch

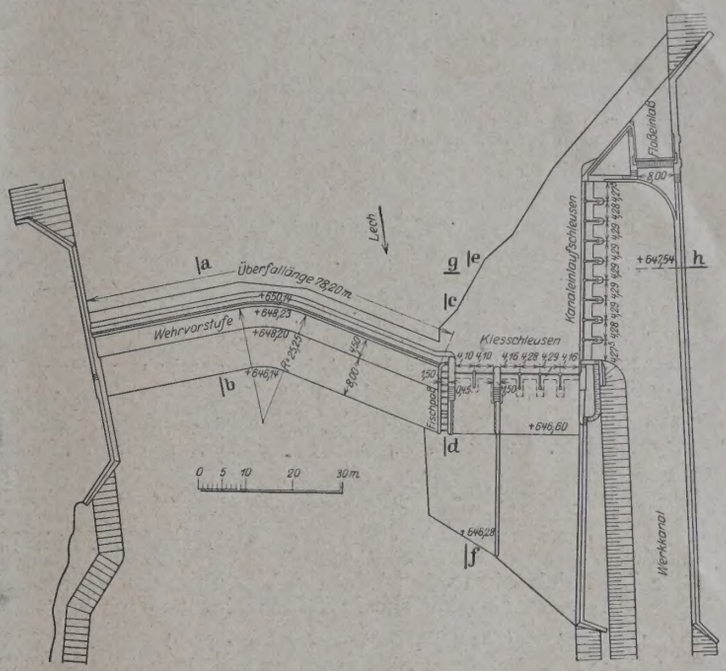
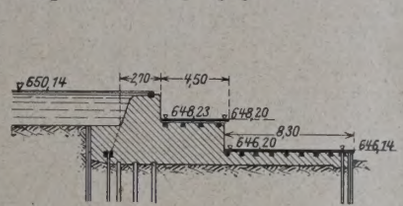


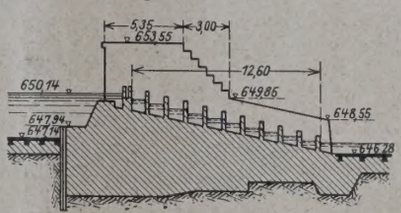
Abb. 8. Grundriß der Wehranlage nach dem Umbau.

Flinz geschlagen war, wurde, um Kosten zu sparen, der mittlere Teil des Betonkörpers des neuen Wehres nicht in den Flinz, sondern auf den darüber liegenden Kies gegründet. Die alten stehengebliebenen Wehrteile in den rechts und links anschließenden Baugruben wurden sorgfältig bis auf den Flinz unterfangen, der Zwischenraum zwischen dem alten Betonkörper und der oberstromigen definitiven Spundwand wurde ausbetoniert, im übrigen ist aber der alte Betonkörper belassen und die zweite Stufe angesetzt worden. — In Abb. 4 sind die Unterfangungsarbeiten dargestellt. Besonderer Wert wurde auf sorgfältige Drainage des Untergrundes und einwandfreie Schließung der Steig- und Pumpschächte verwendet.

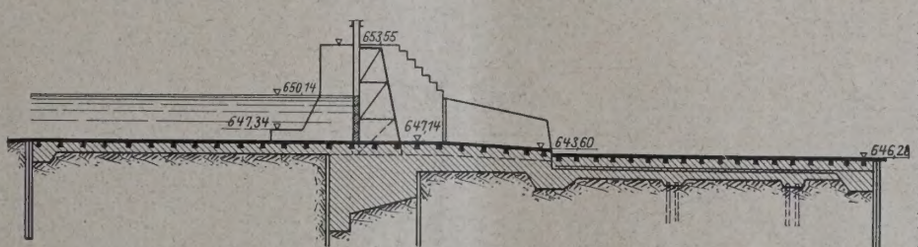
Bei Durchführung der Arbeiten im Bauteil III wurde durch Freilegen der Fundamente des alten Fischpasses festgestellt, daß die Grundmauern hohl, und daß Wasserdurchflüsse vom Oberwasser nach dem Unterwasser vorhanden waren (Abb. 5). Die Sicherung der freigelegten Fundamente wurde beschleunigt durchgeführt; sie konnte aber die unterhöhlte Floßgasse nicht vor dem Einsturz bewahren.



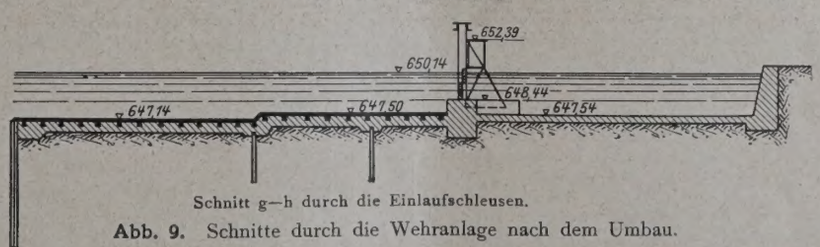
Schnitt a—b durch das Wehr.



Schnitt c—d durch den Fischpaß.



Schnitt e—f durch Kiesschleuse 6.



Schnitt g—h durch die Einlaufschleusen.

Abb. 9. Schnitte durch die Wehranlage nach dem Umbau.

c) Floßgasse, Fischtreppe, Kiesschleusen und Einlaufbauwerk: Am 2. November 1921 erfolgte beim hin wurden Färbversuche unternommen, welche einwandfrei zeigten, daß zwischen dem Oberwasser und Unterwasser eine Verbindung unter den Fundamenten der Floßgasse besteht. Am 4. November 1921 erfolgte der Einsturz des rechtsseitigen Floßgassenpfeilers und die Zerstörung der Floßgassenschwelle sowie des Vorbodens. Gleichzeitig wurden am linken Floßgassenpfeiler (rechter Kiesschleusenpfeiler) Risse und Senkungen beobachtet. Im Laufe des Tages war auch eine Verschiebung des Pfeilers um 5 cm nach abwärts zu bemerken. Die am Pfeiler anstoßende Kiesschleuse 4 und der Steg hatten sich ebenfalls gesenkt (Abb. 6). Schon am 8. November trat der Pfeilerbruch ein.

Infolge des Einsturzes der Floßgasse war der Wasserverlust derart, daß der Schleifereibetrieb der Holzstoffabrik eingestellt werden mußte. Es konnte lediglich Kraftstrom für die Baumaschinen und Lichtstrom erzeugt werden. Die Haindlsche Fabrik in Schongau wurde nur mit der Hälfte des ihr zustehenden Stromes beliefert.

Für die Durchführung der Instandsetzungsarbeiten wurde als erste Maßnahme die Verlängerung des provisorischen Faschinendammes, um die Floßgasse herum bis zu der un-

versehrt gebliebenen Kiesschleuse 2 angeordnet und durchgeführt. An Stelle der alten Floßgasse wurden später zwei neue Kiesfallen von gleicher Lichtweite, wie die vier bestehenden, eingebaut, um in Zukunft eine bessere Kiesabfuhr zu erreichen und damit die bisherige starke Verkiesung des Werkkanals zu vermeiden. Zwischen den vier alten und den zwei neuen Kiesschleusen wurde ein Trennungspfeiler eingebaut; ebenso mußte als Trennung zwischen Wehr und Kiesfallen ein Pfeiler errichtet werden. Die Fischtreppe wurde neben dem letztgenannten Pfeiler in ähnlicher Ausführung, wie vor der Katastrophe, eingebaut. Da eine Wehrerhöhung um 40 cm geplant war, und der Werkkanal später eine Erweiterung erfahren soll, so wurden die für die größere Wasserzuführung notwendigen zwei Einlaßschleusen gleichzeitig mit der Sicherung und Ausbesserung des Kiesschleusenvorbodens im Oberwasser eingebaut.

Die Durchführung der Arbeiten geschah unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes in fünf Baugruben, welche teils durch Larssenspundwände und teils durch Fangdämme abgeschlossen wurden. Die Rücksicht auf die Aufrechterhaltung des Betriebes erforderte das Freihalten von mindestens vier Einlaßschützen für die Wasserzuführung zum Werkkanal. Diese Forderung machte es notwendig, den Kiesschleusenboden in vier Bauabschnitte aufzulösen. Die alten Kiesschleusenfundamente wurden freigelegt, mit Holzspundwänden eingefaßt und bis auf Flinz unterfangen.

Nach Durchführung der gesamten Wiederherstellungsarbeiten am Wehr und an den Kiesschleusen war der Bau im Ober- und Unterwasser vollständig von Larssenspundwänden, welche genügend tief in den Flinz eingerammt wurden, umschlossen, so daß von einer dauernden Sicherung der gesamten Wehranlage gesprochen werden kann.

Die Forderung der Betriebsaufrechterhaltung konnte, mit Ausnahme der Unterbrechungen, die durch die Hochwasserkatastrophe vom September 1920 und November 1921 hervorgerufen wurden, erfüllt werden.

Die Arbeiten wurden Ende August 1923 fertiggestellt. Ein früheres Stadium des Baubetriebes ist in Abb. 7 dargestellt, während der Fertigzustand des Umbaues aus den Abb. 8 und 9 hervorgeht.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Inbetriebnahme des Wehres Walahar der Tjitaroem-Bewässerungswerke in Niederländisch-Indien.

(Nach De Ingenieur 1926, Nr. 8.)

Eine Landfläche von rd. 100 000 ha am Flusse Tjitaroem, die bisher unfruchtbares Land war wegen Mangels an genügender Bewässerung, wird durch ein Wehr im Tjitaroem-Fluß und dazu gehörige Bewässerungsanlagen in ertragreiches Land verwandelt. Die Fläche (Abb. 1) besteht aus sogenanntem Tjiranggonlehm, der ohne Wasser für die Bearbeitung zu hart ist und reißt, während die benachbarten Geländeflächen aus schwerem fruchtbaren Klei bestehen. Bereits 1892 wurde mit der Aufnahme dieses Geländes begonnen; 1898 wurde durch eine Kommission empfohlen, einen Vorentwurf zur Bewässerung dieser Fläche aus dem Tjitaroemfluß mit Kostenanschlag auszuarbeiten. Der Vorentwurf, der auch die Bewässerung von aus anderen Wasserläufen zu bewässernde Gebiete mit umfaßte und rd. 12 500 000 Fr. erforderte, lag im Jahre 1904 fertig vor, mußte jedoch wegen Personalmangels bei den Wasserbaubehörden und wegen Geldmangels zurückgestellt werden. Erst 10 Jahre später wurde dieser Plan — der sogenannte Kwangplan — wieder angeregt. Da seitens des Ministeriums für Landwirtschaft, Gewerbe und Handel die Ansicht geäußert war, daß in dem genannten Gebiete durch „Rationalisierung und Intensivierung" des landwirtschaftlichen Betriebes auch ohne kostspielige Bewässerungsanlagen nicht unbeträchtliche Erntesteigerungen erwartet werden könnten und nähere Untersuchungen darüber angestellt wurden, konnten erst 1918 die erforderlichen Mittel in den Haushalt eingestellt werden.

Der Aufstau des Flusses war ursprünglich bei Paroengkedali geplant, und zwar durch ein festes Wehr. Es wurde jedoch eine Stelle weiter unterhalb und ein bewegliches Wehr gewählt, wodurch zwar das Wehr kostspieliger, aber der Hauptkanal viel kürzer und die Zahl der Kunstbauten kleiner wurde. Außerdem ergaben sich als Vorteile, daß etwa 2 Mill. m³ Bodenbewegung in zum Rutschen neigender Bodenart gespart werden konnte, wodurch die Unterhaltung des Hauptkanals sicherer wurde, und daß die Inbetriebnahme früher möglich war. Da bei der neugewählten Wehrstelle der Aufstau nicht so weit hinaufreichen kann, als oberhalb des früher bei Paroengkedali vorgesehenen Dammes, so mußten die höchstgelegenen Flächen herausbleiben. Dafür wurde jedoch ein etwa ebenso großes Gebiet östlich von Tjilameja in den neuen Bewässerungsplan mit einbezogen.

Abb. 1.

Der Aufstau des Flusses war ursprünglich bei Paroengkedali geplant, und zwar durch ein festes Wehr. Es wurde jedoch eine Stelle weiter unterhalb und ein bewegliches Wehr gewählt, wodurch zwar das Wehr kostspieliger, aber der Hauptkanal viel kürzer und die Zahl der Kunstbauten kleiner wurde. Außerdem ergaben sich als Vorteile, daß etwa 2 Mill. m³ Bodenbewegung in zum Rutschen neigender Bodenart gespart werden konnte, wodurch die Unterhaltung des Hauptkanals sicherer wurde, und daß die Inbetriebnahme früher möglich war. Da bei der neugewählten Wehrstelle der Aufstau nicht so weit hinaufreichen kann, als oberhalb des früher bei Paroengkedali vorgesehenen Dammes, so mußten die höchstgelegenen Flächen herausbleiben. Dafür wurde jedoch ein etwa ebenso großes Gebiet östlich von Tjilameja in den neuen Bewässerungsplan mit einbezogen.

Nach den vorgenannten Wassermessungen betrug die Abflußmenge des Tjitaroemflusses im Minimum rd. 26 m³/s; in ganz besonders trockenen Jahren 10 m³/s und bei vollem Westpassat selten weniger als 100 m³/s. Daraufhin wurde eine Betriebsregelung angenommen, die auf einer Einteilung der am 15. Oktober beginnenden Bewässerung in fünf Teile mit einer Phasenver-

schiebung von einem halben Monat beruht, von denen die beiden letzten jedoch zusammenfallen können. Die erforderliche Höchstwassermenge beträgt 96 m^3/s; wobei angenommen ist, daß etwa 70 000 ha des Bewässerungsgebietes mit Zuckerrohr bepflanzt werden. Diese Wassermenge wird bei Walahar dem Flusse Tjitaroem entnommen und ungeteilt in einem Hauptkanal etwa 6 km nach Norden geführt bis zu einem Hauptverteilwerk, wo sie sich in zwei Arme mit je etwa 50 m^3/s Wasser-

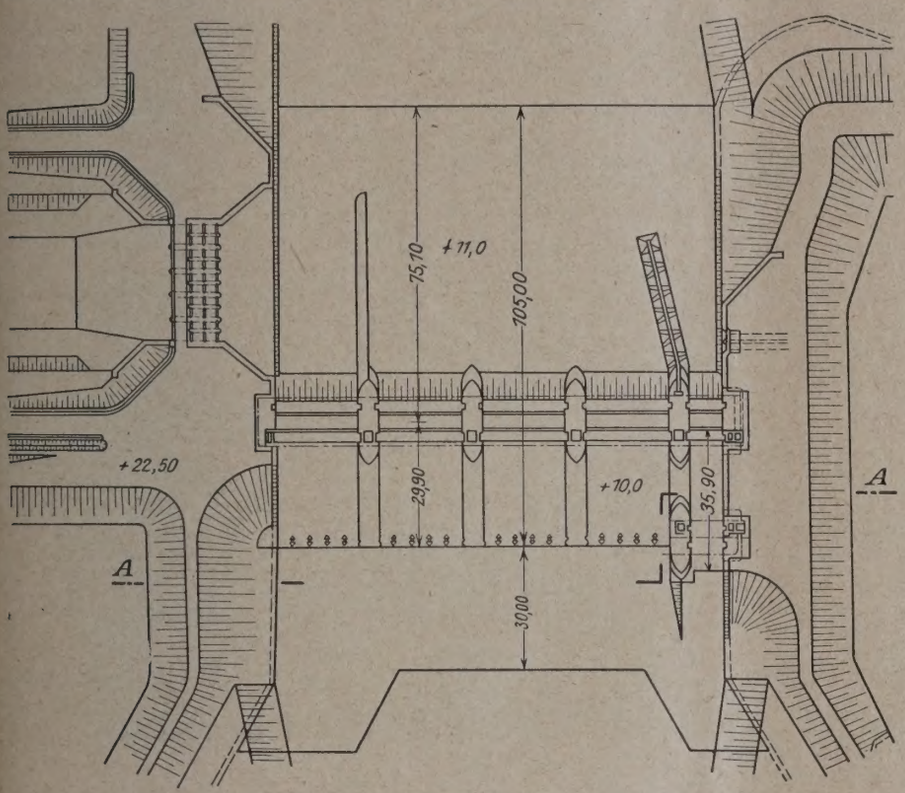


Abb. 2.

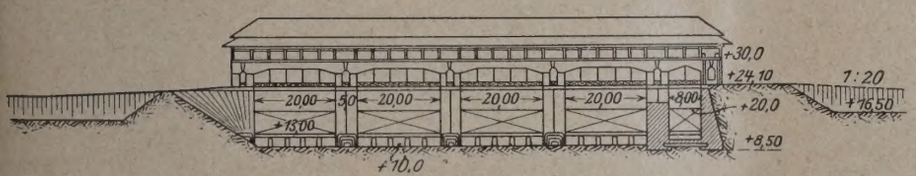


Abb. 3.

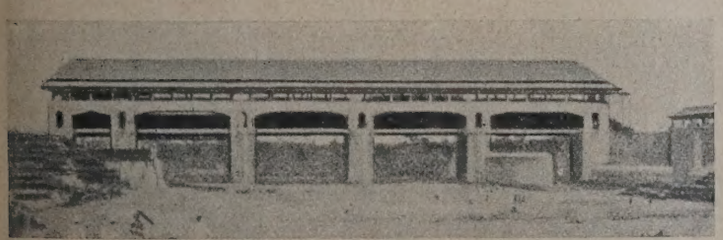


Abb. 4.

führung teilt. Aus diesen Armen werden verschiedene sekundäre Leitungen gespeist, die wieder Wasser an eine große Zahl von Leitungen dritter Ordnung abgeben. Weiter sollen nach den vorhandenen Wasserläufen viele Entwässerungsleitungen gezogen werden, um das gebrauchte Bewässerungswasser und besonders das überschießende Regenwasser nach der Javasee abzuführen. Durch alle diese Wasserläufe wird das Bewässerungsgebiet etwa 730 Teilflächen dritter Ordnung von je 106 ha i. M. Größe zerlegt.

Die vorhandenen Wasserläufe, die den östlichen Arm kreuzen, werden abgefangen durch einen südlich von diesem Arm anzulegenden Entwässerungsgraben, den sogenannten Nieuwen Waterweg, der nach Norden zur Javasee führt. Von den Werken sind jetzt fertiggestellt: a) das Wehr; b) der ungeteilte Hauptkanal mit zwei Speiseschleusen und die darüberliegenden zwei Fahrbrücken, Eisenbahn- und Kanalbrücke; c) das Hauptverteilungswerk; d) der Ostarm mit dem ersten darin gelegenen Verteilungswerk und e) die sogenannte Teilbewässerung der etwa 1200 ha großen sekundären Teilfläche Bengle, welche also schon jetzt technisch mit Tjitaroemwasser versorgt wird. Bisher ist ein Betrag von etwa 5½ Mill. Fr. verbaut worden. Bei einer veranschlagten Gesamtsumme von 20 Mill. Fr. werden also noch rd. 14,5 Mill. Fr. zu verbauen sein. Wenn die jährlichen Bauraten nicht erhöht werden, so wird erst in fünf Jahren die Hälfte des Gebietes und nicht vor 1940 das ganze Gebiet mit fruchtbarem Schlick führenden Flußwasser bewässert werden. Bei der großen Steigerung des Ertrages des Tjitaroembewässerungsgebietes, namentlich der Zuckerkultur, die nach Ausführung der Anlage zu erwarten ist, besteht der dringende Wunsch, die Ausführung zu beschleunigen. Die Regierung zweifelt jedoch noch, ob die verfügbaren Arbeitskräfte und Baustoffe eine weitere Steigerung der jährlichen Arbeitsleistung zulassen werden.

Das Wehr ist in der Abschneidung einer Krümmung des Flusses erbaut. Es besteht aus einem 1—2 m über der neuen Flußsohle quer durch den Fluß aufgemauerten breiten Drempel, auf den vier eiserne Schützen, je 5,70 m hoch und 20 m breit, niedergelassen werden können (Abb. 2—4). Drempel und Schützen bilden eine Stauwand von 7,70 m Höhe. Auf dem linken Ufer ist eine Schiffsschleuse von 8 m lichter Weite für den Schiffs- und Floßverkehr angeordnet. Das Bewegen der 65 t schweren Wehrschützen, die durch Gegengewichte zum größten Teil ausbalanciert sind, geschieht mittels Benzinmotoren. In der unmittelbar oberhalb des Wehres befindlichen Abzweigung des Hauptbewässerungskanals hat ein Einlaßbauwerk mit zehn von Hand zu bewegenden eisernen Schützen von 2 m Breite Platz gefunden. B.

Versuche mit hochwertigem Beton.

In meinem Aufsatz über Versuche mit normal- und stahlbewehrten Probebalken aus hochwertigem Beton in Heft 35/1925 habe ich ausdrücklich hervorgehoben, daß das Auftreten der ersten Risse nur mit unbewaffnetem Auge beobachtet wurde. Es treten aber schon viel früher feine Haarrisse auf, die nur mit Mikroskopen festgestellt werden können. Es sei diesbezüglich auf das Heft 53 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Versuche mit Plattenbalken) S. 20 hingewiesen. Jene Laststufe, bei der mittels Mikroskopen diese ersten feinen Haarrisse bemerkt werden und die am richtigsten mit „Rißbildungslast" zu bezeichnen wäre, ist maßgebend zur Beurteilung der Rißsicherheit, und nicht die Laststufe, bei der die ersten Risse mit freiem Auge sichtbar werden.

Die von mir genannte Ziffer von 30 kg/cm^2 für die Biegungszugfestigkeit ist ein Mittelwert aus vielen Versuchen und gilt für normalen Portlandzementbeton in guter Mischung und hohem Alter, und sie ist auch aus der Rißbildungslast abgeleitet. Saliger bezeichnet diese Spannung, für die er auch den Mittelwert von 30 kg/cm^2 angibt, sehr treffend mit „Anrißspannung". (Siehe Saliger, Der Eisenbeton, 4. Auflage, S. 141.)

Wenn ich in meiner Abhandlung in der Auswertung des Versuchs 2 beim ersten sichtbaren Riß eine Biegungszugspannung von 51 kg/cm^2 berechnet habe, so ist diese Ziffer keinesfalls zur Beurteilung der tatsächlichen Rissesicherheit maßgebend, weil ja die wirkliche Grenze der Biegungszugfestigkeit schon überschritten ist.

Die Stärke der Bewehrung ist selbstverständlich von Einfluß auf die Tragfähigkeit, aber ohne merklichen Einfluß auf die Anrißspannung σ_{bz} (siehe auch Saliger, Eisenbeton, S. 141).

In meinen Versuchen kam es mir nicht darauf an, den genauen Rissesicherheitsgrad nachzuweisen, sondern die Laststufe für das Erscheinen der ersten mit freiem Auge sichtbaren Risse ins Verhältnis zur rechnungsmäßigen Nutzlast zu bringen, wie es bei den Prager Versuchen auch geschehen ist. Dort hat man die Nutzlast auch unter Zugrundelegung der zulässigen Spannungen für σ_b und σ_e ermittelt.

Der von Herrn Dipl.-Ing. Merkle in Heft 9 auf S. 170 geführte Nachweis der Rissesicherheit ist aus dem Grunde unzutreffend, weil die aus einem $\sigma_{bz} = 30$ kg/cm^2 ermittelte Nutzlast nach dem Vorgesagten schon nicht mehr als zulässig anzusehen ist und außerdem als Rißlast die „Rißbildungslast" einzusetzen wäre.

Die Schlüsse, die ich aus meinen Versuchen gezogen habe, erscheinen mir trotz der Einwendungen des Herrn Dipl.-Ing. Merkle berechtigt, insbesondere für Bauten im Freien, also bei Straßen- und Eisenbahnbrücken, wo das Auftreten auch von feinen Haarrissen unbedingt vermieden werden muß. Auch bei Bauten in geschlossenen Räumen können Haarrisse von Nachteil sein, besonders in chemischen Betrieben, wo angreifende Gase vorhanden sind.

Leipzig, 2. März 1926. Dr.-Ing. Otto Skall.

Erwiderung auf vorstehende Zuschrift.

Die von Herrn Dr.-Ing. Skall auf meine Zuschrift in Heft 9 dieser Zeitschrift ins Feld geführten Einwendungen richten sich gegen Angriffe, die nicht in meiner Zuschrift enthalten sind.

Die Methoden der Durchführung seiner Versuche und die Versuchswerte selbst wurden von mir nicht kritisiert. Daß die ersten feinen Haarrisse, die für die Rißbildungslast maßgebend sind, nicht mit dem unbewaffneten Auge zu sehen sind, ist mir bekannt, und daß nicht diese Lasten für die Beurteilung der Rißsicherheit verwendet wurden, ist nicht mein Fehler.

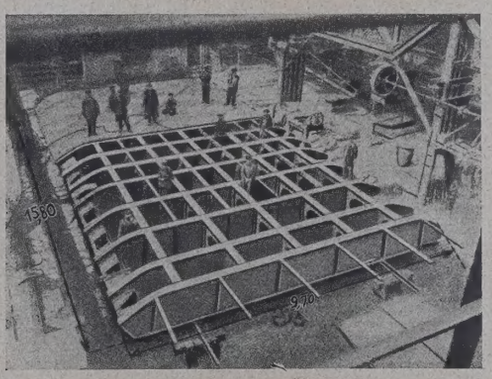
Wenn Herr Skall jetzt erklärt, daß es ihm bei seinen Versuchen nicht darauf ankam, „den genauen Rißsicherheitsgrad nachzuweisen, sondern die Laststufe für das Erscheinen der ersten mit dem freien Auge sichtbaren Risse ins Verhältnis zur rechnungsmäßigen Nutzlast zu bringen", so darf er dieses Verhältnis nicht mit „Rißsicherheit" bezeichnen und aus dem Vergleich dieser Werte auf geringere Rißsicherheit des hochwertigen Betons schließen. Nur gegen dieses Verfahren habe ich mich gewendet, und in diesem Punkt halte ich meine Ausführungen voll aufrecht. Einen allgemein gültigen „Nachweis der Rißsicherheit" zu führen, lag nicht in meiner Absicht (vgl. den zweiten Absatz meiner Zuschrift). Daß ich $\sigma_{bz\,zul} = 30$ kg/cm² angenommen habe, ist nach dem ganzen Zusammenhang unwichtig, und wenn ich die von Herrn Skall aus seinen Versuchen errechneten Rißspannungen an Stelle der „Anrißspannungen" eingesetzt habe, so lag das daran, daß er diese nicht angegeben hat. Im übrigen wird durch diesen Vorwurf von ihm selbst nur die Brauchbarkeit der eigenen Versuchswerte kritisiert, so daß die weitere Frage besteht, ob es, ganz abgesehen von der unzulässigen Auswertung, überhaupt angängig ist, aus diesen Werten derart weitgehende Schlüsse zu ziehen, wie sie in dem Skallschen Aufsatz gezogen worden sind. G. Merkle, Dipl.-Ing., Karlsruhe.

Eisenkonstruktionen beim Bau des Wolchowkraftwerkes (Petersburg).

Von den Eisenkonstruktionon, die beim Ausbau des bekannten Wolchowkraftwerkes bei Petersburg verwendet wurden, ist in bezug auf die Abmessungen sowie den Wasserdruck (11 m) der Bau der unteren Schleusentore von besonderem Interesse. Was den Wasserdruck anbetrifft, so nähert sich der Druck auf die genannten Tore dem auf die Schleusentore des Panamakanals wirkenden.

Die zweiflügeligen Schleusentore, Riegeltyp, besitzen eine Flügelbreite von 9,70 m und 15,8 m Höhe. Die Flügelrahmen bestehen aus je 14 Riegeln von je 1,10 m Breite. Die Stärke der Blechbekleidung nimmt mit dem Wasserdruck zu und, zwar von 9—16 mm. Das Gesamtgewicht eines Flügels beträgt etwa 100 t.

Eine derartige Konstruktion wurde in Rußland zum erstenmal durchgeführt, und es waren natürlich bei dem heutigen Stande der Werkstätteneinrichtungen die größten Schwierigkeiten zu überwinden.



Montage eines Schleusentores.

Die Herstellung der gebogenen Winkeleisen (140×140×14 mm) bei einer Länge über 10 m und einem Gewicht von rd 310 kg geschah durch Pressen in warmem Zustande. Es stellte sich dabei heraus, daß sich die Herstellungskosten hierbei gegenüber dem Schmieden wie 1 : 5,4 verhielten.

Die Ausführung und Herstellung hatte die Newa-Lenin-Fabrik W. Willing u. F. Reinglaß in Leningrad übernommen.

Das Adelaide-House in London.

In einem in dieser Zeitschrift veröffentlichten kurzen Aufsatz über das Lochner-Haus in Aachen[1]) wird dieses Gebäude als erstes deutsches Hochhaus mit vollständig eiserner Tragkonstruktion bezeichnet. An sich ist diese Bezeichnung schon richtig. Ergänzend sei aber mitgeteilt, daß bereits etliche Jahre früher ein Hochhaus in London, das sogenannte Adelaide-House in London, aus deutschem

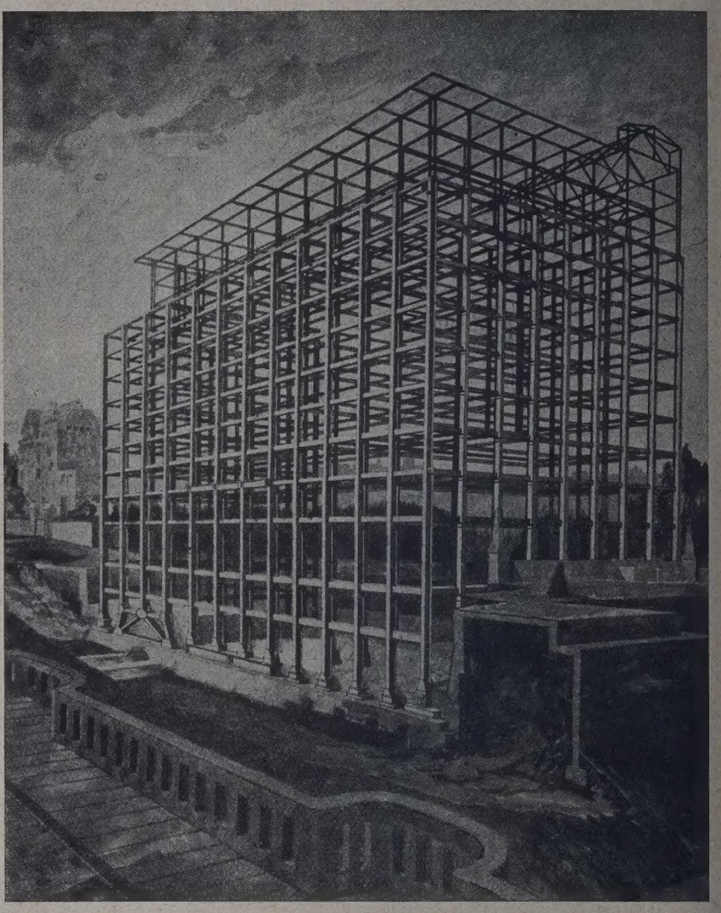


Abb. 1.

Konstruktionsmaterial errichtet wurde. Die gesamte Lieferung der tragenden Konstruktion im Umfange von etwa 3000 t für dieses Gebäude wurde im Jahre 1920 der Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln-Kalk, erteilt. Besonders bemerkenswert ist, daß für diese Konstruktion schon damals ein hochwertiger Baustahl verwendet wurde, dessen Festigkeitseigenschaften fast genau dem etliche Jahre später entstandenen St. 48 entsprechen. Der von Krupp gewalzte, den englischen Vorschriften entsprechende Konstruktionsstahl für das Adelaide-House hatte eine mittlere Festigkeit von 52 kg/mm² bei 18% Dehnung.

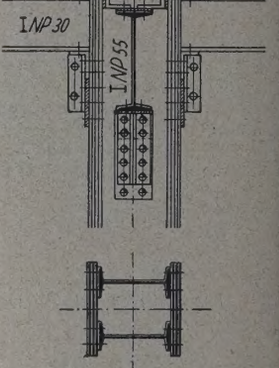


Abb. 2.

Abb. 1 zeigt das fertig errichtete tragende Stahlgerippe des Hauses.

Die Konstruktion mußte vollständig nach englischen Gesichtspunkten durchgebildet werden. Als Sonderheit der Ausführung wäre zu bemerken, daß im Gegensatz zu deutschen Auffassungen und baupolizeilichen Vorschriften bei dem 65 m hohen Gebäude keinerlei Windeinflüsse berücksichtigt wurden, da man annahm, daß die Standsicherheit des Bauwerkes durch die Einflüsse des Windes infolge der großen senkrecht wirkenden Eigenlasten kaum beeinträchtigt wird. Dabei kamen aus senkrecht wirkenden Auflasten herrührende Stützendrücke bis zu 1000 t in Frage. Wagrechte Aussteifung des Gebäudes, insbesondere Kreuzverbände, wurde daher als überflüssig betrachtet und durfte nicht eingebaut werden. Allerdings sind die Anschlüsse der Deckenunterzüge und Träger nach amerikanischem Vorbild (vgl. Abb. 2) durchgeführt. Eine gewisse Einspannung der Träger und Unterzüge an den Stützen und damit eine entsprechende Rahmenwirkung und Queraussteifung des Bauwerkes kann man nach dem Ergebnis deutscher Versuche[2]) immerhin dabei schon voraussetzen. Die Stützen hatten auch die Lasten sämtlicher Umfassungswände aufzunehmen und bestanden in der Regel aus zwei I-Eisen mit aufgelegten Gurtplatten (vgl. Abb. 2).

[1]) „Der Bauingenieur", 1926, Heft 13, S. 266/267: „Ein neues Hochhaus in Aachen."

[2]) „Der Bauingenieur", 1926, Heft 11, S. 214/219: „Untersuchung einfacher Trägeranschlüsse".

Da zu der damaligen Zeit Deutsche in London kaum hätten arbeiten können, wurde die Aufstellung des Gebäudes nach den Plänen der deutschen Eisenbauanstalt von englischen Arbeitern ausgeführt.
R.

Kennzeichnung von hochwertigem Baustahl St. 48.

Nach einer Seite 117 des laufenden Jahrganges unserer Zeitschrift veröffentlichten Verfügung 82 D 877 sind seitens der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft neue Vorschriften für die Kennzeichnung von St. 48 erlassen.

Der Preußische Minister für Volkswohlfahrt gibt hierzu unter II 11 Nr. 297 nachstehenden Erlaß vom 21. Mai 1926 bekannt:

„Die von der Reichsbahn-Hauptverwaltung mit Verfügung 82 D 877 vom 26. 1. 1926 bekanntgegebenen erleichternden Bestimmungen zur Kennzeichnung von St. 48 können bis auf weiteres bei der Ausführung von Hochbauten nicht zugestanden werden. Es muß vielmehr bei der unter Abschnitt A, Ziffer 3 b der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. geforderten Kennzeichnung im allgemeinen verbleiben. Im Interesse der leidenden Bauwirtschaft kann aber bei solchen Bauten, bei denen außer hochwertigem Baustahl (St. 48) keine geringerwertigen eisernen Bauglieder verwendet werden, wo also die Gefahren von Verwechslungen und Irrtümer ausgeschlossen sind, eine Ausnahme von der vorgen. Vorschrift im Sinne der Ziffer 6 des Schreibens der Reichsbahn-Hauptverwaltung bis zum Gelingen der unter Ziffer 7 genannten Versuche gemacht werden. Solche Ausnahmen können auf besonderen Antrag von Fall zu Fall erteilt werden, wobei die Baupolizeibehörden den unter A 3 a der Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen von Flußstahl usw. geforderten Abnahmen der für den Bau zu verwendenden Bauglieder aus St. 48 und ihrer Güte besondere Beachtung zuzuwenden haben. In allen solchen Fällen haben sie die Bescheinigungen über die Abnahme und die Gewährleistungen, die von erfahrenen Fachleuten auszustellen sind, zu verlangen. Zweckmäßig werden mit den Abnahmen die mit solchen Arbeiten erfahrenen Beamten der Abnahmeämter, die dem Eisenbahn-Zentralamt unterstellt sind, betraut, womit sich die Hauptverwaltung der Reichsbahn-Gesellschaft einverstanden erklärt hat.

In Vertretung
(gez.) Schleich."

Abschnitt A, Ziffer 3 b der Preußischen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen von Flußstahl usw. fordert, daß bei Verwendung von St. 48 für Bauzwecke alle Bauglieder durch eine Markenlinie, die beim Walzen einem jeden Stück in ganzer Länge eingepreßt wird, gekennzeichnet werden, und daß die Setzköpfe der Niete bzw. der Schraubenbolzen mit einem stark erhabenen Zeichen „H" zu versehen sind.

Den Walzwerken ist die Durchführung der Kennzeichnung der Bauglieder in dieser vorgeschriebenen Form bislang noch nicht gelungen, weil die vorhandenen Walzen aus Ersparnisgründen selbstverständlich für alle im Bauwesen zu verwendenden Stahlsorten ausgenützt werden müssen. — Auch die in Aussicht gestellten Versuche (vgl. Ziffer 7 des Erlasses 82 D 877) haben unseres Wissens noch kein brauchbares Ergebnis erzielt.

Wenn die Preußischen Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen von Flußstahl usw. vom 25. II. 1925 bisher schon die Verwendung von St. 48 im Hochbau wegen der vorgeschriebenen Kennzeichnung fast gänzlich ausschlossen, so wird auch die neue Erleichterung der Verwendung dieses Baustoffes im Hochbau sehr wenig förderlich sein. Der höhere Preis und die erhöhten Bearbeitungskosten für St. 48 verlangen die Beschränkung seiner Verwendung ausschließlich auf solche Bauteile, bei denen namhafte Gewichtsersparnisse erzielt werden können. Bei den leichteren Konstruktionen des Hochbaues, namentlich in Dachkonstruktionen, werden sich namhafte Gewichtsersparnisse aber kaum erzielen lassen; es sei denn, daß es sich um Bauten ungewöhnlich großer und selten vorkommender Abmessungen handelt.
R.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Strafzuschläge wegen Zahlungsverzug gegenüber der Krankenkasse. Durch das Gesetz zur Erhaltung leistungsfähiger Krankenkassen vom 27. März 1923 war der Reichsversicherungsordnung der § 397 a eingefügt worden, der die Kassenvorstände ermächtigte, von Arbeitgebern, die mit der Zahlung der Beiträge länger als eine Woche von der Zahlungsaufforderung ab in Verzug sind, einen Zuschlag zu erheben, der für jede Woche des Verzuges vom Beginn der zweiten Woche ab 10 % des Beitrages beträgt. Der Reichsarbeitsminister hatte in einem an die Regierungen der Länder gerichteten Erlaß vom 14. April 1924 darauf hingewiesen, daß die Vorschrift nur geschaffen wurde, um die Krankenkassen gegenüber dem fortschreitenden Währungsverfall zu schützen und daß es dem Sinn und Zweck des Gesetzes widersprechen würde, wenn man auch jetzt noch die Befugnis des § 397 a RVO. uneingeschränkt zur Anwendung bringen wollte. Trotz dieser klaren Stellungnahme hat der Preußische Wohlfahrtsminister in einem Erlaß vom 18. März 1926 die Krankenkassen angewiesen, von der vorgenannten Bestimmung unbedingt Gebrauch zu machen.

Den Bemühungen des Reichsverbandes der Deutschen Industrie und der Vereinigung der Deutschen Arbeitgeberverbände bei der Regierung und beim Reichstag ist es jetzt gelungen, eine Abänderung des § 397 a der RVO. durchzusetzen, die den Hauptartikel des Ersten Gesetzes über Abänderung des Zweiten Buches der RVO. bildet. Er bestimmt, daß der Verzugszuschlag nur in Höhe des am Sitze der Kasse üblichen durchschnittlichen Bankzinssatzes für Leihgelder erhoben werden darf. Das Gesetz tritt mit dem 1. Juni 1926 in Kraft.

Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe. Das am 13. 2. 1926 vereinbarte zentrale Lohnschiedsgericht für das Baugewerbe trat am 27. Mai zu seiner zweiten Sitzung zusammen. Die Verhandlungen, die sich über fünf Tage erstreckten, behandelten die in der ersten Tagung vom 29. III. bis 1. IV. zurückverwiesenen Anträge, die sämtlich in den erneuten bezirklichen Verhandlungen nicht erledigt worden waren. (Vgl. „Bauingenieur" Heft 16 S. 331.) Außer einigen Entscheidungen, die der Auslegung bzw. Ergänzung früher ergangener Schiedssprüche dienten (Bayern, Rhein- und Maingau, Württemberg) und einigen Anträgen, die vertagt bzw. zurückgewiesen wurden (Sieg-Lahn, Nahebezirk, Zeitz, Niederschlesien, Pommern), brachten die Schiedssprüche des zentralen Lohnschiedsgerichtes wiederum Lohnherabsetzungen, die der Angleichung besonders übersteigerter Löhne dienten. Im einzelnen beträgt die Lohnkürzung: In Rheinland-Westfalen 2% in den Lohngebieten Köln-Düsseldorf und Bonn-Koblenz-Trier, 5% in allen übrigen Lohngebieten; in Brandenburg 2 Pfg. in Lohnklasse II, 5 Pfg. in Lohnklasse III; in der Grenzmark 2 Pfg. in Lohnklasse III; in den Tarifgebieten Breslau, Görlitz, Thüringen, Hannover und Braunschweig für einzelne Lohnklassen und Arbeiterkategorien 2—5 Pfg. In Oberschlesien wurden zwei neue Ortsklassen festgesetzt, deren Löhne um 2—3 Pfg. über bzw. unter den Löhnen der bisherigen einen Lohnklasse liegen. Die neuen Löhne gelten überall von Ende Mai bzw. Anfang Juni.

Die Entwicklung der Bauarbeiterlöhne seit September 1925. Die außerordentlich lebhafte Aufwärtsbewegung der Bauarbeiterlöhne, die — kurz nach der Stabilisierung der Währung — im März 1924 begann, erfuhr nur in der Zeit vom November 1924—Februar 1925 eine saisongemäße Unterbrechung. Dann setzten wieder Lohnerhöhungen in stärkstem Ausmaße ein, bis diese Bewegung im Anschluß an den großen Abwehrkampf Juni—August 1925 im September zum Abschluß kam. Tarifverhandlungen in der darauffolgenden ruhigen Zeit führten zur Schaffung eines zentralen Lohnschiedsgerichtes für das Baugewerbe am 13. Februar 1926. Über die ersten beiden Sitzungen dieses zentralen Lohnschiedsgerichtes am 29. III./1. IV. und am 27. V./1. VI. haben wir im „Bauingenieur" berichtet (Heft 16 S. 331 und vorliegendes Heft). Die nachfolgende Übersicht über die Entwicklung des gewogenen Durchschnittslohnes im Baugewerbe berücksichtigt die obengenannten wichtigsten Etappen der Lohnbewegung im Baugewerbe seit Anfang 1924. Sie zeigt insbesondere, inwieweit von einer vorläufigen Stabilisierung der Bauarbeiterlöhne gesprochen werden kann und inwieweit die teilweisen Lohnherabsetzungen durch das zentrale Lohnschiedsgericht sich auf das Gesamtdurchschnittsniveau auswirken.

Der gewogene Durchschnittslohn im Baugewerbe.
(Unter Berücksichtigung von 47 Großstädten.)

Monatsmitte	Stundenlohn in Pfg.			Meßziffern (1914 = 100)			Amtliche Indexzahlen	
	M	B	T	M	B	T	RLI[1])	GrHI
März 1924 ...	58,7	51,8	48,0	81,0	91,0	98,4	(115)	120,7
November 1924	86,3	72,4	64,5	119,1	127,0	132,0	(132)	128,5
Februar 1925 .	88,0	73,9	65,7	121,4	129,7	134,4	135,6	136,5
September 1925	116,1	94,9	80,1	160,2	166,5	164,1	144,9	125,9
November 1925	116,6	95,0	80,0	161,0	166,7	163,8	141,4	121,5
März 1926	116,6	95,0	80,0	161,0	166,7	163,8	138,3	118,3
April 1926	116,5	94,2	79,1	160,8	165,4	161,9	139,6	122,7
Mai 1926	116,5	94,2	79,1	160,8	165,4	161,9	139,9	123,2
Juni 1926	115,6	93,7	78,5	159,6	164,4	160,7	—	—

M = Maurer, B = Bauhilfsarbeiter, T = Tiefbauarbeiter.

[1]) Auf die neue Methode umgerechnet.

Straßenbaupläne in Deutschland. Von der bayerischen Volkspartei wurde im Landtag ein Antrag eingebracht, der die Regierung ermächtigen soll, zur raschen Wiederherstellung der bayerischen Straßen eine Staatsanleihe aufzulegen, die aus den Erträgen der Kraftfahrzeugsteuer verzinst und getilgt werden soll. Nach Erklärungen des bayerischen Innenministers ist für die Wiederherstellung und Modernisierung der bayerischen Staatsstraßen eine Summe von 300 Millionen erforderlich. Zur Aufbringung dieser Kosten müßten alle Bevölkerungskreise auf dem Wege über die allgemeinen Staatsmittel herangezogen werden. Aus der Kraftfahrzeugsteuer seien 1926 für Bayern nur rund 15 Millionen zu erwarten. Von dieser Steuer sollen 7,5 Millionen für die laufende Unterhaltung, 12 Millionen, die zum Teil aus Anleihemitteln aufgebracht würden, für die Modernisierung der Staatsstraßen verwendet werden. Ein Regierungsvertreter betonte noch, daß nach Abwicklung des bayerischen Straßenbauprogramms, das auf 15 Jahre berechnet sei, die bayerischen Straßen eine durchaus neuzeitliche und verkehrsfähige Decke haben würden.

Zur Neubelebung der Pläne zum Bau von Automobilstraßen ist ein Verband zur Förderung des Automobilstraßenbaues Norddeutschlands gegründet worden, der sich der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau angeschlossen hat. Der Verband will den Bau einer Automobilstraße von Hamburg nach Berlin mit Anschluß an die nach Köln geplante Automobilstraße in Hannover betreiben.

Bauen ohne Genehmigung. In der Nachkriegszeit ist vielfach der Mißbrauch eingerissen, mit den Ausschachtungs- und Maurerarbeiten zu beginnen, bevor die nach § 41 der Bauordnung vom 8. 8. 1913 für das Bauvorhaben erforderliche baupolizeiliche Genehmigung vorliegt. Um die Baulustigen vor Unannehmlichkeiten und Schaden zu bewahren, wird die vorerwähnte Bestimmung zur Beachtung dringend in Erinnerung gebracht. In außergewöhnlichen Fällen kann die Baupolizei die Ausschachtung der Erde und die Ausführung der Maurerarbeiten auch schon vor Erteilung der Baugenehmigung auf besonderen Antrag gestatten (§ 45 a. a. O.). Auch dann ist jedoch zu beachten, daß die Maurerarbeiten im allgemeinen nur bis zur Grundstückshöhe gestattet sind. Nur in besonders gearteten Fällen wird die Baupolizei ein Abweichen von dieser Vorschrift ausnahmsweise zulassen können.

Geringe Inanspruchnahme des Reichskredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Das Reichsarbeitsministerium hat bei den Regierungen der einzelnen Länder eine Umfrage danach veranstaltet, inwieweit der 200 Millionen-Reichskredit für den Kleinwohnungsbau bisher in Anspruch genommen ist. Die Ergebnisse dieser Rundfrage sollen für die Festsetzung des Termins für die Bereitstellung der zweiten Rate (90 Millionen) maßgebend sein. Nach den bisher eingegangenen Berichten sind die den einzelnen Ländern zugewiesenen Quoten bisher nur zu einem geringen Teil ausgenutzt worden. Man führt das darauf zurück, daß der Zinsfuß für die endgültigen Hypotheken bekanntlich nicht feststeht, sondern sich nach dem von den Hypothekenbanken erzielten Pfandbriefertrag richtet. Durch diese Unsicherheit werden viele Baulustige davon abgehalten, den staatlichen Kredit in Anspruch zu nehmen. Außerdem bereitet die Aufbringung der für den Bau benötigten Spitzenbeträge, die weder durch die erste Hypothek aus dem Reichskredit, noch durch die zweite Hypothek aus der Hauszinssteuer gedeckt werden, erhebliche Schwierigkeiten. Die Inanspruchnahme der ersten Rate (110 Millionen) bleibt somit bei weitem hinter den Erwartungen zurück, so daß die Bereitstellung der zweiten Rate vorläufig noch nicht erfolgen wird.

Großhandelsindex.

28. April	5. Mai	12. Mai	19. Mai	26. Mai	2. Juni
123,4	122,8	123,5	123,1	123,2	123,7

	Januar	Februar	März	April	Mai
Reichslebenshaltungsindex ..	139,8	138,8	138,3	139,6	139,9
Großhandelsindex	120,0	118,4	118,3	122,7	123,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(abgeschlossen am 3. Juni 1926.)

Erstes Gesetz über Abänderung des Zweiten Buches der Reichsversicherungsordnung. Vom 22. Mai 1926. (RGBl. I S. 243.) Siehe vorstehende kleine Mitteilung.

Verordnung zur Durchführung des Körperschaftsteuergesetzes. Vom 17. Mai 1926. (RGBl. I S. 244.)

Gesetz zur Änderung der Dritten Steuernotverordnung. Vom 27. Mai 1926. (RGBl. I S. 249.) Das Gesetz bestimmt die Berechnung des Goldmarkwertes, wie sie im § 2 des Aufwertungsgesetzes vorgeschrieben ist, als zulässige Höchstgrenze für die Dritte Steuernotverordnung.

Verordnung über die Aufwertung von Versicherungsansprüchen. Vom 22. Mai 1926. (RGBl. I S. 249.)

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Vom Patenanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Argentinien: Das Patentamt wird in Zukunft auf Patentzeichnungen eine maßstäbliche Skala verlangen, die der Zeichnung entspricht.

Chile: Am 17. März 1925 ist ein Gesetz zum Schutz des Urheberrechtes mit Rechtskraft vom 17. 6. 1925 erlassen worden. Zur Eintragung ist ein Exemplar oder eine Kopie, Abschrift, Photographie o. dgl. des Werkes zu hinterlegen und eine Gebühr zu zahlen. Der Schutz erstreckt sich auf Lebensdauer des Urhebers und kann übertragen werden. Den Erben steht der Schutz noch 20 Jahre nach dem Ableben des Urhebers zu.

Mexiko: Firmen, Aktiengesellschaften o. dgl. hatten bei Patentanmeldungen bisher durch zwei Zeugen auf der Vollmacht den Nachweis zu führen, daß sie rechtsgültig eingetragen und daß die Unterzeichner tatsächlich zeichnungsberechtigt waren. Die Zeugenunterschriften fallen jetzt fort; das Patentamt verlangt statt dessen einen besonderen Nachweis über die Rechtsgültigkeit der anmeldenden Firma, z. B. Handelsregisterauszug.

Österreich: Durch Gesetz vom 16. Juli 1925 sind folgende Änderungen des Patentgesetzes vorgenommen worden: Die Patentdauer wird auf 18 Jahre verlängert. Am 16. Juli rechtsgültig bestehende Patente mit Ausnahme der bereits um die Kriegsdauer verlängerten genießen die verlängerte Schutzfrist. Für Lizenznehmer und zugunsten von Personen, die bereits Vorbereitungen zur Benutzung eines ablaufenden Patentes getroffen hatten, sind die Rechte des Patentinhabers einschränkende Sonderbestimmungen vorgesehen. Der tatsächliche Erfinder hat ein unbeschränktes Recht auf Nennung seines Namens in der Patentrolle, der Urkunde und auf den Patentschriften. Entsprechende Anträge können vom Erfinder während des Erteilungsverfahrens und in den meisten Fällen innerhalb eines Jahres vom Tage der Bekanntmachung der Erteilung gestellt werden. Über Angestelltenerfindungen liegt eine umfassende Neuregelung vor. So hat der Arbeitgeber ein Anrecht auf die Erfindungen seines Angestellten nur dann, wenn ein Vertrag darüber vorliegt und wenn es sich um „Diensterfindungen" handelt, die im neuen Gesetz genau definiert sind. Der Arbeitnehmer hat in allen Fällen Anspruch auf eine angemessene Vergütung. Die Gebühren sind z. T. neu geregelt worden. Die Anmeldegebühr beträgt bei Beanspruchung mehrerer Prioritäten das entsprechende Vielfache derselben. Eine Aussetzung der Bekanntmachung über die im Gesetz vorgesehene Frist von drei Monaten für je drei weitere Monate und Fristverlängerungsgesuche zur Äußerung auf Prüfungsbescheide sind gebührenpflichtig. Die neuen Bestimmungen treten mit Ausnahme der vom Tage der Gesetznovelle gültigen über verlängerte Schutzdauer am 1. September 1925 in Kraft.

Rußland: Auf Grund einer neuen Verfügung erhalten Firmen aus solchen Ländern, in denen auch russische Firmen Warenzeichen eintragen lassen können, ihre Zeichen eingetragen, ohne daß die Bestimmung des Warenzeichengesetzes, nach der nur juristische Personen im Sinne der russischen Gesetzgebung zur Eintragung ihrer Schutzmarken berechtigt sind, gegen sie geltend gemacht wird. Da in Deutschland russische Anmelder gleichberechtigt sind — Gegenseitigkeitsvertrag vom 22. 9. 94 —, dürfte diese Vergünstigung deutschen Anmeldern in Rußland zuteil werden.

Schweden: Nach einer Verfügung vom 25. Juli 1925 sollen zur Vereinfachung der Vorprüfung von Patentanmeldungen nur zwei Verfügungen vom Prüfer erlassen und die Anmeldungen dann an die Anmeldeabteilung verwiesen werden. Es empfiehlt sich daher, auf die Wünsche und Vorschläge der Prüfer einzugehen, da die Anmeldungen von der jeweiligen Abteilung gewöhnlich ohne weitere Zwischenverfügungen zur Entscheidung gebracht werden. Die z. Z. des Erlasses schwebenden Anmeldungen werden unter Berücksichtigung der neuen Bestimmungen weiter bearbeitet.

U. S. Amerika: Ein großer Teil der auf Grund des Markengesetzes vom Jahre 1905 angemeldeten Schutzmarken, die infolge Ablaufs der zwanzigjährigen Schutzdauer in diesem Jahre erneuert werden müssen, ist bisher noch nicht erneuert worden. Das amerikanische Patentamt weist besonders darauf hin, daß Markeninhaber, die die Erneuerung nicht vornehmen, bei einer späteren Neueintragung große Schwierigkeiten in der Geltendmachung ihrer Rechte haben werden, wenn diese Marken nach Ablauf der Schutzdauer durch Dritte neu eingetragen worden sind.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 19 vom 12. Mai 1926.

Kl. 19 a, Gr. 5. St 39 113. Ernst Staedtler, Planegg b. München. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 12. II. 25.

Kl. 19 a, Gr. 5. St 39 121. Ernst Staedtler, Planegg b. München. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 14. II. 25.

Kl. 20 h, Gr. 9. B 114 822. Ferdinando Bonn, Gorizia, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Charlottenburg. Selbsttätig wirkende Reinigungsvorrichtung für Rillenschienen für in Fahrt befindliche Wagen. 10. VII. 24. Italien, 1. VIII. 23.

Kl. 37 a, Gr. 2. G 59 876. Walter Greim, Berlin, Bülowstr. 35. Flechtwerkkuppel aus einzelnen sich gegeneinander abstützenden Trägern. 12. IX. 23.

Kl. 37 b, Gr. 1. M 85 304. Robert Marktstaller, Eschlikon (Schweiz); Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Bazstein mit durchlaufenden Nuten und Rippen in den Lagerflächen. 11. VI. 24. Schweiz 29. IV. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. H 100 838. Fa. Heinrich Hirzel, G. m. b. H., Leipzig-Plagwitz. Zweiteilige Mischtrommel, deren Teile zwecks Öffnens und Schließens axial gegeneinander verschiebbar sind. 2. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 34. J 23 807. Johann van Item, Bremen, Ellhornstr. 26. Einrichtung zur Nachbehandlung frisch gepreßter oder gestampfter Schlackensteine. 22. VI. 23.

Kl. 80 a, Gr. 48. Sch 71 257. Friedrich Schlagintweit, Karlsruhe i. B., Hertzstr. 2. Formvorrichtung zur Herstellung von Eisenbetonträgern. 13. VIII. 24.

Kl. 82 e, Gr. 136. A 44 200. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Entleeren von Großraumbunkern. 12. II. 25.

Kl. 84 a, Gr. 2. G 56 832. Grün & Bilfinger Akt.-Ges., Mannheim. Vorrichtung zur Herstellung von Betonverkleidungen für Böschungen. 7. VI. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 19 vom 12. Mai 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 429 721. Dipl.-Ing. Paul Braun, Berlin-Schöneberg, Erdmannstr. 5. Verfahren zum Auskleiden von Druckstollen. 7. VI. 24. B 114 404.

Kl. 5 c, Gr. 10. 429 776. Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen, Rhld. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 16. XI. 23. G 60 173.

Kl. 19 c, Gr. 5. 429 924. Jack Sheridan Cowper, London; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing G. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Pflasterblock oder Mauerstein aus zwei Teilen. 1. XII. 22. C 32 887. England 30. IX. 22.

Kl. 20 g, Gr. 3. 420 838. Maschinenfabrik Deutschland, G. m. b. H., Dortmund. Laufradanordnung an Drehscheiben oder Schiebebühnen. 8. XI. 24. M 87 062.

Kl. 20 k, Gr. 9. 429 862. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdraht-Vielfachaufhängung bei elektrischen Bahnen. 28. I. 25. A 44 047; V. St. Amerika 16. II. 24.

Kl. 42 b, Gr. 22. 429 807. Käte Heckmann, Freiburg i. Br., Günterstalstr. 47. Einrichtung zur Markierung bestimmter Stellen eines Drahtseiles behufs Längungsmessung. 26. II. 25. H 100 735.

Kl. 80 a, Gr. 34. 429 685. Thomas Edward Murray, New York. Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Formvorrichtung für Röhren und Leitungen aus Zement o. dgl. 18. X. 21. M 75 437. V. St. Amerika 6. I. 21.

Kl. 81 e, Gr. 124. 429 763. Maschinenbau-Akt.-Ges. Tigler, Duisburg-Meiderich. Anlage zum Entladen von Eisenbahnwagen in Schiffe. 23. IV. 25. M 89 447.

Kl. 84 d, Gr. 1. 429 833. Tomezo Imaoka, Osaka, Japan; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Pfahlbaggerschiff. 15. IX. 22. J 23 013.

Kl. 85 c, Gr. 6. 429 688. Hugo Putsch, Wellinghofen. Absitzbecken mit Filterung des abziehenden Wassers durch auf der Sohle und an den Wänden des Beckens angeordnete Filterschichten. 28. IX. 24. P 48 859.

Kl. 85 c, Gr. 6. 429 850. Fa. Geigersche Fabrik G. m. b. H., Karlsruhe i. B. Sieb- oder Rechenband zur mechanischen Wasser- und Abwasserreinigung. 13. IV. 22. G 59 002.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

A practical Treatise on Suspension Bridges, their design, construction and erection by D. B. Steinman, A. M., C. E. Ph. D. (London, Chapman & Hall, Ltd.) New-York, John Wiley and Sons, Inc. 1922. VIII. 204 Seiten, 58 Abb., 3 Tafeln. Preis: 4 £.

Wie der durch seine Tätigkeit beim Bau und Entwurf von zahlreichen Hängebrücken längst bekannte Verfasser im Vorwort sagt, soll das Buch das für den praktischen Ingenieur bei der Bearbeitung von Hängebrücken notwendige Rüstzeug ergänzen, ferner auch dem Studierenden Gelegenheit geben, sich auf diesem Gebiet einzuarbeiten. Großes Gewicht ist auf eine straffe und klare Einteilung des ganzen Stoffes gelegt; der Inhalt ist in vier große Abschnitte unterteilt.

Im ersten Abschnitt behandelt der Verfasser die statischen Eigenschaften der Hängebrücken. Zuerst werden die Kräfte in Kabel und Pylonen, dann die Kräfte in den Versteifungsträgern mit drei, zwei und keinem Gelenk, sowohl für Kabel- als auch für Kettenbrücken, besprochen. Alle Formeln sind auf ihre einfachste Form gebracht, so daß der berechnende Ingenieur sie ohne weitere Ableitung übernehmen kann. Zur Verkürzung der Rechenarbeit sind die wichtigsten Formeln noch durch graphische Tafeln erläutert und ergänzt.

Im zweiten Abschnitt bespricht Verfasser die allgemeine Anordnung der Hängebrücken und die konstruktive Ausbildung in ihren Einzelheiten und vergleicht sie ausführlich mit den ihnen anhaftenden Vor- und Nachteilen miteinander. In einer Tabelle werden die verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der Hängebrücken übersichtlich klassifiziert und durch zahlreiche Photographien resp. Zeichnungen von bestehenden oder projektierten Brücken veranschaulicht. An Hand eines Kostenvergleichs kommt Verfasser zu dem Ergebnis, daß Hängebrücken für schweren Straßenverkehr für Stützweiten über ca. 400 m und für leichten Verkehr über ca. 120 m wirtschaftlich sind. Die maximale Stützweite wird vom ökonomischen Standpunkte aus mit ca. 1000 m, vom konstruktiven Standpunkte aus mit ca. 1500 m angegeben. Hängebrücken über mehr als drei Öffnungen (mehrere Mittelöffnungen) werden vom Verfasser nur kurz gestreift. Ausführlich werden die verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten der vertikalen und horizontalen Aussteifung besprochen und in ökonomischer, statischer, konstruktiver und schönheitlicher Hinsicht miteinander verglichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den Materialeigenschaften der Kabel und Ketten und ihren verschiedenen Ausbildungsmöglichkeiten geschenkt.

Im dritten Abschnitt führt Verfasser einige typische Zahlenbeispiele mit ihrem vollständigen Rechengang vor. Es sind hier für die Berechnung von verschiedenen Brückentypen, einer Hängebrücke mit zwei Gelenken im Versteifungsträger mit geraden (unbelasteten) sowie mit gekrümmten (belasteten) Rückhaltekabeln, ferner für eine Hängebrücke mit kontinuierlichem Versteifungsträger die notwendigen Formeln in der erforderlichen Reihenfolge zusammengestellt und einige praktische Fingerzeige für ihren Gebrauch angegeben. Ferner wird noch die Berechnung der Pylonen, eines Kabels mit seiner Umwicklung und eines Widerlagers numerisch durchgeführt.

Der vierte Abschnitt bringt eine ausführliche Beschreibung des Montagevorganges an Hand von ausgeführten Brücken unter besonderer Berücksichtigung der Manhattan-Bridge. Die einzelnen Montagevorgänge werden in ihrer natürlichen Reihenfolge bis in alle Einzelheiten durchgesprochen, wobei das Kabelspinnverfahren besondere Berücksichtigung findet. Außerdem wird noch die Montage der Hängebrücken mit fertig angelieferten Kabeln sowie der Kettenbrücken behandelt.

Im Anhange werden noch drei Tabellen des Verfassers wiedergegeben, aus denen die maximalen und minimalen Momente und Querkräfte im Versteifungsträger für die Haupt- sowie die Seitenöffnungen unmittelbar entnommen werden können. Die Tabellen gelten für das gebräuchlichste System von Hängebrücken mit parabolischen Kabeln und zwei Gelenken im Versteifungsträger über den mittleren Auflagern, und zwar für gerade (unbelastete) und für gekrümmte (belastete) Rückhaltekabel.

Im Laufe der Abhandlungen wird stets auf die neuesten Arbeiten — wenn auch leider fast nur auf die der englischen und amerikanischen Literatur — hingewiesen, um so den Gesichtskreis des Lesers zu erweitern. In den zahlreichen Abbildungen, die an Klarheit nichts zu wünschen übrig lassen, überaus anschaulich, im erläuternden Text sachlich und überzeugend, bietet das Werk dem Fachmann wie auch dem bloß Interessierten mehr, als nach seinem Umfang zu erwarten ist, und es kann nur aufs wärmste empfohlen werden.

Dipl.-Ing. Bergfelder.

Der Rahmen. Ein Hilfsbuch zur Berechnung von Rahmen aus Eisen und Eisenbeton mit ausgeführten Beispielen. Von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Professor an der Technischen Hochschule und Direktor des Versuchs- und Materialprüfungsamtes Dresden. Mit 618 Abb. Dritte neubearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

In dem umfangreichen Schrifttum über die Berechnung von einfachen und durchlaufenden Rahmen sind zwei Hauptverfahren zu unterscheiden. In den älteren Untersuchungen werden als statisch unbestimmte Größen entweder die Auflagerwiderstände oder die Knotenpunktsmomente gewählt und mit Hilfe von Elastizitätsgleichungen, welche unmittelbar aus dem Satz der virtuellen Verrückungen oder der kleinsten Formänderungsarten abgeleitet werden, ermittelt.

Dieser Weg ist zunächst von Müller-Breslau in den „Neueren Methoden der Festigkeitslehre" eingeschlagen und auch von Herrn Professor Gehler in der ersten Auflage seines Werkes über die Rahmen befolgt worden.

In den neueren Schriften werden zunächst auf Grund einfacher geometrischer Betrachtungen die wichtigsten Einzelheiten der Formänderung der Rahmen untersucht und aus den Beziehungen zwischen der Verzerrung und der Spannung des Tragwerkes die Knotenpunktsmomente und in weiterer Folge die Auflagerwiderstände abgeleitet. Es ist auch das Verdienst von Müller-Breslau, in Band II, Abtlg. II seines Lehrbuches über die graphische Statik der Baukonstruktionen gezeigt zu haben, daß sich diese Beziehungen bei den einstöckigen, durchlaufenden Rahmen durch dreigliedrige Elastizitätsgleichungen ausdrücken lassen, welche ebenso wie die bekannten Clapeyronschen Gleichungen aufgebaut sind und als Hauptunbekannte die Knotendrehwinkel, d. h. die Winkel, um welche sich die Knoten des Rahmens bei einer elastischen Formänderung des Tragwerkes drehen, enthalten. Als zweite Gruppe von Unbekannten treten in diesen Gleichungen auch die Knotenpunktsverschiebungen in Erscheinung.

Herr Professor Gehler hat hingegen in seiner Abhandlung in der Festschrift „Otto Mohr zum achtzigsten Geburtstag" 1916 neben den Knotendrehwinkeln die Stabdrehwinkel als die kennzeichnenden Größen für die Formänderung des Tragwerkes eingeführt und aus diesen beiden Elementen die Knotenpunktsverrückungen abgeleitet.

Während die vorstehenden Untersuchungen die Kontinuität des Rahmens nur in einer Richtung berücksichtigen, wurde bald die Notwendigkeit erkannt, den einheitlichen Zusammenhang mehrstöckiger Gebilde zu verfolgen. Herr Professor Gehler bringt nunmehr in der dritten Auflage seines Rahmenbuches die erweiterte Anwendung seines Knoten- und Stabdrehwinkelverfahrens auf die Behandlung mehrstöckiger, einfacher und durchlaufender Rahmen. Er gelangt zu Elastizitätsgleichungen, welche als Hauptunbekannte fünf Knotendrehwinkel und zwei Stabdrehwinkel enthalten und zeigt im Anschluß an meine Untersuchungen über die Pilzdecken in Verbindung mit Stockwerksrahmen, daß es möglich ist, die Lage der Wendepunkte in den Säulen bei symmetrischen Belastungen mit ausreichender Genauigkeit zu schätzen, hierdurch neue Beziehungen zwischen den Knotendrehwinkeln abzuleiten und schließlich wiederum eine neue Form dreigliedriger Clapeyronscher Gleichungen zu gewinnen.

Die vorliegende dritte Auflage, in welcher die wichtigen Untersuchungen der beiden ersten vereinigt und wesentlich ergänzt sind, kann wohl als die umfassendste und erschöpfendste Darstellung der Rahmentheorie bezeichnet werden. Sie bringt zahlreiche, eingehend und sorgfältig bearbeitete Beispiele und behandelt alle Punkte, die bei einer zuverlässigen Berechnung und einwandfreien Ausbildung von Eisenbetonrahmen beachtet werden müssen. Die dem Eisenbau eigentümlichen Aufgaben werden mit besonderer Sorgfalt behandelt. Zu erwähnen ist hierbei vor allem der Nachweis der Nebenspannungen von Rahmen mit Eckstreben, ferner die Untersuchung des Spannungsverlaufs in den Rahmenecken und eine Reihe von Vergleichsberechnungen über den Einfluß der baulichen Ausbildung der Rahmen auf die Knickfestigkeit der Gurtungen offener Brücken.

Der wertvolle Inhalt und die durch große Klarheit und Einfachheit ausgezeichnete Darstellung werden dem Ingenieur, welcher sich in das umfangreiche Werk von Herrn Professor Gehler vertiefen will, eine sichere Unterstützung für seine Arbeiten, eine Fülle von Anregungen und einen vielseitigen Nutzen bringen.

Im Interesse des Eisenbeton- und des Eisenbaues ist dem Rahmenbuch von Herrn Professor Gehler eine weitgehende Verbreitung zu wünschen. Dr. H. Marcus.

Die Wirkung wagerechter Kräfte bei eisernen Brücken. Von J. Karig, Reichsbahnrat. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925. Preis 3,60 RM.

Die Arbeit ist ein erweiterter Sonderdruck der 1924 in der Zeitschrift „Die Bautechnik" erschienenen Abhandlung. Sie beschäftigt sich mit der Aufnahme und Übertragung der auf Vollwand- und Fachwerkträger mit gleichlaufenden Gurten wirkenden Seitenkräfte, die sich aus der Bewegung der Fahrzeuge und Wind ergeben. Die Untersuchung hat erhöhte Bedeutung gewonnen durch die umfangreichen Arbeiten, die mit der Nachprüfung der Festigkeit der eisernen Überbauten im Netze der deutschen Reichsbahngesellschaft und mit den hieraus folgenden Verstärkungsarbeiten verbunden sind. Sie behandelt im wesentlichen die Verteilung der wagerechten Kräfte auf die Verbände und ihre Wirkung auf die Hauptträger und untersucht die Wirtschaftlichkeit von Anordnungen mit ein und zwei Windverbänden. Außerdem wird die zweckmäßige gegenseitige Lage von Brücken- und Bahnachse bei gekrümmten Gleisen angegeben, die durch die Wirkung der Fliehkräfte auf das Tragwerk bedingt ist.

Im allgemeinen handelt es sich um die Anwendung einfacher statischer Überlegungen auf die Beurteilung der Kräftewirkung. Der Wert der Arbeit beruht in der ausführlichen Darstellung dieser Zusammenhänge, die insbesondere den Wünschen derjenigen Ingenieure gerecht wird, deren Aufgabe in der Nachrechnung und der Verstärkung der Überbauten der Reichsbahn besteht. Sie werden aus dieser mit Sachkenntnis und viel Liebe durchgeführten Darstellung manche Anregung und manchen Vorteil für ihre Arbeit erhalten. B.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Für die Reisezeit! — Ingenieurhilfe!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a.

Besuch der Baseler Ausstellung.

In Basel findet Anfang Juli bis Mitte September eine Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftausnutzung statt. Es ist vorläufig beabsichtigt, falls sich eine genügende Teilnehmerzahl findet, zusammen mit einigen befreundeten Vereinen und Verbänden einen gemeinsamen Besuch dieser Ausstellung oder wenn möglich zwei, einen Mitte Juli oder einen Mitte August, vorzunehmen. Hierbei werden sich wahrscheinlich Reiseermäßigungen ergeben.

Um festzustellen, ob ein Bedürfnis zu einer solchen Veranstaltung seitens der D. G. f. B. vorliegt, bitten wir diejenigen Herren, die ein Interesse an einem gemeinsamen Besuch haben, vorläufig unverbindlich um eine kurze Nachricht an die Geschäftsstelle.

Anschriftänderungen für das diesjährige Jahrbuch.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen mitzuteilen haben, werden gebeten dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingefügt werden können.

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu"! Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 18. Juni 1926 Heft 25

BAUTECHNISCHE UND STATISCHE URSACHEN DER SCHÄDEN AM MAINZER DOM UND DIE SICHERUNGSARBEITEN ZUR ERHALTUNG DES BAUWERKES.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt.

Das Dombauwerk in seiner heutigen Form ist in Abb. 1 a in der Gesamtaufnahme und in Abb. 1 b im Grundriß wiedergegeben, wobei der Grundriß ungefähr der Bildaufnahme angepaßt ist. Die Hauptgruppen dieses Bauwerks sind:

das Hochschiff mit den beiden romanischen Seitenschiffen und die hieran anschließenden äußeren gotischen Seitenschiffe,

die Ostgruppe, bestehend aus Ostturm mit Chorapsis und den beiden östlichen Flankentürmen, und

die Westgruppe, bestehend aus Westturm, westlichem Querschiff und Westchor.

Abb. 1a. Gesamtansicht.

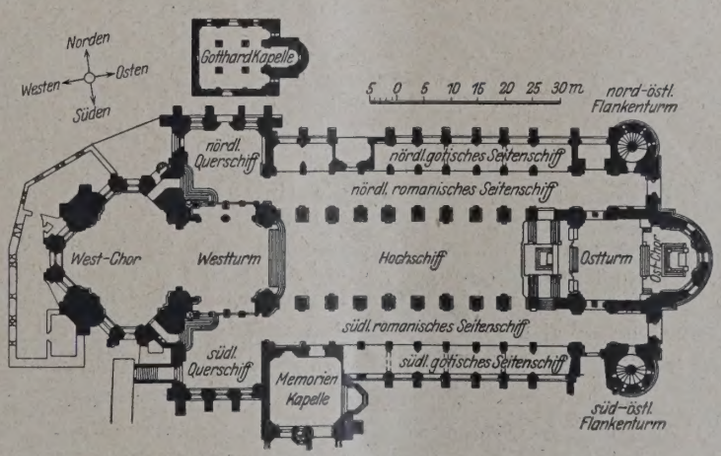


Abb. 1b. Grundriß.

Von der Baugeschichte des Domes sei an dieser Stelle kurz nur das angeführt, was in bautechnischer Hinsicht mit dem jetzigen Bauwerk noch im Zusammenhang steht.

Der Ursprung des Bauwerkes geht zurück bis Ende des ersten Jahrtausends, und zwar auf den Bau, den der Erzbischof Willigis 978 begann und 1009 beendigte. Dieses Bauwerk, der sogenannte „Willigis-Dom", der mit Holzdecken versehen war, wurde am Tage der Einweihung am 30. August 1009 von den Lichterflammen des Festes ergriffen und in derselben Nacht vernichtet. Der noch von Erzbischof Willigis begonnene Neubau wurde unter Bischof Bardo im Jahre 1036 in Anwesenheit des Kaisers Konrad II. und des Königs Heinrich III. zum Gotteshaus geweiht. Im Jahre 1081 fiel jedoch auch dieser zweite Bau, dessen Hauptschiff noch eine Holzdecke hatte, den Flammen zum Opfer. Der alte Willigisdom wurde bis auf die Turmreste niedergelegt, und der nun begonnene Neubau, um dessen Errichtung sich Kaiser Heinrich IV. sehr verdient gemacht hat, erhielt die Form einer Basilika und als erste Kirche in Deutschland steinerne Gewölbe. Unter Erzbischof Adalbert wurde dieser stolze Bau mit Steingewölben vollendet und im Jahre 1137 dem Gottesdienst übergeben. Dieses Bauwerk bildet den Kern und den Grundbestand des jetzigen Domes ohne gotische Seitenschiffe und ohne Westchor. Erdbeben, kriegerische Ereignisse und weitere Brände hatte das Bauwerk durchzumachen, so daß schon um das Jahr 1200 eine umfangreiche Wiederherstellung unternommen werden mußte. Die beschädigten Gewölbe des Hochschiffes und des westlichen Querschiffes wurden erneuert, die beiden Seitenschiffe umgebaut und der Anbau des Westchores durchgeführt. Mit der neuen Weihe des wiederhergestellten Domes im Jahre 1239 war die romanische Bauzeit des Bauwerkes abgeschlossen.

Jedoch sehr bald danach wurden schon wieder Veränderungen vorgenommen, und zwar dadurch, daß zunächst gegen Ende des 13. Jahrhunderts die Außenwände des nördlichen Seitenschiffes allmählich durchbrochen und gotische Kapellen vorgebaut wurden, die jetzt in ihrem Zusammenhang das heutige nördliche gotische Seitenschiff darstellen. Mit Anfang des 14. Jahrhunderts erfolgte auch der gleiche Umbau an der Südseite, der sich jetzt als das südliche gotische Seitenschiff darstellt. Ob diese Anbauten nur zum Zweck der Vergrößerung und Belebung des Kircheninnern durchgeführt wurden, läßt sich heute wohl nicht mehr feststellen. Es ist nach den jetzt vorliegenden statischen Untersuchungen anzunehmen, daß diese Anbauten auch zur Erhöhung der seitlichen Standsicherheit dienen sollten, worauf Baueinzelheiten und insbesondere die starken Strebepfeiler der neuen Außenwände schließen

lassen. Es hat sich scheinbar schon damals gezeigt, daß die Pfeiler des Hochschiffes und der romanischen Seitenschiffe unter der Wirkung der Bogenschübe in Verbindung mit den schlechten Untergrundverhältnissen ausgewichen waren. Man wollte wohl mit den seitlich vorgelagerten schweren Außenwänden mit ihren starken Strebepfeilern horizontale Widerlager schaffen. Sehr interessant wird diese Frage in Beziehung zu den vom Verfasser durchgeführten statischen Untersuchungen, auf deren Ergebnis noch näher eingegangen wird.

Abb. 2 zeigt den von dem Dombaumeister Prof. Becker vor dem Krieg festgestellten Fundamentbefund des östlichen Teiles, aus dem die sehr verschiedenartigen Gründungsweisen der verschiedenen Bauperioden und die beim Wiederaufbau durchgeführten Fundamentverstärkungen zu erkennen sind. Neben alten romanischen Mauerzügen und den alten Fundamenten des Willigisdomes sind auch umfangreiche Fundamente und Fundamentverstärkungen festgestellt worden, die auf Holzpfählen aufruhten. Die Holzpfähle reichten nicht bis auf den tragfähigen Grund, sondern dienten als 1 bis 1,5 m lange Piloten zur Verdichtung des Untergrundes. Aus diesem Befund der alten Fundamente ist zu ersehen, daß die unzulängliche Tragfähigkeit der Fundamente bereits früher erkannt war, und daß man sie mit den verschiedensten Mitteln zu verbessern suchte. Aber der mit so verschiedenartigen Gründungsweisen verbundene Nachteil ungleicher Tragfähigkeit und ungleicher Setzungen mußte sich naturgemäß auch später in den Aufbauten bemerkbar machen, und wurde erst recht verschlimmert, nachdem die Holzpfähle durch Absenkung des Grundwasserstandes allmählich verfaulten. Während anzunehmen ist, daß die Pfähle bei der Ausführung noch vollständig unter Wasser zu stehen kamen, liegt der jetzige mittlere Grundwasserstand am Bau infolge der allmählichen Senkung des Rheinwasserstandes und der Kanalisation der Stadt etwa 3 bis 3,50 m tiefer. Die Verfaulung der Holzpfähle war allmählich so weit vorgeschritten, daß der Untergrund unter dem Einfluß des mit dem Rheinwasser schwankenden Grundwasserstandes zusammensackte. Zum Teil sind auch die Nachsackungen der Fundamente entsprechende gewesen, aber große Teile der Fundamente, die früher auf Holzpfählen aufruhten, wie z. B. die nördliche Außenwand und die Fundamentvorlagen der Hochschiffwände, sind z. T. durch Zusammenhang mit anderem Mauerwerk, z. T. durch die Reibung zwischen Fundamenten und Erdwänden, weniger abgesackt als der darunterliegende Untergrund, wodurch stellenweise Hohlräume unter den Fundamenten entstanden sind. Die nördliche Außenwand mit etwa 60 m Länge und einer Fundamentbreite von mehr als 3 m stand auf der ganzen Länge vollkommen hohl, so daß zwischen Untergrund und Erdreich Zwischenräume bis zu 30 cm vorhanden waren, ein Zustand, der für den Gesamtbestand des Bauwerkes katastrophal werden konnte.

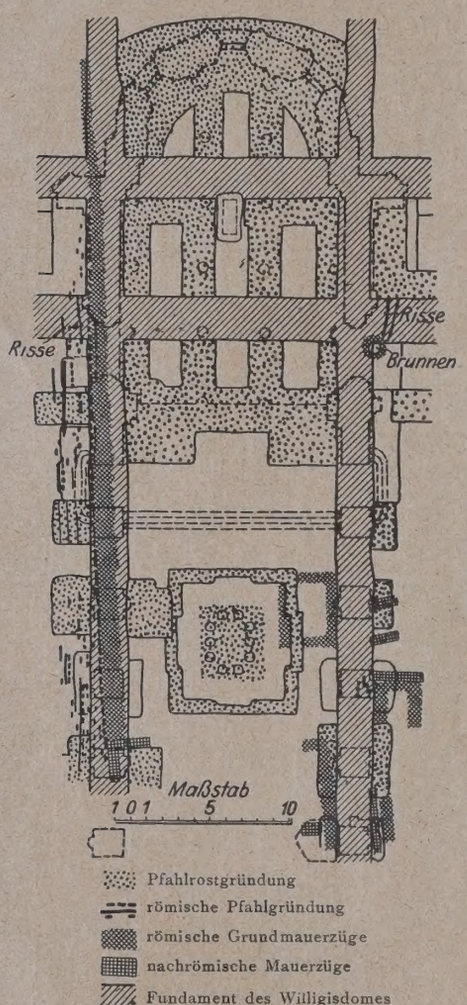


Abb. 2. Fundamentbefundplan des östlichen Teiles.

Abb. 3 zeigt die statische Untersuchung des Domquerschnittes, d. h. des Hochschiffes und der beiderseitigen Seitenschiffe. Die Untersuchung wurde zunächst unter der Annahme durchgeführt, daß die Pfeiler die Kräfte der anschließenden Gewölbe und Gurtbögen allein aufzunehmen haben, also ohne Mitwirkung der Außenwände. Diese Untersuchung hat ergeben, daß die Hauptjochpfeiler der Hochschiffe, die die Gurtbögen und Kuppelrippen der Hochschiffgewölbe aufnehmen, rechnerisch sehr starke Kantenpressungen in der Sockelfuge erhalten. Die Kantenpressungen dieser Hauptjochpfeiler werden jedoch durch die Mitwirkung der Zwischenjochpfeiler infolge der oberen durchgehenden Wände auf ein erträgliches Maß ausgeglichen. Dagegen hat diese Untersuchung gezeigt, daß die Seitenschiffzwischenpfeiler, d. h. die Pfeiler zwischen den romanischen und gotischen Seitenschiffen, nicht in der Lage sind, die auf sie entfallenden Gewölbekräfte aufzunehmen, wenn sie nicht anderweitig im Gleichgewicht gehalten werden. Aus diesem Grunde ist eine zweite Untersuchung durchgeführt worden unter der Annahme, daß ein Teil des Bogenschubes der romanischen Seitengewölbe auf die starken Strebepfeiler der Außenwand übertragen wird. Diese zweite Untersuchung hat die vollkommene Standsicherheit der Seitenschiffpfeiler ergeben, solange diese horizontalen Abstützungen wirksam waren.

Dieses Ergebnis der statischen Untersuchung rechtfertigt die bereits ausgesprochene Vermutung, daß der Anbau der gotischen Seitenschiffe gleichzeitig die Standsicherheit der romanischen Seitenschiffe und somit auch des Hochschiffes verbessern sollte. Diese Annahme wird noch bestärkt durch die Tatsache, daß die Gurtbögen der gotischen Seitenschiffe voll übermauert sind, um eine sichere Kraftübertragung auf die Außenpfeiler auch tatsächlich zu ermöglichen. Es dürfte hiermit als bewiesen gelten, daß die gotischen Baumeister damals einen außerordentlich klaren Blick für die vorliegenden statischen Verhältnisse gehabt haben, denn die nach statischem Gefühl getroffene Maßnahme war sehr zweckmäßig und erfüllte die hieran gestellte Anforderung, solange die Fundamente der Außenwände tragfähig waren. Beim Nachgeben der Fundamente infolge des bereits erwähnten Abfaulens der Pfähle wurde nicht nur die Standsicherheit der Außenwände, sondern somit auch die Standsicherheit der Zwischenpfeiler in starkem Maße gefährdet.

Die in Abb. 3 schraffiert angegebenen neuen Fundamente unter der nördlichen Außenwand und den Hochschiffpfeilern sind als durchlaufende Fundamente eingebaut, während die Unterfangung der südlichen Außenwand mit Rücksicht auf die bereits vorhandene Pfeilergründung durch Einzelfundamente erfolgte. Die alten Fundamente der Seitenschiffzwischenpfeiler wurden vorläufig nicht unterfangen, da die Bodenpressungen unter diesen alten Fundamenten gering sind und bedenkliche Setzungen hierbei nicht festgestellt wurden. Erforderlichenfalls steht einer nachträglichen Unterfangung nichts im Wege.

In Abb. 3 sind oben auch die horizontalen Ausweichungen in Zentimeter angegeben, die für dieses Joch festgestellt worden sind. Diese Ausweichungen betragen an anderen Stellen im Maximum bis zu 28 cm. Die unter Berücksichtigung der Schrägstellung der Pfeiler ermittelten Resultierenden der neuen Fundamentfugen und die entsprechenden Bodenpressungen nach der Unterfangung sind ebenfalls aus der Abb. 3 zu ersehen.

Die Möglichkeit des Gleichgewichtszustandes der nördlichen Außenwand vor der Unterfangung ist auf Abb. 4 dargestellt. Da der Hohlraum unter dem alten Fundament auf der ganzen Länge der Mauer (60 m) und auf der ganzen Breite des Fundamentes vorhanden war, so ist ein weiteres Absacken

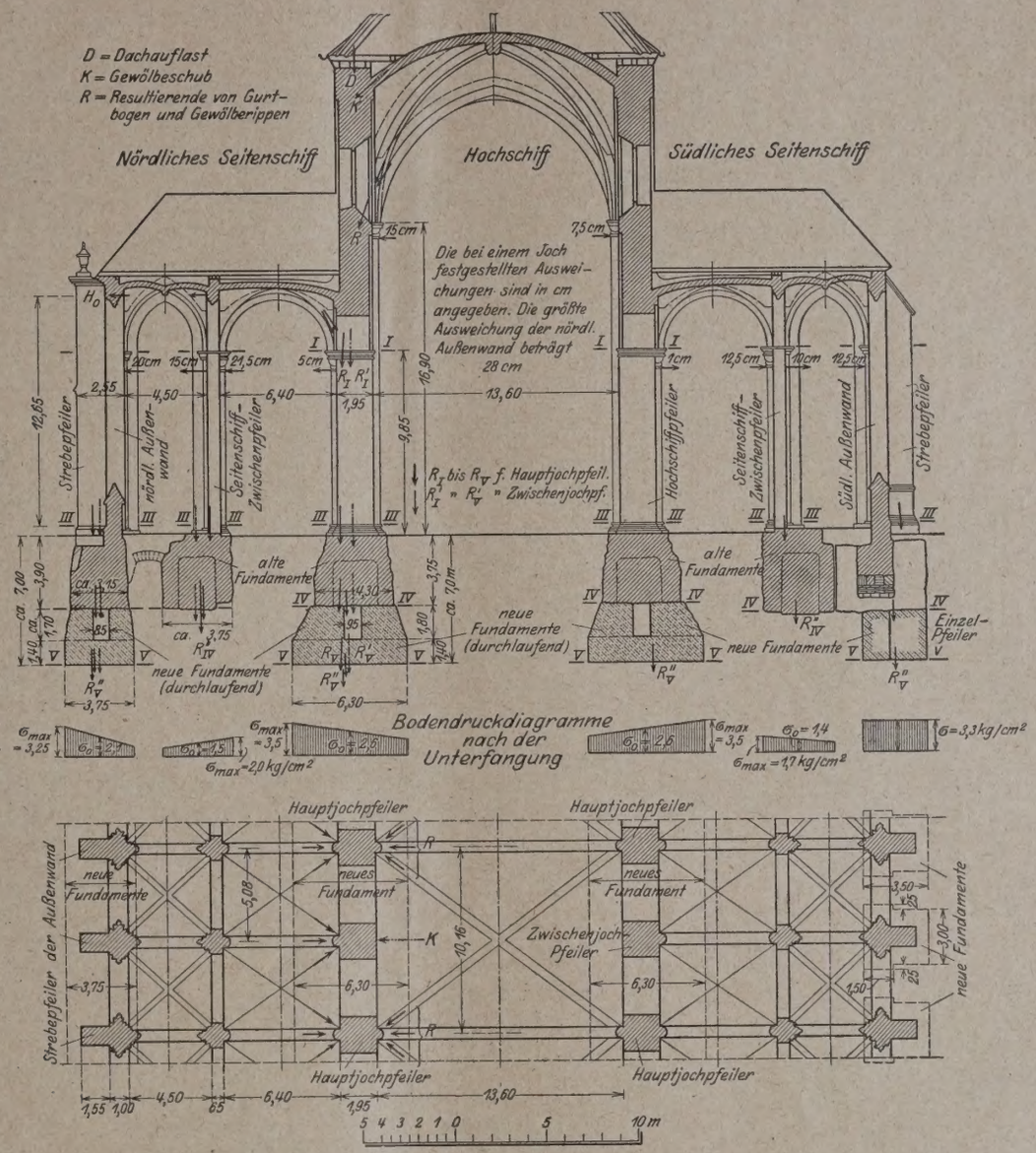


Abb. 3. Statische Verhältnisse des Hochschiffes und der Seitenschiffe.

des Fundamentes nur durch die Reibung zwischen Erdreich und Fundamentwänden verhindert worden. Zum Glück waren die Außenflächen des Fundamentmauerwerkes sehr rauh und das Erdreich von zäher Kohäsion, wodurch dieser schwebende Gleichgewichtszustand einigermaßen möglich wurde. Man kann sich leicht den Umfang der Katastrophe vorstellen, die ein plötzliches Absacken dieses schwebenden Fundamentes hätte auslösen können, wenn man bedenkt, daß diese Außenwand gleichzeitig noch die horizontale Versteifung der Seitenschiffe darstellt.

Abb. 4 zeigt ferner die praktische Durchführung der Unterfangungsarbeiten im Stollenbetrieb, wobei durch Betriebsstollen, von den Schächten ausgehend, unter die alten Fundamente herangegangen wurde. Der Einbau der einzelnen Fundamentsätze erfolgte in der im Querschnitt angegebenen Reihenfolge. Nachdem die in unmittelbarer Nähe der Arbeitsstollen liegenden Sätze unterbaut waren, wurden dann in beiden Richtungen längs unter den alten Fundamenten die einzelnen Sätze nacheinander eingebaut und hierbei ein

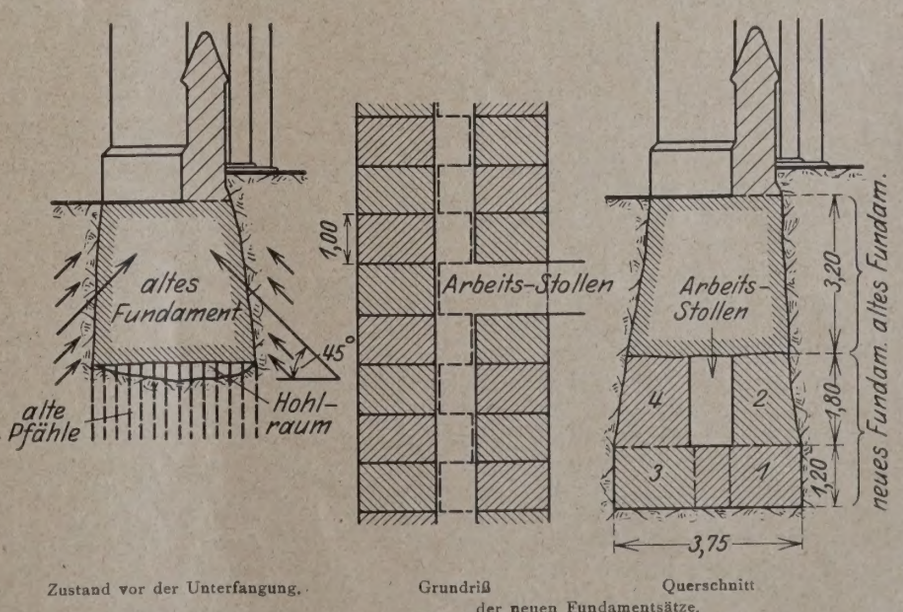
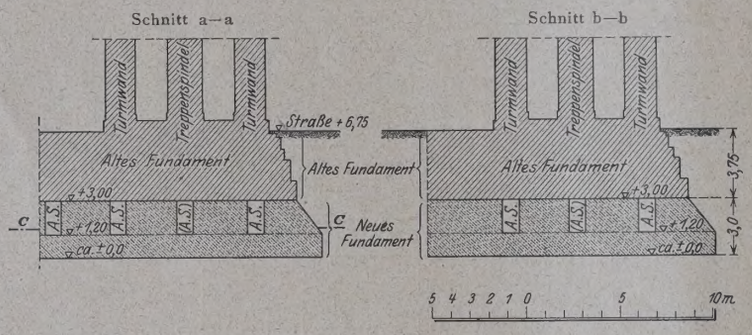


Abb. 4. Unterfangung der nördlichen Außenwand.

Längsstollen ausgespart, der die Verbindung zu den Arbeitsstollen aufrecht erhielt. Mit Rücksicht auf die Verwendung von hochwertigem Zement (Marke Dyckerhoff-Doppel) für den neuen Fundamentbeton war eine Unterbrechung für die Erhärtung der einzelnen Sätze nicht nötig, so daß durchschnittlich in drei Tagen an jeder Arbeitsstelle ein Satz, bestehend aus unterem Block und Zwischenblock, eingebaut werden konnte. Der Fortschritt der Unterfangungsarbeiten wurde hierdurch außerordentlich gefördert und die Gefahr während der Unterfangung auf möglichst kurze Zeit beschränkt. Vergleichsweise sei angeführt, daß bei den in den Jahren 1910 bis 1916 durchgeführten Unterfangungsarbeiten des Ostturmes und mehrerer Hochschiffpfeiler mit Rücksicht auf die Verwendung von gewöhnlichem Beton und Backsteinmauerwerk durchschnittlich die Zeit von 2 bis 3 Wochen für einen Fundamentsatz erforderlich gewesen ist.

Bei der Unterfangung der östlichen Flankentürme war besonders auf die Reihenfolge der Satzeinbauten zu achten, um gefährliche Ausweichungen dieser Flankentürme während der Unterfangungsarbeiten auszuschließen. Die Reihen-



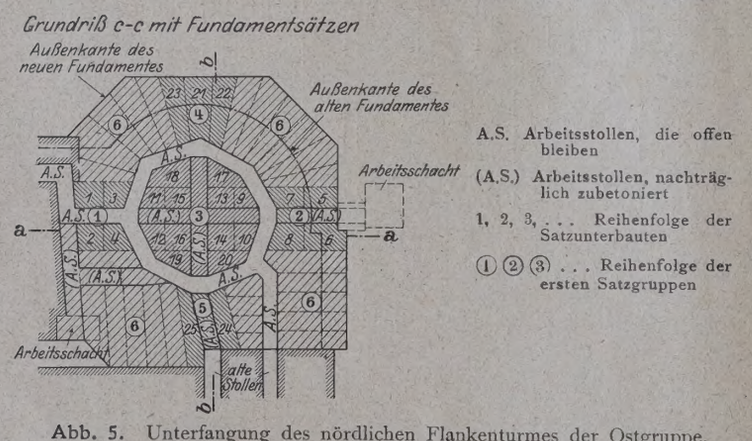


Abb. 5. Unterfangung des nördlichen Flankenturmes der Ostgruppe.

folge der Satzeinbauten ist auf Abb. 5 durch fortlaufende Nummern angegeben. Die in Kreisen beigeschriebenen Nummern zeigen die Reihenfolge der einzelnen Satzgruppen, wovon zunächst die drei ersten einen neuen Fundamentstreifen parallel zur Domachse ergaben, der dann durch die Gruppen 4 und 5 zu einem Kreuz ergänzt wurde. Nachdem durch dieses Fundamentkreuz die Erhaltung der vertikalen Turmachse gesichert war, konnten die anderen Sätze in wechselseitiger Reihenfolge unterbaut werden.

Allgemein bemerkt sei noch, daß die Tiefe der unterbauten Fundamente je nach den Boden- und Grundwasserverhältnissen etwa 3,0 bis 3,5 m unter den alten Fundamenten beträgt, daß also die neue Fundamentsohle 7 bis 7,5 m unter dem Kirchenfußboden liegt. Sämtliche neuen Fundamente sind auf gleichmäßig tragfähigem Sandboden gegründet, wobei eine größte Bodenpressung von 4 kg/cm² zugelassen wurde. Die Tragfähigkeit des Untergrundes in dieser Tiefe wurde noch geologisch durch ein Gutachten des Herrn Oberbergrat Prof. Dr. Steuer, Darmstadt, nachgewiesen. Von einer Abstützung der Gewölbe und Gurtbögen sowie einer horizontalen Absprießung der Pfeiler während der Unterfangungsarbeiten wurde bewußt abgesehen, da hierdurch der in den Fundamenten vorhandene schwebende Gleichgewichtszustand infolge Reibung hätte gestört werden können und in diesem Falle plötzliche Absackungen der hohlstehenden Fundamente nicht ausgeschlossen waren. Während der ganzen Unterfangungsarbeiten wurden die an den wichtigsten Stellen des Bauwerkes angebrachten Gipsbänder dauernd beobachtet und festgestellt, daß keine weiteren Schäden während der bis jetzt durchgeführten Unterfangungsarbeiten eingetreten sind.

Für die neuen Fundamente wurden folgende Mischungsverhältnisse in Raumteilen gewählt:

für die Sohlenblöcke, die mit Grundwasser in Berührung kamen: 1 Zement Dyckerhoff-Doppel : 6 gemischtkörnigem Kiessand,

für die Zwischenblöcke: 1 Zement Dyckerhoff-Doppel : 5 gemischtkörnigem Kiessand : 3 Splitt.

Für die Betonierung in Grundwasserhöhe wurde weicher Beton, darüber Stampfbeton verwandt.

Der Ostturm hatte ursprünglich wohl eine ähnliche romanische Steinbedachung wie der Vierungsturm des Wormser Domes. Im 14. Jahrhundert wurde die Steinbedachung abgetragen und ein schönes gotisches Turmgeschoß aufgesetzt. Später wurde mit Rücksicht auf die aufgetretenen Rißbildungen der westliche Tragbogen des Ostturmes durch einen Steinpfeiler in der Mitte unterstützt. Aber auch diese Unterstützung zeigte sich nicht wirksam genug, da hierdurch der Hauptschaden, der in den schlechten Fundamentverhältnissen lag, nicht beseitigt wurde. Die weiteren Bewegungen und Rißbildungen dieses Turmes blieben auch ferner eine stete Sorge, und so wurde vor etwa 50 Jahren auf Grund des Urteiles einer Sachverständigenkommission beschlossen, den Aufbau des Turmes abzutragen. Er wurde dann in den heutigen, sehr nüchternen, zum Gesamtbild schlecht passenden Bauformen in geringerer Höhe wieder aufgebaut. Aber dennoch kam dieser Turm nicht zur Ruhe, denn die damaligen Sachverständigen hatten die ungenügende, mindestens ungleichmäßige Tragfähigkeit der Fundamente nicht erkannt. Dies ist außerordentlich bedauerlich, denn nach den heute vorliegenden Kenntnissen hätte der alte Turmaufbau erhalten werden können, wenn die Fundamente in tragfähigen Zustand versetzt worden wären. Erst nach der bereits in den Jahren unmittelbar vor dem Krieg von dem jetzigen Dombaumeister Prof. Becker durchgeführten Unterfangung des Ostturmes war die Standsicherheit dieses Turmes in seinen Fundamenten gewährleistet.

Trotz der vorerwähnten Unterfangung sind starke Schäden im oberen Teil des Ostturmes aufgetreten, deren Ursache nun nicht mehr in den Fundamentverhältnissen zu suchen war (Abb. 6). Die statische Untersuchung des Ostturmes hat ergeben, daß die im oberen Teil des Turmes eingebaute massive Kuppel zu starke Horizontalkräfte auf die Turmwandungen ausübte und so das Bestreben hatte, das Mauerwerk des oberen Turmgeschosses, das durch die Turmgalerie stark aufgelöst war, auseinanderzuschieben. Der Einfluß dieser schiebenden Kräfte wurde verstärkt und ausgelöst durch die Erschütterungen, die der steile Turmhelm bei Sturm auf das obere Turmmauerwerk ausübte. Die Wirkung dieser Windkräfte war an den Auflagerpunkten des Helmes um so stärker, als der für solche Helmkonstruktionen erforderliche Auflagerring fehlte. Abb. 6 zeigt auf der linken Seite die Rißbildungen in Ansicht, Grundriß und Querschnitt einer Achteckseite, während in den Vertikalschnitten dieses Bildes die resultierenden Kräfte der Achteckseiten und Ecken angegeben sind.

Die schädliche Wirkung der vorgenannten Ursachen wurde durch die Sicherungsarbeiten im oberen Teil des Ostturmes beseitigt, und zwar einerseits durch den Einbau eines Flacheisenringankers am Boden der Turmgalerie, der in der Lage ist, den gesamten Kuppelschub aufzunehmen, und anderseits durch den weiteren Einbau eines Dachringankers aus Eisenbeton in Höhe des Dachgesimses zur Verankerung des

Turmkranzes und zur besseren Verteilung der Dachwindkräfte auf das Mauerwerk. Die Anordnung und konstruktive Durchbildung der beiden Anker ist auf Abb. 6 dargestellt. Zuerst erfolgte der Einbau des Kuppelringankers, um den Kuppelschub unschädlich zu machen, und zwar so, daß sowohl die auf die Ecken als auch auf die Seiten entfallenden Schubkräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können. Nach Zusammensetzung des Flacheisenringes wurde der Anker durch Keile leicht angespannt. Dann wurden die schadhaften und zerrissenen Mauerwerksteile im Innern des Dachgeschosses durch Stampfbeton ersetzt und der Eisenbetondachringanker in acht Teilen nacheinander ausgeführt. Um die Ausführung des Dachringankers mit Rücksicht auf die wechselseitigen Unterbauungen des Dachhelmes möglichst zu beschleunigen, wurde auch hier hochwertiger Portlandzement „Dyckerhoff-Doppel" verwandt. Nachdem der Dachringanker ausgeführt war, wurde der Kuppelringanker durch Einbetonierung in eine weiche Betonmischung dauernd vor Rost geschützt.

Die Westgruppe, die in den Abb. 1a u. 1b links dargestellt ist, besteht aus Westturm, Querschiffen und Westchor. Die Sicherungsarbeiten dieser Gruppe wurden in Angriff genommen, nachdem alle übrigen Teile des Dombauwerkes unterfangen und der Ostturm in seinem oberen Teil, wie vorstehend beschrieben, gesichert war.

Im Vortrag wurde dann ein Bild gezeigt, das als Ergänzung zu den bereits gemachten geschichtlichen Angaben die einzelnen Bauabschnitte der Westgruppe darstellte. Hieraus war zu ersehen, daß die Hauptteile der Westgruppe in der bereits erwähnten bedeutenden Bauepoche Ende des 12. und Anfang des 13. Jahrhunderts entstanden sind. Das Mauerwerk des Westturmes schloß hierbei etwa in Scheitelhöhe der Vierungskuppel ab. Etwa um 1490 wurde ein massives Geschoß in gotischem Stil aufgebaut und ein spitzer Turmhelm aus Holzkonstruktion aufgesetzt; auch die Querschiffe hatten wie das Langhaus hölzerne Dächer. Nach dem großen Brande, der im Jahre 1767 infolge Blitzschlages entstanden ist, und durch den der Dom in seinen oberen Teilen zerstört worden ist, erfolgte der Wiederaufbau vor etwa 150 Jahren durch den hervorragenden Baumeister Ignaz Neumann in der Form, wie sie heute noch vorhanden ist. Hierbei erhielt der Westturm den dreigeschossigen massiven Turmaufbau, der nicht nur künstlerisch, sondern auch bautechnisch eine außerordentlich bedeutsame Leistung darstellt.

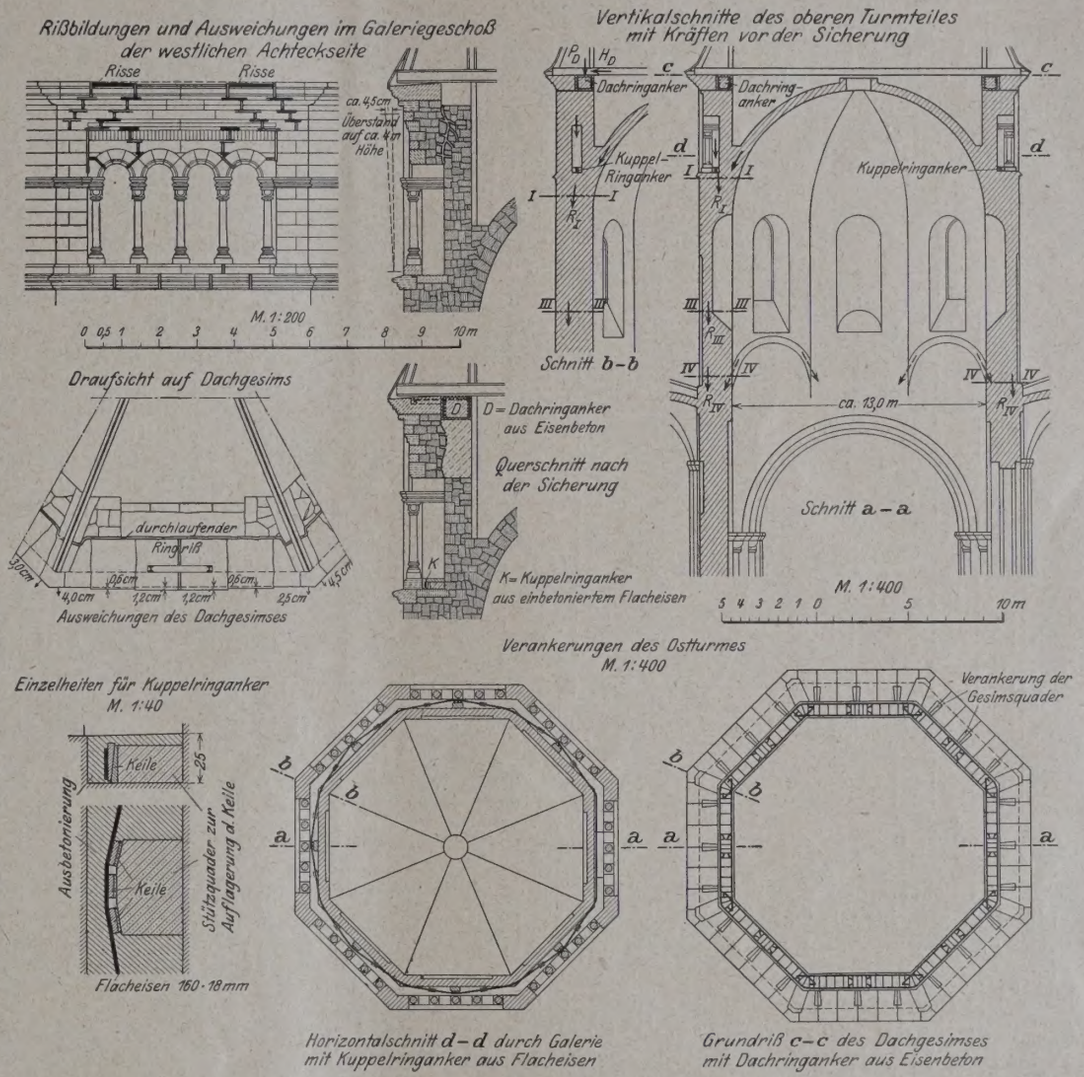


Abb. 6. Schäden und Sicherungen im oberen Teil des Ostturmes.

Allerdings wurden hierdurch die Fundamente des Turmes und insbesondere die Vierungsgurtbögen außerordentlich stark belastet. Auch Querschiffe und Westchor wurden durch Neumann mit schweren Steindächern versehen, so daß die gesamte Westgruppe von den Fundamenten bis zu den Turmspitzen und Dachfirsten nur massive Konstruktionen aufweist.

(Schluß folgt.)

ANKERZÜGE UND MAUERPRESSUNGEN FÜR FREISTEHENDE, NICHT ABGESPANNTE, RUNDE TROMMELN.

(BLECHSCHORNSTEINE, KÜHLER usw.)

Von Ingenieur Max Zebe, Charlottenburg.

Dem in der Praxis stehenden Ingenieur steht, besonders bei der Bearbeitung von Projekten, oft nicht die Zeit zur Verfügung, längere Zeit beanspruchende Untersuchungen anzustellen.

Er wird sich zumeist damit begnügen müssen, überschlägige Berechnungen bezügl. Festigkeit und Standsicherheit anzufertigen und die hieraus gewonnenen Ergebnisse seinen Offerten zugrunde zu legen.

Bei dem zur Zeit bestehenden scharfen Konkurrenzkampf ist es jedoch erforderlich, den geringsten Materialaufwand zu ermitteln, um ein möglichst günstiges Angebot herausbringen zu können.

Das Gewicht der Verankerung macht nicht nur einen erheblichen Teil des Gesamtgewichtes, sondern auch der Bearbeitungskosten, welche wegen der notwendigen Schmiede- und

Dreharbeiten ziemlich hoch sind, aus, so daß eine Ersparnis an Ankern den Gesamtpreis des Objektes wesentlich erniedrigt.

Ferner zeigt sich, daß ein im Fundament fest eingespannter Schornstein kaum teurer wird als ein abgespannter, so daß die häßlich wirkenden Abspannungen in Fortfall kommen können.

Die nachstehende angenäherte Untersuchung der Ankerzüge und Mauerpressungen erfordert nur geringe Rechenarbeit und zeitigt doch Ergebnisse, die mit den wirklich auftretenden Spannungen in gutem Einklang stehen.

Auch für eine eventuell behördlicherseits geforderte genaue Ermittlung der Spannungen ist es von Vorteil, erst dieselben angenähert zu errechnen und die angenommene Lage der Nullinie auch bei dem genauen Nachweis der Spannungen beizubehalten.

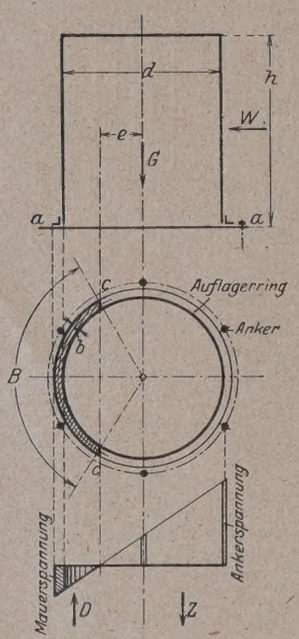


Abb. 1.

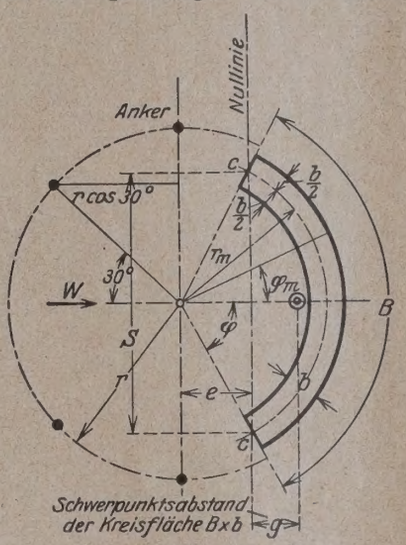


Abb. 2.

Betrachtet man den in Abb. 1 dargestellten Zylinder, so bildet dieser einen bei a—a eingespannten Freiträger.

An der Einspannstelle wirkt die Trommel wie ein Verbundkörper.

Die Druckspannungen werden durch die in Abb. 1 schraffierte Fläche des Auflagerringes auf das Fundament (Mauerwerk oder Beton) übertragen, während die Zugspannungen durch die Ankerzüge aufgenommen werden.

Es sei W die Windbelastung, welche beim Kreiszylinder bekanntlich $p\frac{2}{3}dh$ ist, wobei p die Windbelastung pro Einheit senkrecht getroffener Fläche G und die Eigenlast des Bauwerkes bedeuten.

Bezogen auf die Nullinie c—c und die Fundament- bzw. Sockeloberkante a—a beträgt das Moment, wenn die Nullinie den Abstand „e" von der Zylindermitte hat,

$$M_W = W\frac{h}{2} - Ge.$$

Die Lage der Nullinie hängt von der Größe und Anzahl der gewählten Anker ab.

Während man bei der Ermittlung der Spannungen eines Eisenbetonkörpers den Eisenquerschnitt wählt und dann die Nullinie ermittelt, ist hier, um auf möglichst schnelle Weise zum Endergebnis zu kommen, nicht nur der Ankerquerschnitt, sondern auch die Lage der Nullinie zu schätzen, und diese Werte sind in die Rechnung einzusetzen.

Die Breite der den Druck auf den Unterbau übertragenden Fläche des Auflagerringes läßt sich durch die Wahl des Fußringprofils in bestimmten Grenzen so verändern, daß die Bedingung für die Lage der Nullinie: statisches Moment der Druckfläche = nfach statisches Moment der Druckfläche, bezogen auf die Nullinie, durch einfachste Rechnung erfüllt wird.

Es sei in unserm Beispiel angenommen, daß 6 Anker mit dem Einzelquerschnitt f_e vorhanden wären.

Das Verhältnis der Dehnungszahlen zwischen dem Eisen der Anker und dem Fundamentmaterial $E_e : E_b$ sei n. Es bedeutet (s. Abb. 2):

B die mittlere Bogenlänge des Druckringstückes,
b die Breite des Druckringstückes,
S die Sehne des Bogens B,
σ_m die mittlere Druckspannung auf der Symmetrieachse des Druckkörpers,
r_m den mittleren Radius der Druckfläche,
r den Radius der Ankermitten.

Um die Rechnung möglichst zu vereinfachen, wird für die Größe der Druckfläche der Wert B·b eingesetzt.

In Wirklichkeit wird diese bei den Punkten „c" durch die Nullinie c—c begrenzt und nicht durch Radien, welche durch die Punkte c gehen, wie es der Wert B·b ergibt. Der Fehler ist jedoch unerheblich.

Ebenso wird, da die Breite „b" der Druckfläche im Verhältnis zum mittleren Radius „r_m" klein ist, der Schwerpunktsabstand der Kreisringfläche dem des Bogens „B" gleichgesetzt, welcher Fehler ebenfalls gering ist.

Schwerpunktsabstand sonach: $„g" = r_m\frac{S}{B} - e.$

Die Bedingung für die Lage der Nullinie lautet nunmehr bei 6 Ankern:

$$B\,b\,g = n\cdot 2 f_e\{(r\cos 30° + e) + (r\cos 90° + e)\}$$

und, da $\cos 90° = 0$ ist,

$$(1) \qquad B\,b\,g = n\cdot 2 f_e (r\cos 30° + 2e).$$

Der zur Bogenlänge B gehörende halbe Zentriwinkel ist $= \varphi$. Die Größe desselben ist zu schätzen.

Ist φ angenommen, dann ist $B = \frac{r_m \pi}{180°} 2\varphi°$.

a) Angenäherte Ermittlung der Spannungen.

Es wird die vereinfachende Annahme gemacht, daß die Spannungen für das Element des Spannungskörpers mit der Grundrißgröße b d φ_m konstant seien.

In Wirklichkeit trifft dieses nur auf eine Faser des Spannungskörpers parallel der Nullinie zu (siehe auch unter b).

Ist die größte mittlere Spannung im Abstand $r_m - e$ von der Nullinie $= \sigma_m$, so ist diese an der beliebigen Stelle φ_m:

$$\sigma\varphi_m = \sigma_m\frac{r_m\cos\varphi_m - e}{r_m - e}.$$

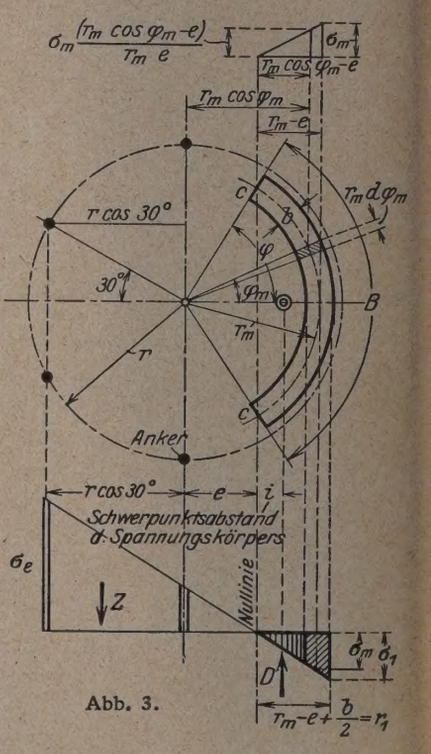


Abb. 3.

Für das Element $b\,r_m\,d\,\varphi_m$ ist die Druckkraft demnach:

$$d_d = \sigma_m\frac{r_m\cos\varphi_m - e}{r_m - e}\,b\,r_m\,d\,\varphi_m.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_m = o$ bis $\varphi_m = \varphi$, so ergibt die doppelte Summe den Inhalt des Spannungskörpers = Gesamtdruck = D.

$$D = \frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}\int_{\varphi_m=0}^{\varphi_m=\varphi}(r_m\cos\varphi_m - e)\,d\varphi_m$$

$$D = \frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}(r_m\sin\varphi - e\,\varphi). \tag{2}$$

Das statische Moment der Elementarkraft d_d bezogen auf die Nullinie ist:

$$d_m = \sigma_m\left\{\left(\frac{r_m\cos\varphi_m - e}{r_m - e}\,b\,r_m\,d\varphi_m\right)(r_m\cos\varphi_m - e)\right\}$$

$$= \frac{\sigma_m\,b\,r_m}{r_m - e}(r_m\cos\varphi_m - e)^2\,d\varphi_m$$

$$= \frac{\sigma_m\,b\,r_m}{r_m - e}(r_m^2\cos^2\varphi_m - 2\,e\,r_m\cos\varphi_m + e^2)\,d\varphi_m.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_m = o$ bis $\varphi_m = \varphi$, so ergibt die doppelte Summe das statische Moment des Druckspannungskörpers bezogen auf die Nullinie c—c:

$$\mathfrak{M} = \frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}\int_{\varphi_m=0}^{\varphi_m=\varphi}(r_m^2\cos^2\varphi_m - 2\,e\,r_m\cos\varphi_m + e^2)\,d\varphi_m;$$

$$\mathfrak{M} = \frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}\left[r_m^2\left(\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) - 2\,e\,r_m\sin\varphi + e^2\varphi\right].$$

(φ ist im Bogenmaß zu nehmen).

Die Division $\frac{\mathfrak{M}}{D}$ ergibt den Abstand des Schwerpunktes des Spannungskörpers von der Nullinie = i:

$$= \frac{\mathfrak{M}}{D} = \frac{\frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}\left[r_m^2\left(\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) - 2\,e\,r_m\sin\varphi + e^2\varphi\right]}{\frac{2\,b\,\sigma_m\,r_m}{r_m - e}(r_m\sin\varphi - e\,\varphi)};$$

$$i = \frac{r_m^2\left(\frac{\sin\varphi\cos\varphi}{2} + \frac{\varphi}{2}\right) - 2\,e\,r_m\sin\varphi + e^2\varphi}{r_m\sin\varphi - e\,\varphi}. \tag{3}$$

Ist σ_e die Eisenzugspannung pro cm² des am weitesten von der Nullinie entfernten Ankers, so beträgt die Gesamtzugkraft bei 6 Ankern im Umfange:

$$Z = 2\,\sigma_e\,f_e + 2\,\sigma_e\,f_e\,\frac{r\cos 90° + e}{r\cos 30° + e} \quad \text{(s. Abb. 3)}$$

und, da cos 90° = o ist:

$$Z = 2\,\sigma_e\,f_e\left(1 + \frac{e}{r\cos 30° + e}\right). \tag{4}$$

Das Windmoment M_W muß gleich dem Moment der Zugkräfte bezogen auf den Schwerpunkt der Druckkräfte D im Abstand i von der Nullinie sein, damit die Gleichgewichtsbedingung $\sum M = o$ bezogen auf die Nullinie erfüllt ist.

$$M_W = 2\,\sigma_e\,f_e\,(r\cos 30° + e + i) + 2\,\sigma_e\,f_e\,\frac{(r\cos 90° + e + i)^2}{r\cos 30° + e + i}$$

und, da cos 90° = o ist:

$$M_W = 2\,\sigma_e\,f_e\,\frac{(r\cos 30° + e + i)^2 + (e + i)^2}{r\cos 30° + e + i}.$$

Hieraus ergibt sich die größte Ankerspannung zu:

$$\sigma_e = \frac{M_W\,(r\cos 30° + e + i)}{\{(r\cos 30° + e + i)^2 + (e + i)^2\}\,2\,f_e}. \tag{5}$$

Die Einsetzung des vorstehend ermittelten Wertes von σ_e in Gleichung (4) ergibt die Gesamtkraft Z.

Da nach der Gleichgewichtsbedingung $\sum V = o$ sein muß, ergibt sich:

$$Z = D. \tag{6}$$

Ferner ermittelt sich nach Gleichung (2) die größte mittlere Mauerpressung zu:

$$\sigma_m = \frac{D\,(r_m - e)}{2\,b\,r_m\,(r_m\sin\varphi - e\,\varphi)}. \tag{7}$$

Die größte Kantenpressung ergibt sich zu (s. Abb. 3):

$$\sigma_1 = \sigma_m\,\frac{r_m - e + \frac{b}{2}}{r_m - e} \tag{8}$$

Mit Gleichungen (5) und (8) sind die größten Beanspruchungen des Eisens und des Mauerwerkes gegeben.

Beispiel.

Gegeben sei der in Abb. 4 dargestellte 30 m hohe Schornstein. Der hierauf wirkende Wind möge 0,15 t/m² senkrecht getroffener Fläche betragen.

Für das Fundament ist Stampfbeton mit einer zulässigen Beanspruchung von 15 kg/cm² angenommen.

Die zulässige Ankerspannung betrage 800 kg/cm². Das Verhältnis der Dehnungszahlen ($E_{Eisen} : E_{Beton}$) ist n = 15.

Das Eigengewicht des Schornsteins ist mit G = 15 t angenommen.

Der Auflagerring wird, wie Abb. 5 zeigt, ausgebildet:

$r_m = 185$ cm, $r = 198$ cm.

Gewählt 6 Anker 2" Dmr. mit einem Kernquerschnitt von je 14,91 cm² = f_e. Der Winkel φ_m wird mit 48° angenommen.

Die Bogenlänge beträgt bei φ = 48°:

$$B = \frac{185\,\pi}{180}\,2\cdot 48 = 310 \text{ cm}.$$

sin 48° = 0,7431,
cos 48° = 0,6691.

Die Sehne ergibt sich zu:

$$S = 2\cdot 185\cdot\sin 48°$$
$$= 370\cdot 0{,}7431 = 275 \text{ cm}.$$

Der Abstand der Nullinie von der Schornsteinmitte wird:

$$e = 185\cos 48°$$
$$= 185\cdot 0{,}6691 = 123 \text{ cm}.$$

Das Windmoment beträgt nach Abb. 4:

$$M = 6{,}0\cdot 18 + 1{,}83\cdot 3{,}0 - 15\cdot 1{,}23$$
$$= 95{,}04 \text{ tm} = 9\,504\,000 \text{ cmkg}.$$

Der Abstand des Schwerpunktes der Kreisringfläche von der Nullinie ist angenähert:

$$g = r_m\,\frac{S}{B} - e = 185\,\frac{275}{310} - 123$$
$$= 41 \text{ cm}.$$

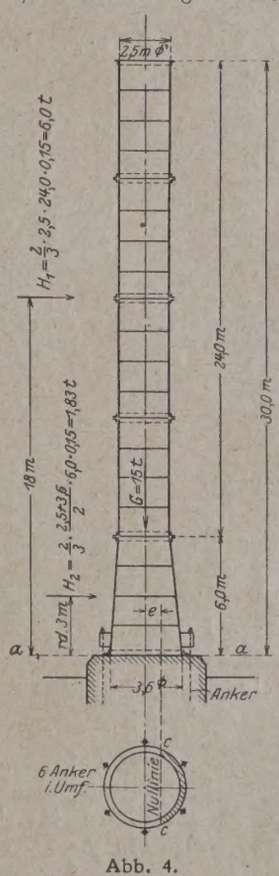


Abb. 4.

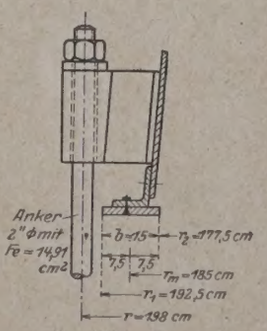


Abb. 5.

Setzt man vorstehend ermittelte Werte in Gleichung (1) ein so wird:

$$310\,b\cdot 41 = 15\cdot 2\cdot 14{,}91\,(198\cdot 0{,}8660 + 2\cdot 123), \tag{1a}$$

hieraus b = rd 15 cm.

Nach Gleichung (2) beträgt die Gesamtdruckkraft:

$$(2a)\quad D = \frac{2 \cdot 15\,\sigma_m \cdot 185}{185 - 123}\left(185 \cdot 0{,}7431 - 123\,\frac{\pi}{180}\,48\right) = \sigma_m \cdot 3090 \text{ kg}.$$

Nach Gleichung (3) ist der Schwerpunktsabstand des Spannungskörpers von der Nullinie c—c:

$$(3a)\quad \left\{\begin{aligned} i &= \frac{185^2\left(\frac{0{,}7431 \cdot 0{,}6691}{2} + \frac{48\,\pi}{2 \cdot 180}\right) - 2 \cdot 123 \cdot 185 \cdot 0{,}7431 + 123^2\,\frac{48\,\pi}{180}}{185 \cdot 0{,}7431 - \frac{123 \cdot 48\,\pi}{180}} \\ &= \text{rd } 50 \text{ cm}. \end{aligned}\right.$$

Gleichung (5) ergibt die größte Ankerzugspannung zu:

$$\sigma_e = \frac{9\,504\,000\,(198 \cdot 0{,}8660 + 123 + 50)}{\left\{(198 \cdot 0{,}866 + 123 + 50)^2 + (123 + 50)^2\right\} 2 \cdot 14{,}91};$$

$$(5a)\quad \boxed{\sigma_e = 725 \text{ kg/cm}^2.}$$

Setzt man vorstehenden Wert in Gleichung (4) ein, so ergibt sich:

$$Z = 2 \cdot 725 \cdot 14{,}91\left(1 + \frac{123}{198 \cdot 0{,}8660 + 123}\right);$$

$$(4a)\quad Z = 30\,700 \text{ kg}.$$

Nach Gleichung (6) ist

$$(6a)\quad D = Z = 30\,700 \text{ kg}.$$

Gleichung (2a) ergibt die größte mittlere Druckspannung zu:

$$\sigma_m = \frac{D}{3090} = \frac{30\,700}{3090} = 9{,}95 \text{ kg/cm}^2.$$

(Da Gleichung (7) aus Gleichung (2) entstanden ist, wurde hier σ_m der Einfachheit wegen aus Gleichung (2a) ermittelt.)

Die größte Kantenpressung beträgt nach Gleichung (8):

$$\sigma_1 = 9{,}95\,\frac{185 - 123 + \frac{15}{2}}{185 - 123};$$

$$(8a)\quad \boxed{\sigma_1 = 11{,}1 \text{ kg/cm}^2.}$$

Vorstehende Werte für das Beispiel wurden mittels Rechenschiebers ermittelt.

Beim Entwurf der Verankerung muß man sich über die Anzahl der zu wählenden Anker schlüssig werden.

Für eine andere Zahl von Ankern als 6 Stück, wie hier angenommen, sind die mit r behafteten Teile der Gleichungen sinngemäß umzuformen.

Nach kurzem Probieren wird man leicht diejenigen Abmessungen der Anker und des Auflagerringes finden, bei denen die Beanspruchungen unter den zulässigen Grenzen bleiben.

Maßgebend ist in der Hauptsache die Größe des Winkels φ.

b) Genaue Ermittlung der Spannungen.

Es bedeutet:

- b = Breite der Druckringfläche,
- r_1 = äußerer Radius des Druckringstückes,
- r_2 = innerer Radius des Druckringstückes,
- r = Radius der Ankermitten,
- φ_a = Zentriwinkel des Bogens mit dem Radius r_1,
- φ_b = „ „ „ „ „ „ r_2,
- e = Abstand der Nullinie c—c,
- i = Schwerpunktsabstand des Druckkörpers,
- D = Gesamtdruck,
- Z = Gesamtzug,
- f_e = Querschnitt eines Ankers,
- σ_1 = größte Druckspannung am Schnitt der Achse x—x mit r_1,
- σ_2 = größte Druckspannung am Schnitt der Achse x—x mit r_2,
- σ_e = Eisenzugspannung.

Die Druckspannungen wachsen geradlinig von der Nullachse c—c, wo sie gleich Null sind, bis zur äußersten Kante des Druckkörpers, wo sie den Größtwert σ_1 ergeben (s. Abb. 6).

Betrachtet man nach Abb. 7 einen Spannungskörper, welcher durch den Radius r_1 und die Nullachse c—c begrenzt

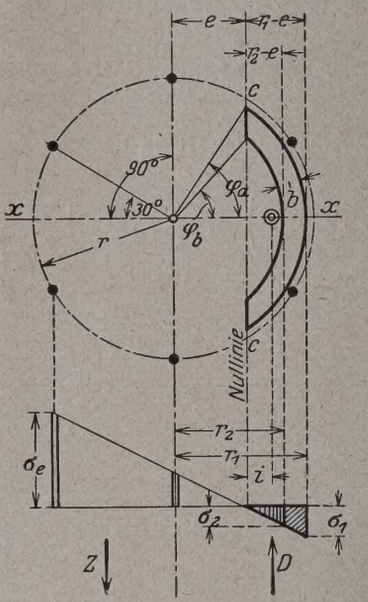


Abb. 6.

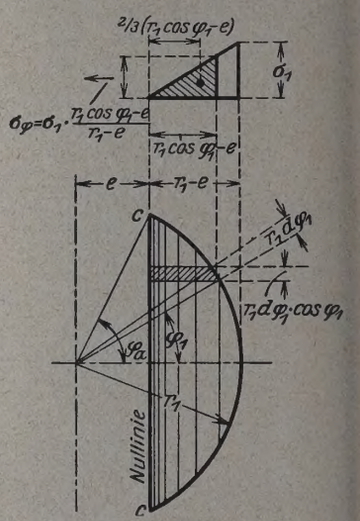


Abb. 7.

ist und dessen Größtspannung σ_1 sei, so beträgt an der beliebigen Stelle φ_1 die Spannung an der äußersten Kante:

$$\sigma_{\varphi_1} = \frac{\sigma_1\,(r_1 \cos\varphi_1 - e)}{r_1 - e},$$

die Elementarkraft eines Flächenelementes von der Breite $r_1 \cdot d\varphi_1 \cdot \cos\varphi_1$:

$$d_d = \frac{1}{2}\,\sigma_1\,\frac{(r_1 \cos\varphi_1 - e)^2}{r_1 - e}\,r_1\,d\varphi_1 \cos\varphi_1$$

$$= \frac{\sigma_1 r_1}{2\,(r_1 - e)}\left\{r_1^2 \cos\varphi_1^3 - 2\,e\,r_1 \cos^2\varphi_1 + e^2 \cos\varphi_1\right\} d\varphi_1.$$

Integriert man vorstehenden Wert von $\varphi_1 = o$ bis $\varphi_1 = \varphi_a$, so ergibt die doppelte Summe den Inhalt dieses zylinderhufförmigen Spannungskörpers:

$$D_1 = \frac{2\,r_1\sigma_1}{2\,(r_1 - e)}\left\{r_1^2 \int_0^{\varphi_a} \cos^3\varphi_1 d\varphi_1 - 2\,e\,r_1 \int_0^{\varphi_a} \cos^2\varphi_1 d\varphi_1 + e^2 \int_0^{\varphi_a} \cos\varphi_1 d\varphi_1\right\};$$

$$(o)\quad D_1 = \sigma_1\left[\frac{r_1}{r_1 - e}\left\{r_1^2\left(\sin\varphi_a - \frac{\sin^3\varphi_a}{3}\right) - 2\,e\,r_1\left(\frac{\varphi_a}{2} + \frac{\sin\varphi_a \cos\varphi_a}{2}\right) + e^2 \sin\varphi_a\right\}\right].$$

(Für die Grenze o wird der Wert für $D_1 = o$ und ist D_1 durch die Gleichung (o) bestimmt.)

Bezeichnet man in Gleichung (o) den Wert in der Klammer mit A, so wird $D_1 = \sigma_1 \cdot A$.

Für einen Zylinderhuf, welcher durch den Radius r_2 begrenzt ist, ergibt sich der Inhalt des Druckkörpers in derselben Weise wie vorher ermittelt, wenn man statt r_1 den Radius r_2 setzt und für σ_1 den Wert $\sigma_2 = \frac{\sigma_1\,(r_2 - e)}{r_1 - e}$ in Rechnung stellt. Für φ_a ist φ_b zu setzen, dessen Sinus $\frac{e}{r_2}$ gegeben ist (s. Abb. 6).

Der Inhalt dieses Spannungskörpers wird somit:

$$(I)\quad D_2 = \sigma_1\left[\frac{r_2 - e}{r_1 - e} \cdot \frac{r_2}{r_2 - e}\left\{r_2^2\left(\sin\varphi_b - \frac{\sin^3\varphi_b}{3}\right) - 2\,e\,r_2\left(\frac{\varphi_b}{2} + \frac{\sin\varphi_b \cos\varphi_b}{2}\right) + e^2 \sin\varphi_b\right\}\right].$$

Bezeichnet man in Gleichung (I) den Wert in der Klammer mit B, so wird $D_2 = \sigma_1 \cdot B$.

Die Differenz $D_1 - D_2$ ergibt den Inhalt des keilförmigen Kreisringstückes und ist gleich dem Gesamtdruck:

$$D = \sigma_1 (A - B). \tag{II}$$

Das statische Moment der Elementarkraft d_d bezogen auf die Nullinie ist (s. Abb. 7):

$$d_m = \frac{1}{2}\sigma_1 \left\{ \frac{(r_1 \cos\varphi_1 - e)^2}{r_1 - e} r_1 \, d\varphi_1 \cos\varphi_1 \frac{2}{3}(r_1 \cos\varphi_1 - e) \right\}$$
$$= \frac{\sigma_1}{3} \cdot \frac{(r_1 \cos\varphi_1 - e)^3}{r_1 - e} r_1 \, d\varphi_1 \cos\varphi_1;$$

$$d_m = \frac{\sigma_1 r_1}{3(r_1 - e)} (r_1^3 \cos^4\varphi_1 - 3 r_1^2 \cos^3\varphi_1 e + 3 r_1 \cos^2\varphi_1 e^2 - e^3 \cos\varphi_1) \, d\varphi_1.$$

Dieser Wert ist von $\varphi_1 = o$ bis $\varphi_1 = \varphi_a$ zu integrieren. Die doppelte Summe bildet das statische Moment des vom Radius r_1 und der Nullinie c–c begrenzten Zylinderhufes:

$$\mathfrak{M}_1 = \frac{2\sigma_1 r_1}{3(r_1 - e)} \left\{ r_1^3 \int_0^{\varphi_a} \cos^4\varphi_1 \, d\varphi_1 - 3 r_1^2 e \int_0^{\varphi_a} \cos^3\varphi_1 \, d\varphi_1 \right.$$
$$\left. + 3 r_1 e^2 \int_0^{\varphi_a} \cos^2\varphi_1 \, d\varphi_1 - e^3 \int_0^{\varphi_a} \cos\varphi_1 \, d\varphi_1 \right\};$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \left[\frac{2 r_1}{3(r_1 - e)} \left\{ r_1^3 \left(\frac{\sin\varphi_a \cos^3\varphi_a}{4} + \frac{3}{8}\varphi_a + \frac{3}{8}\sin\varphi_a \cos\varphi_a \right) \right.\right.$$
$$\left.\left. - 3 r_1^2 e \left(\sin\varphi_a - \frac{\sin^3\varphi_a}{3} \right) + 3 r_1 e^2 \left(\frac{\varphi_a}{2} + \frac{\sin\varphi_a \cos\varphi_a}{2} \right) - e^3 \sin\varphi_a \right\} \right].$$

(Für die Grenze o wird die rechte Seite der Gleichung o), so daß durch vorstehende Gleichung $\mathfrak{M}_1$ bestimmt ist.)

Das statische Moment des durch den Radius r_2 begrenzten Zylinderhufes ergibt sich der vorstehenden Ableitung entsprechend zu:

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \left[\frac{2 r_2}{3(r_1 - e)} \left\{ r_2^3 \left(\frac{\sin\varphi_b \cos^3\varphi_b}{4} + \frac{3}{8}\varphi_b + \frac{3}{8}\sin\varphi_b \cos\varphi_b \right) \right.\right.$$
$$\left.\left. - 3 r_2^2 e \left(\sin\varphi_b - \frac{\sin^3\varphi_b}{3} \right) + 3 r_2 e^2 \left(\frac{\varphi_b}{2} + \frac{\sin\varphi_b \cos\varphi_b}{2} \right) - e^3 \sin\varphi_b \right\} \right].$$

Die Differenz der statischen Momente $\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2$ bildet das statische Moment des in Wirklichkeit vorhandenen kreisringförmigen Spannungskörpers.

Dividiert man nun das statische Moment „$\mathfrak{M}$" durch die Gesamtdruckkraft D, so erhält man den Schwerpunktsabstand des Spannungskörpers i von der Nullachse:

$$i = \frac{\mathfrak{M}}{D}. \tag{III}$$

Die Ermittlung der Gesamtzugkraft Z und der Eisenspannung σ_e leitet sich genau wie bei der angenäherten Spannungsermittlung unter a) ab.

Die dortigen Ergebnisse werden der Ordnung wegen hier nochmals angeschrieben und entsprechend bezeichnet.

Unter Annahme von 6 Stück Ankern im Umfange ergibt sich:

$$Z = 2\sigma_e f_e \left(1 + \frac{e}{r\cos 30° + e} \right); \tag{IV}$$

$$\boxed{\sigma_e = \frac{M_W (r\cos 30° + e + i)}{\left\{ (r\cos 30° + e + i)^2 + (e + i)^2 \right\} 2 f_e};} \tag{V}$$

$$Z = D. \tag{VI}$$

Aus Gleichung (II) ergibt sich die größte Kantenpressung zu:

$$\boxed{\sigma_1 = \frac{D}{A - B}.} \tag{VII}$$

Die Gleichungen (V) und (VII) ergeben die größten Materialbeanspruchungen.

Beispiel.

Zum Vergleich wird derselbe Schornstein wie unter Absatz a) untersucht.

Es ist: $b = 15$ cm.
$r_1 = 192{,}5$ cm, $r_2 = 177{,}5$ cm, $r = 198$ cm.
$e = 123$ cm.

$$\cos\varphi_a = \frac{123}{192{,}5} = 0{,}638\,961, \quad \varphi_a = 50{,}285\,61°, \quad \sin\varphi_a = 0{,}769\,239,$$

$$\cos\varphi_b = \frac{123}{177{,}5} = 0{,}692\,958, \quad \varphi_b = 46{,}135\,31°, \quad \sin\varphi_b = 0{,}720\,978.$$

6 Anker mit je $f_e = 14{,}91$ cm² Querschnitt.

$$\text{(oa)} \quad \left\{ D_1 = \sigma_1 \left[\frac{192{,}5}{69{,}5} \left\{ 192{,}5^2 \left(0{,}769\,239 - \frac{0{,}769\,239^3}{3} \right) \right.\right.\right.$$
$$\left. - 2 \cdot 123 \cdot 192{,}5 \left(\frac{\pi \cdot 50{,}285\,61}{180 \cdot 2} + \frac{0{,}769\,239 \cdot 0{,}638\,961}{2} \right) \right.$$
$$\left.\left. + 123^2 \cdot 0{,}769\,239 \right\} \right] = \sigma_1 \cdot 5822 \text{ kg}.$$

$$\text{(Ia)} \quad \left\{ D_2 = \sigma_1 \left[\frac{177{,}5}{69{,}5} \left\{ 177{,}5^2 \left(0{,}720\,978 - \frac{0{,}720\,978^3}{3} \right) \right.\right.\right.$$
$$\left. - 2 \cdot 123 \cdot 177{,}5 \left(\frac{\pi \cdot 46{,}135\,31}{180 \cdot 2} + \frac{0{,}720\,978 \cdot 0{,}692\,958}{2} \right) \right.$$
$$\left.\left. + 123^2 \cdot 0{,}720\,978 \right\} \right] = \sigma_1 \cdot 3062 \text{ kg}.$$

$$D = \sigma_1 (5822 - 3062) = \sigma_1 \cdot 2760 \text{ kg}. \tag{IIa}$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \left[\frac{2 \cdot 192{,}5}{208{,}5} \left\{ 192{,}5^3 \left(\frac{0{,}769\,239 \cdot 0{,}638\,961^3}{4} + \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi \cdot 50{,}285\,61}{180} \right.\right.\right.$$
$$\left. + \frac{3}{8} \cdot 0{,}769\,239 \cdot 0{,}638\,961 \right) - 3 \cdot 192{,}5^2 \cdot 123 \left(0{,}769\,239 - \frac{0{,}769\,239^3}{3} \right)$$
$$\left.\left. + 3 \cdot 192{,}5 \cdot 123^2 \left(\frac{\pi \cdot 50{,}285\,61}{180 \cdot 2} + \frac{0{,}769\,239 \cdot 0{,}638\,961}{2} \right) - 123^3 \cdot 0{,}769\,239 \right\} \right].$$

$$\mathfrak{M}_1 = \sigma_1 \cdot 233\,420 \text{ cmkg}.$$

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \left[\frac{2 \cdot 177{,}5}{208{,}5} \left\{ 177{,}5^3 \left(\frac{0{,}720\,978 \cdot 0{,}692\,958^3}{4} + \frac{3}{8} \cdot \frac{\pi \cdot 46{,}135\,31}{180} \right.\right.\right.$$
$$\left. + \frac{3}{8} \cdot 0{,}720\,978 \cdot 0{,}692\,958 \right) - 3 \cdot 177{,}5^2 \cdot 123 \left(0{,}720\,978 - \frac{0{,}720\,978^3}{3} \right)$$
$$\left.\left. + 3 \cdot 177{,}5 \cdot 123^2 \left(\frac{\pi \cdot 46{,}135\,31}{2 \cdot 180} + \frac{0{,}720\,978 \cdot 0{,}692\,958}{2} \right) - 123^3 \cdot 0{,}720\,978 \right\} \right].$$

$$\mathfrak{M}_2 = \sigma_1 \cdot 89\,570 \text{ cmkg}.$$

$$\mathfrak{M} = \mathfrak{M}_1 - \mathfrak{M}_2 = \sigma_1 (233\,420 - 89\,570) = \sigma_1 \cdot 143\,850 \text{ cmkg}.$$

$$i = \frac{\mathfrak{M}}{D} = \frac{143\,850 \text{ cmkg}}{2760 \text{ kg}} = 52 \text{ cm}. \tag{IIIa}$$

(IVa) $Z = 30\,700$ kg (wie beim Beispiel unter a).

$$\sigma_e = \frac{9\,504\,000\,(198 \cdot 0{,}866 + 123 + 52)}{\left\{ (198 \cdot 0{,}866 + 123 + 52)^2 + (123 + 52)^2 \right\} 2 \cdot 14{,}91}.$$

$$\boxed{\sigma_e = 735 \text{ kg/cm}^2.} \tag{Va}$$

$$Z = D = 30\,700 \text{ kg}. \tag{VIa}$$

$$\boxed{\sigma_1 = \frac{30\,700}{2760} = 11{,}2 \text{ kg/cm}^2.} \tag{VIIa}$$

Der Vergleich der Beanspruchungen zeigt, daß die unter a) gegebene angenäherte Rechnungsmethode fast die gleichen

Werte ergibt wie die genaue Rechnung, so daß die erstere für die Praxis vollauf genügt.

Die Werte für D und $\mathfrak{M}$ mußten wegen der erforderlichen Genauigkeit mittels Logarithmen errechnet werden; dies bedeutet eine erhebliche Rechenarbeit.

Zu der ermittelten Mauerpressung ist noch die Beanspruchung aus Eigengewicht zu addieren. Diese beträgt:

$$\sigma = \frac{15\,000}{2 \cdot 185\,\pi \cdot 15} = 0{,}86 \text{ kg/cm}^2.$$

Vorstehende Ableitung ist auch für horizontal liegende unterstützte Betonrohre und Betonschornsteine anwendbar, um die Eisen- und Betonbeanspruchungen zu ermitteln.

GRUNDLAGEN FÜR DIE BERECHNUNG VON RAHMEN BEI UNGLEICHMÄSSIGER DURCHWÄRMUNG.

Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien.

(Schluß von Seite 478.)

Beziehungen zwischen q und der Ritterschen Hochzahl r.

Die Berechnung der statisch unbestimmten Größen mit Hilfe der Ritterschen Gleichung setzt die Kenntnis oder die richtige Einschätzung von „r" voraus. Wie dies zu geschehen habe, wurde a. a. O. gezeigt (siehe die Aufsätze unter Anm. 1) und dabei bemerkt, daß es genügt, wenn r nur annähernd bekannt ist, da geringe Schwankungen von r das Endergebnis nur unwesentlich beeinflussen. Immerhin aber erfordert die zutreffende Festlegung der Hochzahl eine gewisse Erfahrung und viel Übung. Es liegt nahe, Gl. (22) in Verbindung mit Gl. (11) zur Aufsuchung jenes Zusammenhanges zwischen den beiden Hochzahlen r und q heranzuziehen, der sich aus der Bedingung ergibt, daß für einen gerade vorliegenden Belastungsfall die Endverdrehungswinkel einander gleich sein müssen. Einschlägige Berechnungen haben aber ergeben, daß für die Praxis die in Abb. 10 dargestellte Belastung voll ausreicht, weil ohnehin die berechneten r-Werte nachträglich aufgerundet werden. Mit Hilfe der Ritterschen Gleichung wurde für einen Träger, der beiderseits durch das Moment M ergriffen ist, Abb 10, ein Endverdrehungswinkel:

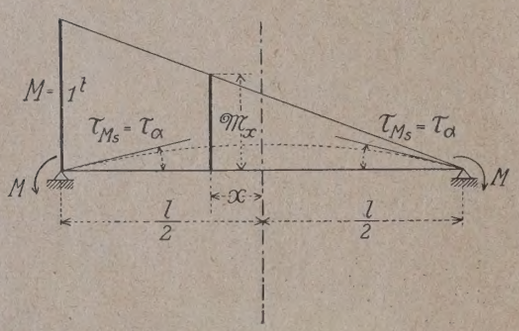


Abb. 10.

$$\tau_{M_S} = \frac{M\,l}{2\,E\,J_m}\left[1 - \frac{1-\Delta^3}{2r+1}\right] \tag{30}$$

gefunden. (Siehe Tabelle Post 3 des unter 2 genannten Aufsatzes, Anm. 2.) Darin wurde $n = \Delta^3 = \left(\frac{d_m}{d_a}\right)^3$ gesetzt. Wird nunmehr Gl. (22) der Berechnung zugrunde gelegt, so hat man

$$\tau_\alpha = \int \frac{\mathfrak{M}_x \mathfrak{M}_x'\,dx}{E\,J},$$

darin bedeutet: $\mathfrak{M}_x = M$ und

$$\mathfrak{M}_x' = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2x}{l}\right) = \frac{1}{2}(1+\varphi),$$

wenn $\frac{2x}{l} = \varphi$ gesetzt wird. Mit $J_m = \frac{1}{12}\,b\,d_m^3$, $J = \frac{1}{12}\,b\,d^3$ und wegen $dx = \frac{l}{2}\,d\varphi$ entsteht schließlich für den Endverdrehungswinkel:

$$\tau_\alpha = \frac{M}{2\,E\,J_m}\int \left(\frac{J_m}{J}\right)\left(\frac{l}{2}\right)(1+\varphi)\,d\varphi$$

Mit

$$\left(\frac{J_m}{J}\right) = \left(\frac{d_m}{d}\right)^3 = \left\{1 - (1-\Delta)\,\varphi^{2q}\right\}^3$$

ergibt sich schließlich:

$$\tau_\alpha = \frac{M\,l}{4\,E\,J_m}\int_{-1}^{+1}\left\{1 - (1-\Delta)\,\varphi^{2q}\right\}^3(1+\varphi)\,d\varphi$$

Die Auswertung liefert, wenn hierbei „q" als ganze Zahl vorausgesetzt wird:

$$\tau_\alpha = \frac{M\,l}{4\,E\,J_m}\left\{2 - \frac{6(1-\Delta)}{2q+1} + \frac{6(1-\Delta)^2}{4q+1} - \frac{2(1-\Delta)^3}{6q+1}\right\}$$

Aus $\tau_{M_S} = \tau_\alpha$ folgt der gesuchte Zusammenhang zwischen q und r:

$$r = \frac{1+\Delta+\Delta^2}{2\left\{\frac{3}{2q+1} - \frac{3(1-\Delta)}{4q+1} + \frac{(1-\Delta)^2}{6q+1}\right\}} - \frac{1}{2} \tag{31}$$

Für die in der Praxis meistens in Frage kommenden $\Delta = 0{,}5$ bis 1,0 verläuft die Kurve $r = f(\Delta, q)$ fast geradlinig. In Abb. 11 ist sie für q = 0,5, 1,0, 1,5, 2,0, 2,5 und 3,0 und $\Delta = 0{,}5$, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9 und 1,0 dargestellt, so daß für ein angenommenes Δ und q sofort r abgegriffen werden kann. Bei kleinem q ist der Unterschied zwischen diesem und r gering; mit zunehmendem q wird er größer, und zwar wachsend mit fallendem Δ. Für $\Delta = 1$ wird selbstredend r = q.

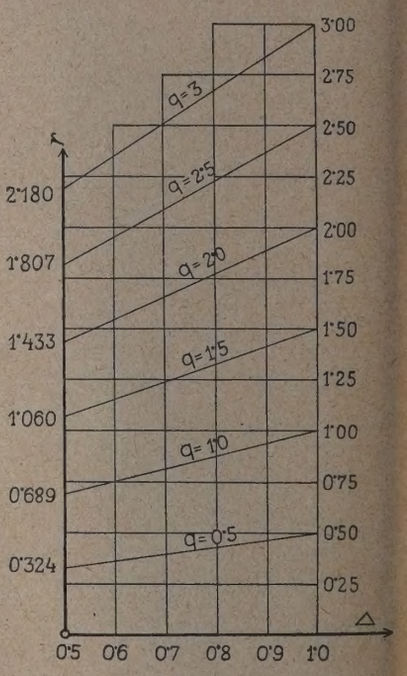


Abb. 11.

Beispiele.

1. Für den in Abb. 12 dargestellten Träger mit stetig veränderlicher Höhe, der bei A eingespannt, bei B frei gelagert ist, soll der Einfluß einer ungleichmäßigen Erwärmung auf das Einspannungsmoment bestimmt werden.

Unter der Wirkung von M stellt sich nach Post 7 des genannten Aufsatzes, der in Hinkunft mit [A] bezeichnet werde, der Verdrehungswinkel auf:

$$\overline{\tau}_{\alpha M} = \frac{M\,l}{3\,E\,J_m}\left[1 - \frac{3(1-\Delta^3)}{2r+3}\right],$$

während für eine ungleichmäßige Durchwärmung $\Delta t = T_u - T_o$, wenn $\frac{l}{2}$ durch l ersetzt wird, sich nach Gl. (24) ein solcher von

$$\tau_a = \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l}{d_m}\left[1 - \frac{1-\Delta}{1+2q}\right]$$

ergibt. Aus: $\bar{\tau}_{\alpha M} = \tau_a$ folgt das von 1 unabhängige Moment:

$$(32) \qquad M = \frac{3\,\varepsilon E\,\Delta t\,J_m}{d_m} \cdot \frac{(2r+3)(2q+\Delta)}{(2r+3\Delta^3)(2q+1)} = M_0 C$$

Für $\Delta = 1$ wird $C = 1$ und $M = M_0$; M_0 stellt daher das infolge Δt entstehende Einspannungsmoment für den höhengleichen Träger dar.

Die Größe von C, wie sie sich für verschiedene Δ, q und r ergibt, ist der Tabelle 2 zu entnehmen; entsprechend dem möglichen Genauigkeitsgrade wurden die r aus der Abb. 11 nur roh abgegriffen und C in abgerundeten Zahlen eingesetzt. Man entnimmt der Tabelle, daß C ganz wesentlich von der Einheit abweicht, und zwar um so mehr, je kleiner $\Delta = \left(\frac{d_m}{d_a}\right)$, also je kräftiger der Anlauf ist. Bei gleichem Δ nimmt C mit wachsendem q ab, d. h. dem steileren Anlauf kommt ein kleineres C zu. Für $\Delta = 0{,}5$, also für Träger, deren Höhe an der Einspannstelle doppelt so groß ist wie am freien Auflager, ist C bei flachem Anlauf sehr groß und beträgt z. B. für $q = 0{,}5$ das 2,6 fache gegenüber Trägern ohne Anlauf. Mit zunehmender Steilheit des Anlaufes, also mit wachsendem q, fällt C ab; es besitzt aber für $q = 3{,}0$ immer noch den Wert $C = 1{,}4$. Je größer Δ, desto kleiner C. Bei flach verlaufenden Anläufen wird C von q nur wenig beeinflußt.

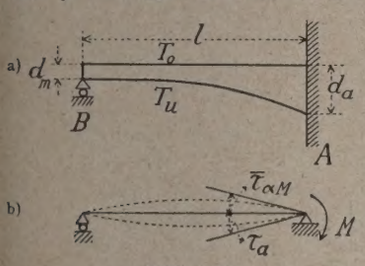


Abb. 12.

Tabelle 2.

Δ =	q = 0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	r / C
0,5	0,35	0,70	1,10	1,45	1,80	2,20	r
	2,60	2,10	1,80	1,60	1,50	1,40	C
0,6	0,40	0,75	1,20	1,55	2,00	2,35	r
	2,10	1,80	1,60	1,50	1,40	1,35	C
0,7	0,40	0,85	1,25	1,65	2,10	2,50	r
	1,70	1,55	1,40	1,35	1,30	1,27	C
0,8	0,45	0,90	1,30	1,80	2,25	2,70	r
	1,45	1,35	1,30	1,23	1,20	1,18	C
0,9	0,50	0,95	1,40	1,90	2,40	2,85	r
	1,20	1,16	1,15	1,12	1,10	1,09	C
1,0	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	r
	1	1	1	1	1	1	C

Ist die äußere Trägergestaltung und damit q gegeben, so kann aus Tabelle 2 oder Abb. 11 unmittelbar auch die Rittersche Hochzahl r entnommen werden; damit ist die Berechnung von Trägern mit veränderlicher Höhe auf ein Mindestmaß von Arbeit herabgedrückt.

Der Rechnungsgang werde an einem bestimmten Fall dargelegt. Es sei (Abb. 12a) $l = 3{,}0$ m und die Belastung $p = 0{,}4$ t/m; dann gilt nach [A] für das Einspannungsmoment:

$$M_p = -\frac{p\,l^2}{8}(1+3\psi)$$

und für das maximale Feldmoment:

$$M_m = +\frac{9}{128}\,p\,l^2(1-\psi)^2$$

wobei zu setzen ist:

$$\psi = \frac{r(1-\Delta^3)}{(r+2)(2r+3\Delta^3)}$$

Für das Zusatzmoment infolge ungleichmäßiger Erwärmung besteht zufolge Gleichung (32):

$$M_{\Delta t} = -\frac{3\,\varepsilon E\,\Delta t\,J_m}{10^5\,d_m}\,C \text{ in tm}$$

Eine Vorberechnung für einen Träger aus Eisenbeton ergibt bei einer Querschnittsbreite $b = 15$ cm: $d_m = 16$ cm, $d_a = 32$ cm; daher $\Delta = 0{,}5$; wird $q = 2{,}0$ angenommen, so findet man aus der Tabelle 2: $r = 1{,}45$, $C = 1{,}6$; daher: $\psi = 0{,}112$ und

$$M_p = -1{,}336\,\frac{p\,l^2}{8} = -1{,}336 \cdot 0{,}45 = -0{,}6012 \text{ tm},$$

$$M_m = +0{,}789\,\frac{9}{128}\,p\,l^2 = +0{,}789 \cdot 0{,}253 = +0{,}1996 \text{ tm}$$

Mit $\Delta t = 25^0$, $\varepsilon = 10^{-5}$, $E = 2{,}1 \cdot 10^5$ kg/cm² hat man:

$$M_{\Delta t} = -\frac{3 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}1 \cdot 10^5 \cdot 25 \cdot 15 \cdot 16^2}{10^5 \cdot 12}\,C = -0{,}504 \cdot 1{,}6 = -0{,}8064 \text{ tm}.$$

Das Gesamtmoment stellt sich daher auf:

$$M_p + M_{\Delta t} = -1{,}4076 \text{ tm}$$

gegenüber:

$$M_{p,0} + M_{\Delta t,0} = -0{,}954 \text{ tm},$$

wenn auf die Veränderlichkeit der Trägerform nicht Rücksicht genommen würde; der Unterschied beträgt rund: 47,5%.

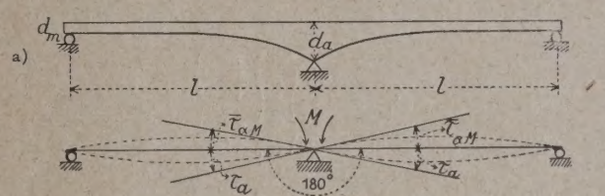


Abb. 13.

2. Für den in Abb. 13 dargestellten Zweifeldträger mit stetig veränderlicher Höhe ist das Stützenmoment für ungleichmäßige Durchwärmung zu bestimmen.

Wird der Träger über der Stütze durchschnitten, so entstehen dort unter dem Moment M die Verdrehungswinkel $\bar{\tau}_{\alpha M}$, durch die Erwärmung solche von der Größe τ_a; da aber vor und nach der Deformation die Tangente über der Stütze erhalten bleiben muß, besteht:

$$180^\circ - 2\,\bar{\tau}_{\alpha M} - 2\,\tau_a = 180^\circ,$$

oder:

$$\bar{\tau}_{\alpha M} = \tau_a$$

diese Beziehung entspricht jener im ersten Beispiel; daher gelten auch hier die gleichen Formeln und Schlüsse.

3. Der in Abb. 14 dargestellte Reservoirrahmen stehe unter einer Innentemperatur $T_u°$ und unter einer Außen-

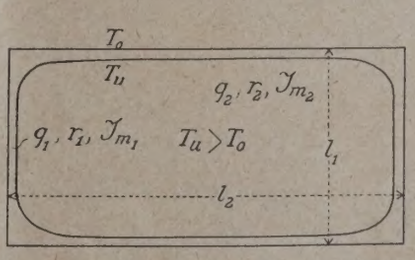


Abb. 14.

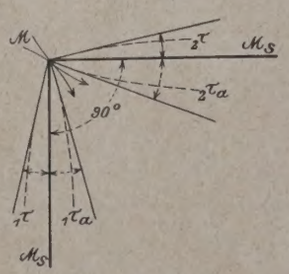


Abb. 15.

temperatur $T_o°$; $T_u > T_o$. Wie groß ist das Eckmoment?

Aus der Erhaltung der Eckwinkel folgt nach Abb. 15:

$$(33) \qquad ({}_1\tau_a + {}_2\tau_a) = {}_1\tau_{MS} + {}_2\tau_{MS}$$

Nun ist nach [A], Post 3:

$$ {}_1\tau_{MS} = \frac{M\,l_1}{2\,E\,J_{m1}}\left[1-\frac{(1-\Delta_1^3)}{(2\,r_1+1)}\right] $$

$$ {}_2\tau_{MS} = \frac{M\,l_2}{2\,E\,J_{m2}}\left[1-\frac{(1-\Delta_2^3)}{(2\,r_2+1)}\right] $$

und nach Gleichung (24):

$$ {}_1\tau_a = \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l_1}{2\,d_{m2}}\left[1-\frac{(1-\Delta_1)}{(2\,q_1+1)}\right] $$

$$ {}_2\tau_a = \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l_2}{2\,d_{m_2}}\left[1-\frac{(1-\Delta_2)}{(2\,q_2+1)}\right] $$

dies in Gleichung (33) eingesetzt, folgt nach Vereinfachung:

$$ M = \varepsilon\,E\,\Delta t\left(\frac{J_{m_1}}{d_{m_1}}\right) C_1, $$

wobei:

$$ (34)\qquad C_1 = \frac{\frac{2\,q_1+\Delta_1}{2\,q_1+1}+\left(\frac{l_2}{l_1}\right)\left(\frac{d_{m_1}}{d_{m_2}}\right)\cdot\frac{2\,q_2+\Delta_2}{2\,q_2+1}}{\frac{2\,r_1+\Delta_1^3}{2\,r_1+1}+\left(\frac{l_2}{l_1}\right)\left(\frac{J_{m_1}}{J_{m_2}}\right)\cdot\frac{2\,r_2+\Delta_2^3}{2\,r_2+1}} $$

Für höhengleiche Träger wird $\Delta_1 = \Delta_2 = 1$ und daher:

$$ (31')\qquad C_1' = \frac{1+\left(\frac{l_2}{l_1}\right)\left(\frac{d_{m_1}}{d_{m_2}}\right)}{1+\left(\frac{l_2}{l_1}\right)\left(\frac{J_{m_1}}{J_{m_2}}\right)} $$

Für quadratische Reservoire ist: $\Delta_1 = \Delta_2 = \Delta$, $q_1 = q_2 = q$, $r_1 = r_2 = r$, $l_1 = l_2$, $d_{m_1} = d_{m_2}$, $J_{m_1} = J_{m_2}$ und daher:

$$ (34'')\qquad C_1'' = \frac{(2\,q+\Delta)(2\,r+1)}{(2\,q+1)(2\,r+\Delta^3)} $$

Ist z. B. $\left(\frac{l_2}{l_1}\right) = 1{,}25$, $\left(\frac{d_{m_1}}{d_{m_2}}\right) = 0{,}6$, $\left(\frac{J_{m_1}}{J_{m_2}}\right) = 0{,}2$, $\Delta_1 = \Delta_2 = 0{,}8$, $q_1 = q_2 = 2$, so entnimmt man der Abb. 11: $r = 1{,}75$; daher wird: $C_1 = 1{,}5$, d. h. das Wärmemoment erfährt unter Berücksichtigung der Anläufe eine 1,5 fache Erhöhung gegenüber

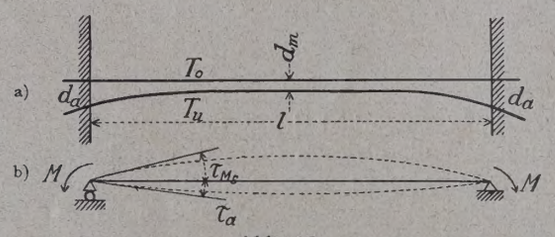


Abb. 16.

jenem Werte, der sich unter der Annahme höhengleicher Querschnitte ergeben hätte.

4. Der beiderseits eingespannte Träger mit Anlauf (Abb. 16) wird unten auf T_u°, oben auf T_o° erwärmt. Wie groß ist das Einspannungsmoment? Welchen Einfluß haben die unwandelbaren Widerlager auf die Spannungen?

Aus der Bedingung der starren Einspannung folgt Abb. 16b:

$$ \tau_{M_S} = \tau_a $$

Nun ist nach [A], Post 3:

$$ \tau_{M_S} = \frac{M\,l}{2\,E\,J_m}\left[1-\frac{1-\Delta^3}{2\,r+1}\right] $$

und nach Gleichung (24):

$$ \tau_a = \frac{\varepsilon\,\Delta t\,l}{2\,d_m}\left[1-\frac{1-\Delta}{2\,q+1}\right] $$

Daher:

$$ (35)\qquad M = \frac{\varepsilon\,E\,\Delta t\,J_m}{d_m}\,C_2, $$

wobei $C_2 = C_1''$ ist.

Das Moment erzeugt, wenn $T_u > T_o$, oben Zug und unten Druck. Hierzu treten noch die Spannungen der durch die mittlere Temperatur t_m bedingten Änderung der Stützweite l. Je nachdem $t_m \gtrless o$, bzw. $\frac{1}{2}(T_o + T_u) \gtrless T$ werden die zusätzlichen Spannungen Druck oder Zug sein; auf ihre Größe hat demnach die Bautemperatur T hervorragenden Einfluß. Zur Berechnung dieser Spannungen führt folgender Weg.

Die Änderung der Stablänge zufolge t_m beträgt nach Gleichung (26):

$$ (26)\qquad \Delta l = 2\,\Delta c = \frac{1}{2}\,\varepsilon\,t_m\,l\,\frac{2\,q^2+3\,q+\Delta}{(q+1)(2\,q+\Delta)} $$

Hierbei verkürzt sich das Stabelement d x an der Stelle x um Δ (d x) (Abb. 17).

Sei die dort entstehende Spannung σ_x, so muß bestehen:

$$ \Delta(d\,x) = \frac{\sigma_x}{E}\,d\,x $$

In der Stabmitte wird eine Spannung:

$$ \sigma_m = \frac{d}{d_m}\,\sigma_x $$

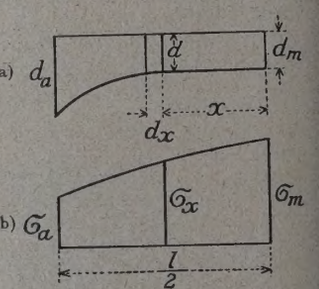


Abb. 17.

herrschen, wenn d die Querschnittshöhe bei x ist; dies berücksichtigt und wegen Gleichung (22) gewinnt man:

$$ \Delta(d\,x) = \left(\frac{\sigma_m}{E}\right)\left(\frac{d_m}{d}\right)d\,x = \left(\frac{\sigma_m}{E}\right)\left[1-(1-\Delta)\left(\frac{2\,x}{l}\right)^{2q}\right]d\,x $$

Daher die Gesamtverkürzung:

$$ \Delta l = \int \Delta(d\,x) = 2\left(\frac{\sigma_m}{E}\right)\int_0^{\frac{l}{2}}\left[1-(1-\Delta)\left(\frac{2\,x}{l}\right)^{2q}\right]d\,x, $$

$$ \Delta l = \frac{\sigma_m\,l}{E}\left\{1-\frac{1-\Delta}{2\,q+1}\right\} $$

Durch Gleichsetzung mit Gleichung (26) gewinnt man:

$$ (36)\qquad \sigma_m = \frac{\varepsilon\,E\,t_m}{2}\cdot\frac{(2\,q^3+3\,q+\Delta)(2\,q+1)}{(q+1)(2\,q+\Delta)^2} $$

Ist σ_a die Spannung an der Einspannstelle, so muß sein:

$$ \sigma_a = \sigma_m\,\frac{d_m}{d} = \sigma_m\,\Delta $$

und daher:

$$\sigma_a = \frac{\varepsilon E t_m}{2} C_3 \tag{37}$$

$$C_3 = \frac{\Delta (2q+1)(2q^3+3q+\Delta)}{(q+1)(2q+\Delta)^2} \tag{38}$$

Die Spannungen σ nehmen von der Mitte gegen die Auflager gesetzmäßig ab und lassen sich für jeden Querschnitt sofort berechnen. Bemerkt sei, daß die Formeln Gleichung (35) und (37) nur für weniger kräftige Anläufe Geltung haben, da sonst die Wirkung des Horizontalschubes in Rechnung gestellt werden müßte. Je nach dem Vorzeichen von t_m wird der Horizontalschub vergrößernd oder verkleinernd auf die Spannungen wirken. Nimmt man an, daß $\varepsilon = 10^{-5}$, $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ und da $\left(\frac{J_m}{d_m}\right) = \frac{1}{12} b d_m^2$, so dürfen obige Formeln auch geschrieben werden:

$$M = 1{,}75\, b\, d_m^2\, \Delta\, t\, C_2, \tag{35'}$$

$$\sigma_a = 10{,}5\, t_m\, C_3 \tag{37'}$$

Die Werte C_2 und C_3 sind der Tabelle 3 zu entnehmen.

M und σ_a sind von der Stützweite unabhängig; daher wird ihr Wert um so mehr an Bedeutung gewinnen, je kleiner die von der Belastung herrührenden Spannungen sind bzw. je geringer die Stützweite l ist. M ist insbesondere von d_m abhängig und fällt mit abnehmendem d_m sehr rasch ab, um für $d_m = 0$ zu verschwinden.

Tabelle 3.

Δ	q = 0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	
0,5	0,35	0,70	1,10	1,45	1,80	2,20	r
	1,54	1,31	1,24	1,16	1,13	1,11	C_2
	0,74	0,66	0,62	0,59	0,58	0,57	C_3
0,6	0,40	0,75	1,20	1,55	2,00	2,35	r
	1,42	1,26	1,17	1,14	1,10	1,09	C_2
	0,81	0,75	0,71	0,69	0,68	0,66	C_3
0,7	0,40	0,85	1,25	1,65	2,10	2,50	r
	1,33	1,18	1,14	1,11	1,09	1,07	C_2
	0,87	0,82	0,79	0,77	0,76	0,76	C_3
0,8	0,45	0,90	1,30	1,80	2,25	2,70	r
	1,21	1,14	1,10	1,07	1,06	1,05	C_2
	0,92	0,89	0,87	0,85	0,85	0,84	C_3
0,9	0,50	0,95	1,40	1,90	2,40	2,85	r
	1,10	1,06	1,05	1,04	1,03	1,02	C_2
	0,97	0,95	0,94	0,93	0,93	0,92	C_3
1,0	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	r
	1	1	1	1	1	1	C_2
	1	1	1	1	1	1	C_3

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift zum Aufsatz: Lastverteilung unter Gründungskörpern

im Heft 6 dieses Jahrganges.

Prof. Dr. Kögler macht in vorgenanntem Aufsatz die an sich erfreuliche Mitteilung, daß mit den Mitteln der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft Versuche mit starren und elastischen Gründungskörpern im Gange sind.

Abb. 1a, 1b u. 2 des Aufsatzes sind bereits Ergebnisse, Abb. 3 u. 4 sind Kombinationen auf Grund dieser Ergebnisse. Die erstgenannten Abbildungen zeigen, daß die den älteren und neueren Theorien übliche Voraussetzung der Proportionalität zwischen Druck und Senkung nicht in vollem Umfange zutrifft. Wie groß die Annäherung ist, geht aus der skizzierten Zusammenstellung noch nicht hervor. Aus den umfangreichen Diskussionen über das Problem der Pfahlbelastung (Stern, Kafka, Leske u. v. a.) sind die Spannungsbilder 1a u. 1b ja bekannt. Auch der Fall Abb. 2 ist versuchstechnisch und in der Theorie behandelt (siehe Beton u. Eisen 1919, Heft 7/8, S. 85, Abb. 4 u. 5).

Es muß aber jetzt schon darauf hingewiesen werden, daß es sich nach den Abb. 1 u. 2 bei den hier besprochenen Versuchen um Säulen handelt, während die in der Fußnote angezogenen Arbeiten sich mit Wänden oder Mauern beschäftigen, soweit es den Vergleich mit den genannten beiden Abbildungen betrifft. Gerade die in Fußnote 2 angegebene Literatur weist auf den bekannten bedeutenden Einfluß der Flächenform des Fundamentes auf das Pressungsdiagramm ausdrücklich hin (Bodenziffer). Eine einzelne Kreis- oder Quadratfläche ist aber mit einer langgestreckten Rechteckfläche wie beispielsweise der einer Stützmauer gar nicht vergleichbar. Man kann doch wohl nicht gut sagen, daß die Mauer wie aneinandergesetzte Einzelsäulen auf den Baugrund wirkt, die jede für sich eine Kalotte, Kegel oder Pyramide als Pressungsvolumen hat. Die in Abb. 1 dargestellte Pressungskurve wird also bei der langen Mauer flacher, d. h. dem Rechteck angenäherter sein als beim Einzelpfeiler.

Die an die Abb. 3 u. 4 geknüpften Kombinationen stimmen mit den bekannten Theorien überein, die beim Träger auf elastischer Unterlage Proportionalität zwischen Druck und Senkung voraussetzen. Jedoch erscheint in Abb. 4 die Verschiebung der Maximalpressung neben der Seitenlast unwahrscheinlich groß, was sich wohl als Folge aus den Säulendiagrammen und somit als angenommener Einfluß des andersgearteten Verhältnisses zwischen Druck und Senkung ergab. Die Kalotten- oder Kegelform des Pressungsvolumens ist lediglich ein Spezialfall kleiner Flächen, bei ganz großen Flächen, wie z. B. Tunnelsohlen oder ähnlichen, hat sich die Proportionalität wieder eingestellt. Die für die praktische Behandlung notwendigen Ersatzgeraden der Pressungslinien lassen aber noch innerhalb des Spielraums der möglichen Abmessungen von Eisen und Beton gewisse Abweichungen von der auf Grund der Proportionalität ermittelten Kurvenform zu.

Bisher sind die nach dieser Richtung hin angesetzten Versuche an den enormen Kosten gescheitert. Keinerfalls darf aber der Eindruck erweckt werden, als ob die Ergebnisse von Kleinflächen-Versuchen auf die Verhältnisse großer Flächen übertragbar wären.

Berlin, den 10. Februar 1926. Ober-Ing. Alfons Schroeter.

Zu der vorstehenden Zuschrift nehme ich wie folgt Stellung:

Zunächst zur Richtigstellung: Die Abb. 3 u. 4 sind nicht Kombinationen, sondern stellen ebenfalls Versuchsergebnisse dar. Auch die Verschiebung der Maximalpressung in Abb. 4 von der Randlast nach der Mitte der Platte hin ist gemessen; wenn sie „unwahrscheinlich groß" erscheint, so beweist das eben, daß die landläufigen Vorstellungen über die Druckverteilung unter der Sohle von Gründungskörpern dringend der Verbesserung bedürfen. Es ist bekannt, daß die Spannungsverteilung entsprechend der Abb. 2 auch schon auf dem Versuchswege ermittelt worden ist; allerdings sind die Versuche nicht systematisch genug durchgeführt worden. Der Hinweis jedoch, daß diese Spannungsverteilung auch theoretisch gefunden sei (Beton und Eisen 1919, S. 85), geht insofern fehl, als dort nur die Verteilung unter einer im betrachteten Querschnitt punktförmigen Einzellast behandelt ist, während wir bei unsern Versuchen Belastungskörper von im Vergleich zur Meßtiefe schon großem Durchmesser benutzt haben.

Aus allen Versuchen geht hervor, daß die den verschiedenen theoretischen Betrachtungen bisher zugrunde gelegte Voraussetzung der Proportionalität zwischen Druck und Einsenkung nicht nur nicht in vollem Umfange, sondern überhaupt nicht zutrifft. Im Gegensatz zum Herrn Einsender bin ich der Meinung, daß die an die Abb. 3 u. 4 geknüpften Kombinationen nicht mit den bekannten Theorien übereinstimmen, die beim Träger auf elastischer Unterlage Proportionalität zwischen Druck und Einsenkung voraussetzen. Sie können es nicht, weil eben diese Voraussetzung falsch ist.

Da mein Aufsatz nicht auf Einzelheiten eingehen wollte, so ist auch der Unterschied in der Druckverteilung unter runden Säulen und unter langlaufenden Mauern oder Wänden nicht im einzelnen erörtert worden. Der Maximaldruck im Boden unter der Mitte einer „Wandlast" ist bei gleichem p_0 ($p_0 = \frac{P}{F}$ ist die Spannung bei Annahme einer gleichmäßigen Druckverteilung) und in gleicher Tiefe natürlich etwas geringer als unter einer „Säulenlast". Auch ich bin, wie der Herr Einsender, der Meinung, daß man „nicht gut sagen kann, eine Mauer wirke wie aneinander gesetzte Einzelsäulen auf den Baugrund, die jede für sich eine Kalotte, einen Kegel oder ein Paraboloid als Pressungsvolumen hat". Ich habe diese Ansicht bisher als eine Selbstverständlichkeit für jeden Fachmann angenommen und es demgemäß nicht für nötig gehalten, zu der eigenartigen Vorstellung der „Spannungshaufen" Stellung zu nehmen.

Ob die Kalotten- oder Kegelform des Pressungskörpers, d. h. der Spannungsverteilung, ein Spezialfall kleiner Flächen ist, und in welchem Maße bei großen Flächen das Bild der Spannungsverteilung anders aussieht, das kann nur durch Versuche entschieden werden.

Freiberg, Sa., 13. März 1926. Dr.-Ing. Kögler.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Mißstände im Submissionswesen.

Unter den Faktoren, welche unser Wirtschaftsleben beeinflussen, steht nicht an letzter Stelle das öffentliche Submissionswesen. Es ist nicht die Absicht dieser Zeilen, den vielen Abhandlungen über die Vor- und Nachteile desselben eine weitere hinzuzufügen, sondern es soll nur an einem konkreten Beispiel gezeigt werden, in welcher unerträglichen Weise die Bauindustrie mit nutzlosen Arbeiten belastet wird, wenn die ausschreibenden Stellen nicht darauf bedacht sind, die Bedingungen für einen Wettbewerb in klarer und eindeutiger Weise festzulegen. Bei dem genannten Beispiel handelt es sich um eine Ausschreibung für die Erbauung einer Straßenbrücke über den Neckar. Die ausschreibende Behörde hatte selbst einen Entwurf ausgearbeitet, stellte es aber den Anbietern frei, Gegenvorschläge zu machen. Es ist dies ein vielfach beliebtes Verfahren, trotzdem erscheint es uns nicht richtig, in dieser Weise Wettbewerb und Submission zu verquicken. Zum mindesten sollte der vom Bauherrn verfaßte Entwurf alle Züge aufweisen, die auch das wirklich auszuführende Bauwerk tragen soll; sonst liegt die Gefahr nahe, daß die Bewerber irregeführt werden. In dem vorliegenden Fall war in den Erläuterungen zu dem herausgegebenen Entwurf gesagt: „Die Pfeiler sind so angeordnet, daß die künftig im jetzigen Neckarbett verbleibende Wassermenge unter der Hauptöffnung durchfließt, kein Pfeiler im Hauptstromstrich steht und die Einschränkung des Hochwasserprofils möglichst klein bleibt." Weiter war in den Bedingungen noch gesagt, daß etwaige Gegenentwürfe neben der sonstigen Gleichwertigkeit mit dem behördlichen Entwurf „weder dem Hochwasserabfluß, noch der Schiffahrt ungünstige Bedingungen bieten dürfen", und in einem Nachtrag wurde den interessierten Firmen noch mitgeteilt, „daß eine Einschränkung des Durchlaßprofils, sofern dieselbe eine Behinderung der Schiffahrt während der Bauzeit .... herbeizuführen vermag, nicht zulässig ist". Das Durchlaßprofil für die Schiffahrt war in dem in den Unterlagen enthaltenen Querprofil mit 21 m Lichtweite an bestimmter Stelle eingezeichnet.

Die Gesichtspunkte, die sich aus den Unterlagen sowie aus mündlichen Auskünften der beteiligten Stellen ergaben, konnten also, soweit es sich um die Bearbeitung von Gegenvorschlägen handelte, in folgendem zusammengefaßt werden:

1. Die Durchlaßöffnung für die Schiffahrt ist in ihrer Lage und Größe unabänderlich festgelegt,
2. die Stellung der Mittelpfeiler des Gegenentwurfes ist gegenüber der des behördlichen Entwurfes nur in geringem Maße veränderlich und
3. die vergebende Stelle ist gewillt, auch über die Kosten eines reinen Zweckmäßigkeitsbaues Mittel für die äußere Erscheinung der Brücke aufzuwenden.

Von 45 Firmen wurden über 70 Angebote und Gegenentwürfe eingereicht, ein Arbeitsaufwand, der zu dem Wert des Bauwerkes in keinem Verhältnis steht. Viele Firmen haben, von der Ansicht ausgehend, daß die Not unserer Zeit und die ganzen Verhältnisse an der Baustelle über das absolut Notwendige hinausgehende Aufwendungen nicht rechtfertigen, dementsprechend einfache Gegenentwürfe eingereicht. Aber die meisten Firmen haben sich doch wohl noch, angeregt durch den behördlichen Entwurf und sonstige in der Art der Ausschreibung liegende Beweggründe, veranlaßt gesehen, noch einen mehr nach ästhetischen Gesichtspunkten aufgestellten Entwurf auszuarbeiten oder zum mindesten ein Angebot auf den behördlichen Entwurf einzureichen, nutzlose Arbeiten, die man hätte vermeiden können und vermeiden müssen; denn es zeigte sich bei der endgültigen Vergebung, daß nur diejenigen Vorschläge in Frage kamen, die sich wirtschaftlich am günstigsten stellten. Das wäre an sich gewiß nichts Überraschendes und eigentlich selbstverständlich gewesen, wenn nicht durch die Ausschreibung selbst auch andere Entscheidungen in den Bereich der Möglichkeit gerückt worden wären. — Was aber sehr überraschen mußte, war, daß bei der Wahl des auszuführenden Vorschlages die früher herausgegebenen Richtlinien für die Pfeilerstellung und Schifffahrtsöffnung vollständig unbeachtet blieben. Dieser Standpunkt der vergebenden Stelle hätte aber vor der Ausschreibung festgelegt und in den Bedingungen mitgeteilt werden müssen. Dann wäre den interessierten Firmen eine Belastung erspart geblieben, die sich nach mehr als einer Richtung unangenehm auswirken muß.

Wenn schon das Submissionswesen mit seinen Lasten im Augenblick nicht beseitigt werden kann, so sollte doch jeder Beteiligte darauf hinwirken, daß der durch die jeweilige Ausschreibung angestrebte Zweck mit dem geringsten Aufwand an Arbeit erreicht wird. Dazu gehört vor allem, daß die ausschreibenden Stellen durch Klarheit und Bestimmtheit in den Bedingungen und Grundlagen keinen Zweifel aufkommen lassen über das, was verlangt wird, daß sie sich aber andererseits auch selbst an die von ihnen geschaffenen Grundlagen und Richtlinien halten bei der Beurteilung und Wahl der eingereichten Entwürfe.

Ehrenpromotionen.

Die Wiener Technische Hochschule hat am 10. Juni 1926 gleichzeitig zwei Ehrenpromotionen in feierlicher Weise vorgenommen, die besonders bemerkenswert sind.

Es handelt sich um den vom Lehramt zurückgetretenen Prof. Dr. Melan von Prag und um den auf einer Europareise befindlichen Consulting Engineer Dr.-Ing. h. c. Gustav Lindenthal von New York.

Die Verdienste Melans als Lehrer und als Brückenbauer sind bekannt und sind gelegentlich seines 70. Geburtstages in dieser Zeitschrift gewürdigt worden.

Gustav Lindenthal, der seit einer Reihe von Jahren Ehrendoktor der Technischen Hochschule Dresden ist, ist nicht nur in den Vereinigten Staaten, sondern auch bei uns sehr bekannt. Seine großen Verdienste um den Bau der weitestgespannten eisernen Brücken werden im besonderen durch die Wiener Ehrung betont. Darüber hinaus ist Lindenthal bekannt als der erfolgreiche Ingenieur, der heute als Sechsundsiebzigjähriger noch große Brückenbauten projektiert und ausführt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 20. Mai 1926.

Kl. 19 b, Gr. 6. F 56 354. Julius Freudenberger, Würzburg, Juliuspromenade 2. Sandstreumittel gegen Glatteisbildung auf begehbaren Eisenflächen. 19. VI. 24.

Kl. 20 h, Gr. 5. B 12 167. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel, Kirchweg 84. Durch Gewichthebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremsschuhe. 3. VI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 20. D 49 512. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Aktiengesellschaft vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Kupplungseinrichtung für ferngestellte, insbes. elektrisch bediente Schranken. 29. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 70 243. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Blockfeldern gegen Fremdströme. 30. V. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. M 90 329. Fa. Mannesmannröhrenwerke, Düsseldorf. Schelle zum Anschluß der Querglieder an die Stiele von mehrgliedrigen Masten o. dgl. 29. VI. 25.

Kl. 37 e, Gr. 13. P 49 602. Fa. Puls & Bauer, Eisenwaren und Werkzeuge, Hamburg. Vorrichtung zum Reinigen von Schalungsbrettern. 27. I. 25.

Kl. 37 f, Gr. 5. Sch 69 122. Joseph Schwend, Baden-Baden. Aus Formsteinen mit durchlaufenden Hohlräumen zusammengesetzter Schornstein. 11. XII. 23.

Kl. 37 f, Gr. 8. H 100 898. Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg. Schiebefalttor. 7. III. 25.

Kl. 38 b, Gr. 4. D 48 258. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges., vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Selbsttätige Bohrmaschine für hölzerne Eisenbahnschwellen. 26. VI. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. B 104 388. Ernst Bongardt, Mainz, Obere Zahlbacher Straße 40. Verfahren und Vorrichtung zum Fördern von vorgemischtem Mörtel, Beton u. dgl. mit Hilfe von Druckluft durch eine Leitung unter Fertigmischen. 19. IV. 22.

Kl. 80 a, Gr. 14. T 28 650. Theis-Schlackenverwertungs-Akt.-Ges., Trier. Schlagpresse zur Herstellung von Kunststeinen mit auf Rollen bewegten Unterlagbrettern. 20. III. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 91 988. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg. Verfahren zur Herstellung von Halden und Kippen mit oberen Planum mit Hilfe eines Tiefbaggers. 3. XI. 25.

Kl. 81 e, Gr. 126. P 49 418. Georg Pein, Bitterfeld, Bismarckstr. 34. Vorrichtung zum Fortschleudern des Abraums über die Haldenkante. 30. XII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 87 208. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schützenwehr. 20. XI. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 20 vom 20. Mai 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. 430 213. „Cubex" Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Auslegergleisrückmaschine. 10. XII. 24. C 35 823.

Kl. 19 b, Gr. 4. 430 163. Emile Moser, Biel u. Edouard Ravey, Nidau, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Ranfft, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Ölen und Teeren von Straßen. 22. I. 24. M 83 598. Schweiz 17. IV. 23.

Kl. 37 f, Gr. 7. 430 010. Josef Bock, Dortmund, Jägerstr. 27. Eiserne Erzbunkeranordnung für die Beschickung von Kübelwagen. 23. XI. 21. B 102 447.

Kl. 81 e, Gr. 35. 430 147. Karl Bender, Köln-Lindenthal, Krementzstraße 2. Vorrichtung zum Entleeren von Bunkern. 24. VI. 24. B 114 590.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Lehrbuch des Tiefbaues. Herausgegeben von Karl Esselborn. 6.—8. Aufl. Bd. 2. Verlag von Wilh. Engelmann in Leipzig. 1925. Preis 19,— RM., gebunden 22,50 RM.

Kanal- und Flußbau. Bearbeitet von Dr.-Ing. Wilhelm Teubert.

Das vorliegende Werk soll ein „Lehrbuch" sein, nicht nur für die Studierenden technischer Lehranstalten und Hochschulen, sondern auch für jüngere bereits in der Praxis stehende Baubeflissene und Techniker, wie in dem Vorwort zu lesen ist. Von dem Titel möchte man mit Mephisto sagen: Ein Titel muß sie erst vertraulich machen daß Eure Kunst viel Künste übersteigt, zum Willkomm tappt ihr dann nach allen sieben Sachen, um die ein andrer viele Jahre streicht.

Die Kapitel Brückenbau, Wasserversorgung und Entwässerung der Städte sind ebenso wie der Seebau und der landwirtschaftliche Wasserbau, das letzte Kapitel allerdings von einem längst verstorbenen Fachmann, von Fachleuten geschrieben. Nur für den Kanal- und Flußbau schien die Heranziehung eines Fachmannes sich zu erübrigen, Man scheint geglaubt zu haben, daß besondere Kenntnisse hierfür nicht notwendig sind und die Bearbeitung dieses Abschnittes einem Schiffbauingenieur anvertraut werden durfte.

Mit vollem Recht wird in der Einleitung darauf hingewiesen, daß die letzten zwölf Jahre eine Fülle neuer Bauweisen und Methoden, Forschungs- und Versuchsergebnisse gebracht haben. In dem vorliegenden Abschnitt Fluß- und Kanalbau ist aber leider wenig von diesen Neuerungen zu verspüren. Es wäre besser gewesen, alles Veraltete und Überflüssige auszumerzen und nur das Wesentlichste und Zeitgemäße wiederzugeben. Diese Arbeit konnte allerdings nur ein wirklicher Fachmann leisten, und ebenso wenig wie ein noch so hervorragender Bauingenieur es wagen darf, ein Lehrbuch über Schiffbau zu schreiben, durfte ein Verlag, der die Aufgaben, die er an die Spitze des Vorworts stellt, ernst nimmt, ein so schwieriges Gebiet, wie es der Fluß- und Kanalbau nun einmal ist, einem Nichtfachmann anvertrauen.

Unter solchen Umständen können alle die Mängel, die dieser Abschnitt aufweist, nicht überraschen. Ein wirkliches Lehrbuch muß, wenn der Verfasser, wie im vorliegenden Falle, Eigenes nicht liefern kann, dem Studierenden die Ergebnisse der Geistesarbeit, die andere geleistet haben, vermitteln. Der bloße Hinweis auf andere Werke genügt hierfür nicht und verfehlt vollkommen seinen Zweck.

Bei der Fülle der Beanstandungen und den leider nur zu selten vorkommenden Oasen in dieser Wüste fällt es schwer, eine Auswahl zu treffen, um den Nachweis der Unzulänglichkeit zu erbringen. Der Raum dieser Zeitschrift ist übrigens auch zu wertvoll, um mit solchem Material gefüllt zu werden. Ich beschränke mich daher darauf, nur einzelnes aus verschiedenen Abschnitten herauszugreifen.

S. 464. Überschrift: b) Die Geschwindigkeit. Statt zu erläutern, was unter der mittleren Geschwindigkeit in einem Wasserlauf zu verstehen sei, wird folgende Definition für die Geschwindigkeit gegeben: „Die Geschwindigkeit der natürlichen Wasserläufe ist das Maß für die infolge des Gefälles entstehende Bewegung des fließenden Wassers". Bei den künstlichen Wasserläufen muß demnach die Geschwindigkeir auf andere Ursachen zurückzuführen sein. Daß Schaffernak, schon im Jahre 1922 über den Weg des Versuchs, neue Grundlagen für die Berechnung der Geschiebeführung in Flüssen geschaffen und det Öffentlichkeit bekanntgemacht hat, scheint dem Verfasser unbekannt zu sein. Er kennt nur die Verdienste Kreuters und zitiert eine mehr als 40 Jahre alte Veröffentlichung über die Bewegung der Geschiebe.

Hätte der Verfasser das Handbuch von Engels nicht nur auf die Brauchbarkeit der darin enthaltenen Abbildungen für seine Zwecke sorgfältig studiert, so hätte er die Mängel der Frankschen Röhre erwähnen müssen. Er schreibt: „Zu den hydrometrischen Röhren gehört auch die Franksche Röhre, die die Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit in einer Senkrechten des Wasserlaufs durch Messung des mittleren hydraulischen Druckes bewirkt." Engels schreibt aber über die Franksche Röhre: „Daß sie solches aber nicht zu tun vermag, hat Amsler-Laffon nachgewiesen." Dieser Nachweis ist schon vor 21 Jahren erbracht worden!

Nach Teuberts Ausarbeitung (S. 478) könnte man meinen, daß alle hydrometrischen Flügel (Harlacher, Ott-Kempten) mit dem ursprünglichen Woltmannschen Flügel nichts gemein haben. Engels bemerkt zu der ursprünglichen Woltmannschen Ausgestaltung des hydrometrischen Flügels: „Dieser einfache Grundgedanke ist allen Flügeln gemeinsam." Was nützt dem Studierenden, der dieses Lehrbuch in die Hand nimmt, der Hinweis: „Genaue Beschreibung und kritische Beurteilung dieser verschiedenen Messungsröhren und Flügel siehe Engels"? Dem Leser wäre besser gedient, wenn Teubert den Kernpunkt von Engels' Kritik erfaßt und wiedergegeben sowie die Beziehungen zwischen Umdrehungszahl des Flügels und Wassergeschwindigkeit erläutert hätte.

Zu welchen unheilvollen Anschauungen muß die Einleitung zur Besprechung einiger ganz willkürlich herausgegriffener, dazu noch veralteter Geschwindigkeitsformeln (S. 481) führen: „Die Bewegung des Wassers in Flüssen ist in der Regel eine ungleichförmige. Die Ungleichförmigkeit tritt aber nicht selten so wenig hervor, daß man bei geeigneten Flußstrecken die Regeln für die Bewegung des Wassers in Wasserleitungen anwenden darf, und solche Strecken kommen vor." Wäre es nicht Pflicht des Verfassers eines „Lehrbuches" für Studierende gewesen, auf den Unterschied zwischen gleichförmiger und ungleichförmiger Bewegung aufmerksam zu machen? Und darauf hinzuweisen, daß gewisse Grundbedingungen für die Anwendung der Chezy-Eytelweinschen Grundgleichung vorhanden sein müssen?

Dieselben Mängel weist der Abschnitt B) Stauwerke auf. Mag man die Leistungen Sonnes und Tolkmitts noch so pietätvoll einschätzen, so wäre es zweckdienlicher gewesen, die Ergebnisse neuester Forschung wiederzugeben, an Stelle der Bemerkung auf S. 491: „Wegen der zahlreichen neuesten Ergebnisse der auf den Stau bezüglichen Untersuchungen sei auf die eingehende Darstellung in dem von Bubendey-Engels bearbeiteten III. Kapitel der 5. Auflage des I. Bandes des III. Teils des Handbuchs der Ingenieurwissenschaften verwiesen."

In einem Lehrbuch wäre es notwendig gewesen, auf die neuesten Untersuchungen über den Brückenstau hinzuweisen und wenigstens Rehbocks Formeln anzuführen.

Welchem Leser eines Lehrbuchs ist ferner damit gedient, daß in einer Fußnote (S. 492) auf die vorbildlichen Versuche Rehbocks über die hinsichtlich Auskolkung von Sinkstoffabführung günstigste Form des Sturzbodens hingewiesen wird?

Statt eine Musterkarte veralteter Wehrformen wiederzugeben, wäre es besser gewesen, die neueren Ergebnisse wissenschaftlicher Forschung zu behandeln und sich auf die neueren Konstruktionen zu beschränken. Hinweise auf im selben Verlage erschienene Werke können diese Lücke, die nur ein gewissenhaftes Quellenstudium auszufüllen vermöcht hätte, nicht ersetzen.

Das mangelnde Sachverständnis tritt ganz besonders hervor bei der Behandlung der Walzenwehre, die kaum eine Seite ausfüllt (S. 509/510). In seinem Handbuch sagt Engels: „Die Walzenwehre haben mit Recht große Beachtung gefunden, was aus der nachfolgenden Zusammenstellung der bis jetzt ausgeführten und in der Ausführung befindlichen Walzenwehre hervorgeht."

Diese Zusammenstellung beginnt naturgemäß mit dem ältesten in Schweinfurth ausgeführten Walzenwehr, es folgen aber 80 andere

Ausführungen mit Stauhöhen bis zu 12,80 m. Der wissenshungrige Studierende muß sich in diesem „Lehrbuch" mit einer einzigen Abbildung und ausgerechnet mit der ältesten Konstruktion des Wehrs bei Schweinfurth für 2 m Stauhöhe abspeisen lassen.

Jedenfalls entspricht es keineswegs dem Zweck eines Lehrbuches, wenn, wie es mit Bezug auf die Segmentwehre unter ausdrücklicher Berufung auf die Autorität von Engels geschieht, das Segmentwehr als anderen Wehrarten bis zur Öffnung von etwa 12 m überlegen bezeichnet, diese Wehrart aber mit etwa 10 Zeilen abgetan wird, während die Lossständer- und Nadelwehren über sechs Seiten ausfüllen.

Der beste Teil des Abschnittes ist fraglos derjenige, der die Fahrzeuge der Binnenschiffahrt behandelt. Auf diesem Gebiet ist Teubert Fachmann und seine Erfahrungen und Kenntnisse auf schiffbautechnischem Gebiet kommen dem behandelten Stoffe zugute. Das soll ausdrücklich anerkannt werden.

Dagegen ist die den Binnenkanälen und kanalisierten Flüssen zuteil gewordene Behandlung wiederum völlig unzureichend und zum Teil sogar irreführend.

Schon auf dem im Jahre 1894, also vor mehr als 30 Jahren im Haag abgehaltenen internationalen Binnenschiffahrtskongreß forderte Gröhe als Mindestmaß für den Krümmungshalbmesser der Kanäle 500 m. Die Erfahrung auf dem vor 30 Jahren in Betrieb genommenen Dortmund-Ems-Kanal hat gelehrt, daß Schiffsbegegnungen ohne Kollisionsgefahr nur bei Krümmungshalbmessern von mindestens 1000 m stattfinden dürfen. Teubert gibt aber als Regel an (S. 539), daß der Halbmesser einer Krümmung, die von 65 m langen Schiffen befahren wird, 350 m betragen soll und daß man zur Erleichterung des Betriebes neueren Kanälen Krümmungshalbmesser von rund 500 m zugrunde gelegt hat. Daß der Centriwinkel auch die Wahl des Krümmungshalbmessers beeinflußt, wird mit Schweigen übergangen, ebenso werden auch die Regeln für das Maß und die Anordnung der Verbreiterung in den Krümmungen verschwiegen.

Obwohl gerade am Oder-Spree-Kanal die Dichtung des Kanalbetts mit getrübtem Wasser zu den „allertrübsten" Erfahrungen für die Staatsfinanzen und für die Anlieger geführt hat, empfiehlt Teubert (S. 544) diese Dichtungsart gerade für die Fälle („wenn das Kanalbett genügend hoch über dem Grundwasser liegt"), wo sie anerkanntermaßen völlig versagt hat.

S. 551 werden die Sicherheitstore behandelt; statt nun die neueren Konstruktionen der Sicherheitstore zu erwähnen, wie sie bei den neueren Kanalbauten zur Anwendung kamen, wird die Konstruktion eines Segmenttores im Dortmund-Ems-Kanal im Bilde vorgeführt, über die man, wegen der Sicherheit, längst zur Tagesordnung übergegangen ist. Hier wie überall vermißt man jede kritische Bewertung der im Bilde vorgeführten Konstruktionen.

Den Schiffsschleusen ist ein besonderer Abschnitt gewidmet. Es ist daher nicht recht verständlich, warum die Sparschleusen im Zusammenhang mit dem künstlichen Aufstau der Flüsse (S. 557) aufgeführt werden, wo sie, wenn überhaupt, wohl am seltensten vorkommen.

Auf S. 599 wird als Beispiel einer Schleuse für großes Gefälle eine Schachtschleuse, die zur Überwindung eines Höhenunterschiedes von 20 m dient, in Skizze dargestellt. Die Abfallmauer ist hier ungeteilt, aber auf S. 604 wird bei der Abfallmauer gesagt: „Bei großem Gefälle wird der Abfall geteilt, indem dessen oberer Teil oberhalb der Torkammer angebracht wird." Es gibt vorläufig noch keine Schleuse für ein Gefälle von 20 m, und weder die Schachtschleuse bei Minden noch diejenige in Henrichenburg haben geteilte Abfallmauern. Es wäre nun besonders interessant gewesen, zu hören, bei welchem „großen Gefälle" eine Teilung des Abfalls angezeigt erscheint. Anscheinend ist Teubert der Ansicht, daß eine Teilung der Abfallmauer erst bei Gefällen von über 20 m in Frage kommt.

Die wichtige Frage der Füllung und Entleerung der Schiffsschleusen wird auf S. 601/602 behandelt. Die Einrichtungen mit kurzen, unter dem Drempel einmündenden Umläufen, wie sie am Rhein-Herne-Kanal mit bestem Erfolg zur Anwendung gekommen sind, werden aber mit keinem Wort erwähnt. Ebenso vermißt man bei Besprechung der Verschlußvorrichtungen für Torschütze und Umläufe die wertvollen Ergebnisse der Untersuchungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau in Berlin, über die Dr.-Ing. Winkel verschiedene Aufsätze veröffentlicht hat. Die Bedeutung dieser Versuchsergebnisse liegt darin, daß ohne Nachteil für das in der Schleuse liegende Schiff die Schleusungszeit beliebig abgekürzt werden kann, wenn nur dafür gesorgt wird, daß die Steigerung der in die Schleuse einströmenden Wassermenge allmählich vor sich geht. Die erzielten Ergebnisse sind so wertvoll, daß sie nicht verschwiegen werden durften.

Die Reihe der Beispiele, die dem von Teubert bearbeiteten Abschnitt dieses Buches den Stempel der Unzulänglichkeit aufdrücken, könnte leider noch lange fortgesetzt werden. Ich glaube, mit diesen Beispielen mein Urteil genügend begründet zu haben und glaube auch, mich in voller Übereinstimmung mit den meisten meiner Kollegen unter den Hochschullehrern des Wasserbaues zu befinden, die das Esselbornsche Lehrbuch für Studierende technischer Lehranstalten und Hochschulen, wenigstens soweit der wasserbauliche Teil in Frage kommt, gänzlich ablehnen.

Eine Ausnahme macht selbstverständlich der von Engels bearbeitete Teil. Der Seebau ist an sich so umfangreich, daß man aufrichtig bedauern muß, daß Teubert fast 200 Seiten für sich in Anspruch nimmt, während Engels sich mit 100 Seiten begnügen mußte. Jedenfalls hat es Engels meisterhaft verstanden, in 100 Seiten das Wesentlichste wiederzugeben. G. de Thierry.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Hermann Weihe †.

Am 6. Juni 1926 starb im Alter von 56 Jahren unser Mitglied Regierungsbaumeister a. D. Hermann Weihe, Professor an der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg.

Der Verstorbene, der seit 1904 das Fach der Maschinenkunde im allgemeinen und der Baumaschinen im besonderen an der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Charlottenburg vertrat, hat an den Arbeiten unserer Gesellschaft, vor allem der auf Erhöhung der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, sehr rege teilgenommen und sie wirkungsvoll gefördert. Wir werden dem Dahingeschiedenen über das Grab hinaus ein ehrendes und dankbares Andenken bewahren!

Todesfälle.

In letzter Zeit haben wir vom Hinscheiden folgender Mitglieder erfahren:

Baumgärtner, Wilhelm, Bauingenieur, Charlottenburg.
Dauter, Hartwig, Reg.-Baurat, Köslin (Pommern).
Hiorth, Karl, Professor, Frankfurt (Oder).
Morlock, Walter, Dipl.-Ing., Schopfheim (Baden).
Weihe, Hermann, ordentl. Professor, Berlin-Lankwitz.

Wir werden den Verstorbenen ein ehrendes Andenken bewahren.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Ortsgruppe hielt ihre Jahresversammlung am 28. April ds. Js. in Dortmund ab. Zunächst wurde um 4 Uhr die Westfalenhalle besichtigt. Herr Dr.-Ing. Sachs hielt einen kurzen Vortrag an Hand der Zeichnungen, Herr Stadtbaurat Delf übernahm die Führung[1]). Weiterhin wurde die Brauerei Kronenberg besichtigt. Die Verwaltung ließ es sich nicht nehmen, den Teilnehmern einen kleinen Imbiß reichen zu lassen, um die Güte ihrer Erzeugnisse an Ort und Stelle zu erproben.

In Kronenburg fand in Gegenwart von etwa 30 Teilnehmern die Jahresversammlung statt. Da Herr Regierungsbaumeister Dust, der 1. Vorsitzende des geschäftsführenden Ausschusses, infolge seiner Tätigkeit im Auslande einige Zeit von Essen abwesend ist, eröffnete Herr Dipl.-Ing. v. Bülow die Sitzung, übermittelte die Grüße des Vorstandes und des Geschäftsführers der Gesamtgesellschaft und gab Herrn Dipl.-Ing. Kessel das Wort zum Geschäftsbericht 1925/26[2]).

Die Neuwahlen ergaben, daß Herr Dipl.-Ing. v. Bülow Vorsitzender und Herr Dipl.-Ing. Kessel Schriftführer und Kassierer der Ortsgruppe wurde.

Es liegen eine Reihe von Anregungen für Vorträge und Besichtigungen vor, ebenso soll eine Besichtigung von Bauwerken in Düsseldorf anläßlich eines gemeinsamen Besuches der GESOLEI am 5. Juni stattfinden.

Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

[1]) Charakteristische Angaben über die Westfalenhalle werden im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1926 zu finden sein.

[2]) Der Geschäftsbericht wird ebenfalls im Jahrbuch 1926 abgedruckt werden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 25. Juni 1926 | Heft 26

BAUTECHNISCHE UND STATISCHE URSACHEN DER SCHÄDEN AM MAINZER DOM UND DIE SICHERUNGSARBEITEN ZUR ERHALTUNG DES BAUWERKES.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. März 1926 zu Berlin.

Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Technische Hochschule Darmstadt.

(Schluß von Seite 493.)

Zur Aufnahme der schiebenden Kräfte, die durch die Turmgeschosse und die Steinbedachung der Querschiffe und des Westchores ausgeübt wurden, hat Neumann eine große Anzahl von eisernen Ankern einbauen lassen, die zum Teil im Innern des Mauerwerkes liegen, zum Teil aber auch in den Dachgeschossen und außen am Turm sichtbar sind. Die meisten dieser Anker dürften wohl von vornherein beim Bau vorgesehen gewesen sein, jedoch ist es nicht ausgeschlossen, daß auch später noch Anker hinzugefügt worden sind, insbesondere im Dachraum des Westchores, bei dem sich die schiebenden Kräfte des Daches scheinbar sehr bald durch Rißbildungen bemerkbar gemacht haben. Diese alten Verankerungen sind durchweg aus Flacheisen mit Keilverschlüssen hergestellt, wobei naturgemäß viel Schweißarbeit verwandt werden mußte. Infolge der Schwäche der Schweißstellen und der Keilschloßkonstruktionen sind verschiedene Anker gerissen, die dann so gut wie möglich wieder ausgebessert wurden. Auch Lockerungen der Anker durch Einschneiden der Ankersplinte in das verankerte Mauerwerk sind mehrfach beobachtet worden. Zu diesen allgemeinen konstruktiven Schwächen im Aufbau kommt noch die starke Belastung der Fundamente, die ebenfalls nicht genügend tragfähig gegründet sind, sondern auf aufgefülltem Boden stehen. Es ist deshalb kein Wunder, daß in dieser Westgruppe im Laufe der Zeit nach und nach immer größere Schäden entstanden sind, die schließlich zu einem bedenklichen Zustand dieser Baugruppe führten.

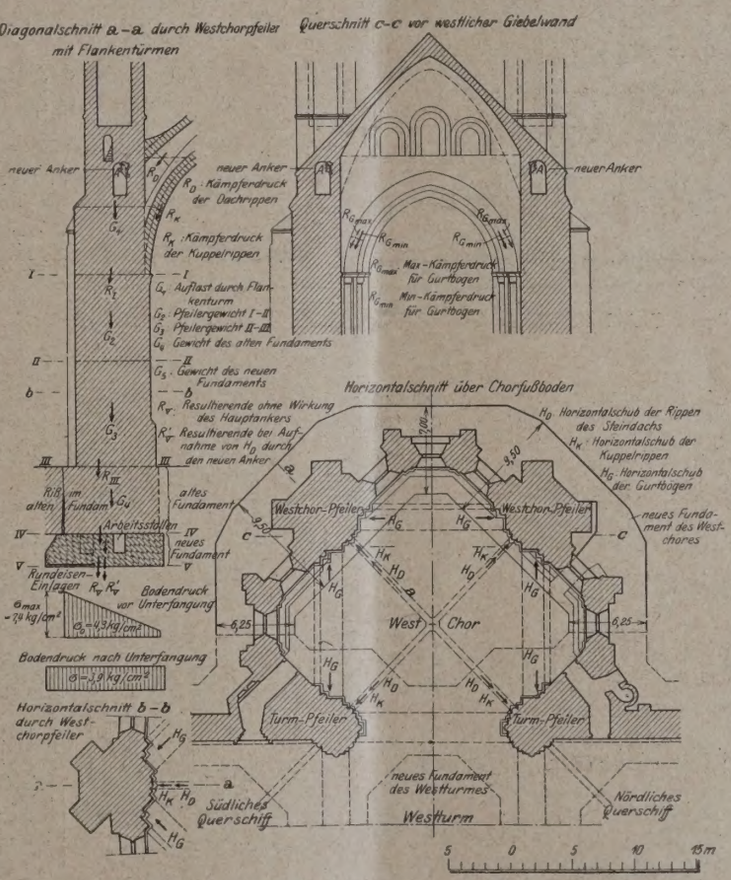


Abb. 7. Statische Verhältnisse des Westchors.

Die Querschiffe zeigten verhältnismäßig geringe Schäden, so daß nach den im Jahre 1925 bereits durchgeführten Sicherungsarbeiten, bestehend aus der Einziehung einiger Anker zur Aufnahme des Dachschubes und der Unterfangung der Fundamente, die volle Standsicherheit dieser Querschiffe für die Zukunft gegeben ist.

Die statischen Verhältnisse des Westchores, die sich in vielen Rissen der Westchorapsiden, der Westchorgalerie und Westchorgiebel ausgewirkt haben, werden insbesondere durch die schiebenden Kräfte der Chorgurtbögen, der Chorkuppel und des Chordaches in Verbindung mit den Fundamentverhältnissen beeinflußt. Abb. 7 zeigt das Ergebnis der in dieser Hinsicht durchgeführten statischen Untersuchungen, wodurch sich das Ausweichen der die Flankentürme tragenden Westchorpfeiler ohne weiteres erklären läßt. Durch die örtlichen Untersuchungen wurden in den alten Fundamenten des Westchores Risse an besonders ungünstigen Stellen festgestellt, die die Bodenpressungen unter den alten Fundamenten der Westchorpfeiler sehr ungünstig beeinflußten. Der in Abb. 7 nach örtlichen Aufnahmen eingetragene Fundamentriß hatte zur Folge, daß als Kantenpressung des Untergrundes unter dem alten Fundament dieses Chorpfeilers etwa 7,5 kg/cm² errechnet wurden, eine Beanspruchung, die für den aufgefüllten Boden viel zu hoch ist. Ein ähnlicher Riß ist auch bei dem anderen Westchorpfeiler vorhanden.

Von den Schäden des Westchores, die durch die Nachgiebigkeit der Fundamente und das Ausweichen der westlichen Chorpfeiler entstanden sind, wurden im Vortrag einige besonders charakteristische im Bild vorgeführt. Ein Bild zeigte die zwischen den beiden westlichen Flankentürmen gelegene Westchorapsis mit einem von oben nach unten durchgehenden Riß, der in Höhe der Galeriebrüstung etwa 15 cm Weite besitzt. Der Riß ist oben weiter als unten, ein Beweis, daß er auf die ausweichenden Bewegungen der Flankentürme zurückzuführen ist. Über dem Dach dieser Westchorapsis sind auch im Westchorgiebel Risse vorhanden, die später nochmals durch eine Innenaufnahme gezeigt werden. Eine Teilaufnahme des Außenrisses in Höhe der Galeriebrüstung zeigt Abb. 8. Hieraus ist auch zu erkennen, wie sich unterhalb der Brüstung der Riß auf mehrere Stellen verteilt, und wie man durch Einsetzen von Eisenbändern die Vergrößerung des Schadens verhindern wollte. Es ist selbstverständlich, daß mit solchen Hilfsmitteln nichts zu erreichen

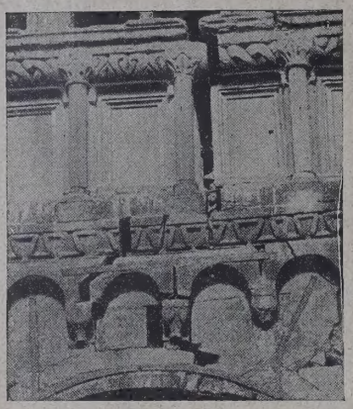


Abb. 8. Außenriß i. d. Westchorgalerie.

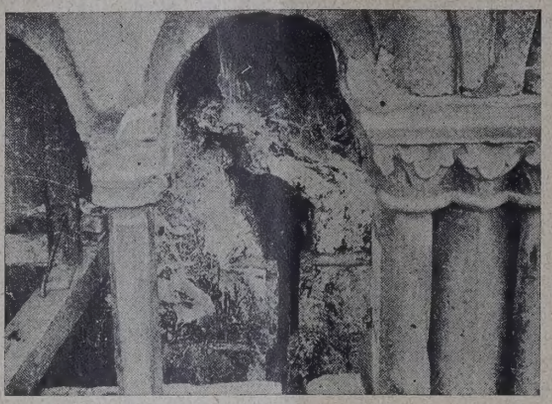


Abb. 9. Riß in der Innenwand der Westchorgalerie.

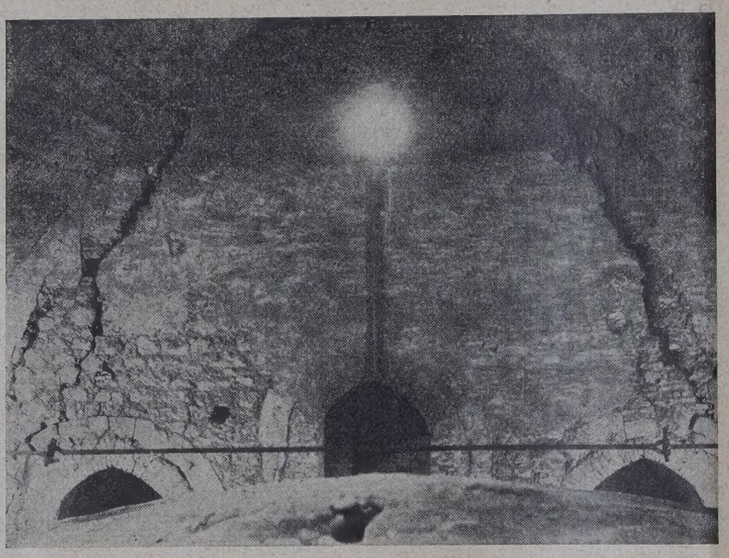


Abb. 10. Risse im westlichen Giebel des Westchores im Innern gesehen.

ist, wenn nicht die Ursache des Übels beseitigt wird. Die Abb. 9 zeigt die Fortsetzung des Risses in der inneren Wand der Westchorgalerie. Außer diesen Rissen sind noch weitere ähnliche Risse des Westchores vorhanden. In Abb. 10 sind die bereits früher erwähnten Risse des westlichen Giebels vom Dachraum aus gesehen. Auch diese Risse, die 10 bis 15 cm weit sind, lassen klar erkennen, daß sie durch das seitliche Ausweichen der Westchorpfeiler entstanden sind. Auf der Abbildung ist gleichzeitig ein alter Flacheisenringanker mit zwei Keilverschlüssen zu erkennen, von denen einer gerissen ist.

Der Westturm, der nach Abb. 1a die Westgruppe beherrscht, ist in seinen oberen über Dach liegenden, durch Treppen und Galerien zugänglichen Geschossen, mit Ausnahme von äußeren geringfügigen Verwitterungsschäden, in gutem Zustand, ein Beweis, wie vorzüglich dieser schwere massive Aufbau von Neumann konstruktiv durchdacht war. Durch Verankerungen, die zum Teil im Mauerwerk, zum Teil außen liegen, wurden die schiebenden Kräfte dieses gestaffelten Kuppelturmes so sicher aufgenommen, daß keinerlei Rißbildungen zu erkennen sind, die auf statische Schwächen schließen lassen. Die statische Untersuchung der von Neumann aufgesetzten drei oberen Turmgeschosse, die in Abb. 11 wiedergegeben ist, liefert den Beweis für die Standsicherheit dieses Turmteiles, solange die Anker wirksam sind. Da jedoch 5 der oberen Turmanker außen im Freien liegen und somit der Unterhaltung und der Kontrolle entzogen sind, sind zur Sicherung der Standsicherheit zwei neue Anker vorgesehen, und zwar einer über den Schallfenstern des Glockengeschosses und der andere in Höhe der Außengalerie. Diese Anker werden so bemessen, daß sie die Standsicherheit der drei Turmgeschosse gewährleisten, auch wenn die alten Anker nicht mehr wirken sollten. Zu dauerndem Schutz gegen Rosten werden diese Anker in eine dichte Betonmischung eingebettet.

Auch der aus der Bauperiode des 13. Jahrhunderts stammende Mittelteil des Westturmes oberhalb des Tambours ist noch in bester Ordnung und kann auch für die Zukunft als gesichert gelten, wenn noch 2 neue Anker rostsicher eingebaut sind. Dagegen waren im Dachgeschoß an der Übergangsstelle vom Viereck ins Achteck Risse vorhanden, denen man anfänglich keine besondere Bedeutung beigelegt hat, die aber, wenn sie nach innen gingen, auf die statischen Verhältnisse von sehr schwerwiegendem Einfluß sein konnten. Da schon seit einigen Jahren ein leichtes Abbröckeln kleiner Putz- und Steinstückchen beobachtet worden war, so wurde im Westturm ein Gerüst aufgestellt, um eine genauere Untersuchung auch im Innern des Turmes vornehmen zu können. Die örtliche Untersuchung ergab, daß an den Stellen des Überganges vom Viereck ins Achteck außerordentlich schwere Schäden (vgl. Abbildungen 12 u. 13) vorhanden waren. Die Übergangszwickel, die, wie Abb. 12 zeigt, vom Viereck ins Achteck überleiten, waren

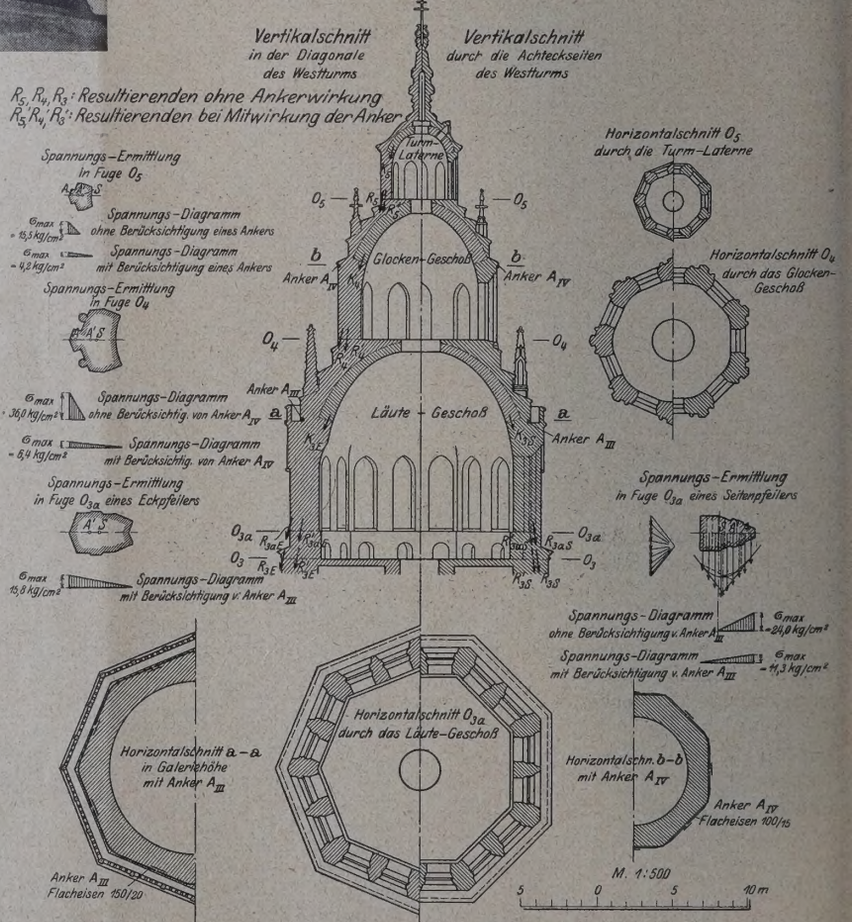


Abb. 11. Statische Verhältnisse der drei oberen Geschosse des Westturms.

vollständig abgerissen, so daß eine Mitwirkung dieses Zwickelmauerwerkes bei der Übertragung der Turmlasten auf die Vierungspfeiler ausgeschaltet war und die Lasten der über Eck stehenden Achteckseiten durch die Pendentifbogen auf die Vierungsgurtbögen übertragen wurden. Infolgedessen sitzt die gesamte Turmlast auf den vier Gurtbögen, und zwar hauptsächlich in den Viertelpunkten, da an diesen Stellen die über Eck stehenden Tambourbögen ihre Last abgeben. Jeder Gurtbogen hat nahezu 2000 t zu tragen.

Unter der Annahme dieser Lastübertragung wurden die Gurtbögen statisch untersucht und festgestellt, daß hierbei Spannungen entstehen, die über die zulässigen Werte vielfach hinausgehen. Die Folge dieser Überbelastung der Gurtbögen hat dann auch zu sehr starken Zerstörungen an den Gurtbögen geführt, die für den Bestand des Turmes die größte Sorge bereiteten. Nachdem der Putz auf der Übermauerung und dem Zwickelmauerwerk abgeschlagen war, hat sich das Maß der Zerstörung erst in voller Größe gezeigt. Abb. 12 gibt die zeichnerische Aufnahme der Zerstörungen im östlichen Vierungsbogen und in dem östlichen Zwickelmauerwerk wieder. Es ist hieraus zu ersehen, daß der Gurtbogen besonders an den Stellen zerstört ist, hinter denen das Zwickelmauerwerk abgerissen ist, so daß ein Ausweichen der Bogen an diesen Stellen unter dem Einfluß der schweren Auflasten möglich war. Dazu kommt noch, daß die obere Bogenschicht mit ihren Kämpfern in dem schlechten Zwickelmauerwerk endigte, also so gut wie kein Widerlager hatte und deshalb nicht wesentlich mitgetragen hat. Auf dem gleichen Bild ist noch das Ausweichen des Tambours infolge des Schubes der über Eck stehenden Tambourbögen zu erkennen. Durch Abb. 13 ist noch die zeichnerische Aufnahme eines Eckzwickels gegeben, wodurch das vollständige Abreißen des Zwickels bestätigt wird. Die durch die Abb. 12 und 13 dargestellten Zerstörungen, die in ähnlicher Weise bei den vier Gurtbögen und den vier Ecken vorhanden sind, decken sich nach dem Ergebnis der statischen Untersuchungen durchaus mit den außerordentlich ungünstigen Beanspruchungen an der Übergangsstelle.

In dem Vortrag wurde noch eine größere Anzahl photographischer Aufnahmen im Lichtbild vorgeführt, die den Umfang dieser außerordentlichen Zerstörungen an der Übergangsstelle erkennen ließen. Die Vierungsgurtbögen, die die ganze Turmauflast zu tragen haben, zeigten besonders an der Stelle, wo die dritte Bogenschicht mit ihrem Kämpferstein aufhört, Absprengungen von starken Steinstücken und Rißbildungen, die bis in das Innere der Bogenquader gingen. Das Steinmaterial war in der Bogenrichtung so stark auf Druck beansprucht, daß es durch Querzugspannungen zertrümmert worden ist. Weitere Bilder zeigten die außerordentlich starken Risse, die in der Übermauerung der Gurtbögen durch Abreißen der Eckzwickel entstanden sind, und zwar Risse, die stellenweise bis zu 5 und 8 cm klafften, so daß der Verband des Mauerwerkes fast vollständig aufgelöst war.

Das hier wiedergegebene Bild einer Ecke mit Tambourbögen (Abb. 14) läßt das Abreißen des Zwickelmauerwerks klar erkennen, ein Beweis, daß mit dem Mittragen dieses Zwickelmauerwerks nicht gerechnet werden kann. Dieses Bild zeigt auch die Risse im Tambourbogen, die durch Ausweichen der Turmwände entstanden sind. In Abb. 15 ist das Abreißen eines Übergangszwickels von außen zu sehen, eine Aufnahme, die in dem Dachraum des Westchores gemacht wurde. Auf dieser Abbildung sind noch zwei eiserne Anker zu erkennen, von denen der obere im vorigen Jahre gerissen war und wieder ausgebessert wurde. Der Riß durch das im Anfang des Jahres 1925 angebrachte Gipsband zeigt, daß auch nach dem Aufbringen des Gipsbandes noch Bewegungen vorhanden waren.

Die vorgeführten Bilder zeigen in Ergänzung mit den statischen Untersuchungen den ganzen Umfang der großen Gefahr, in der sich der Westturm vor Inangriffnahme der Sicherungsarbeiten befand. Die statischen Untersuchungen und die örtlichen Feststellungen liefern den Beweis, daß die schweren Zerstörungen auf die Überlastung infolge des Neumannschen Turmaufbaues

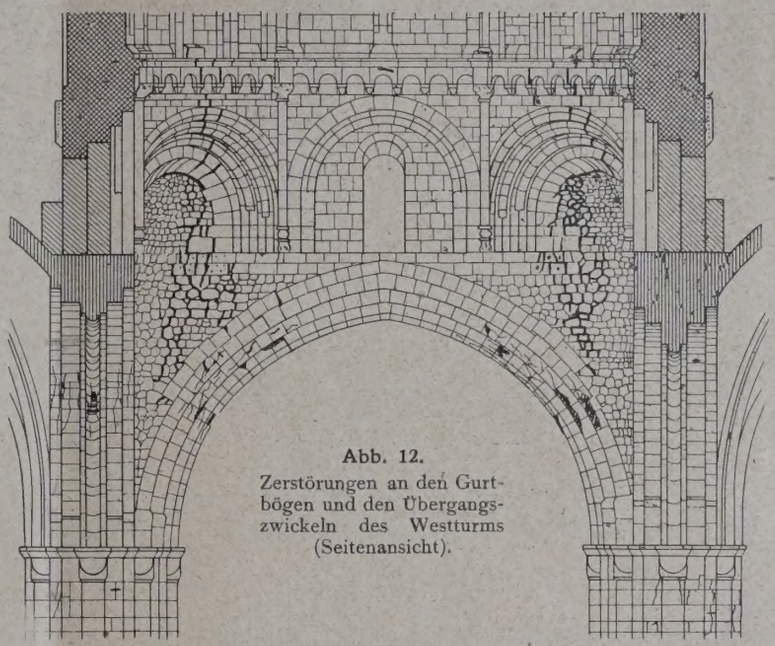


Abb. 12. Zerstörungen an den Gurtbögen und den Übergangszwickeln des Westturms (Seitenansicht).

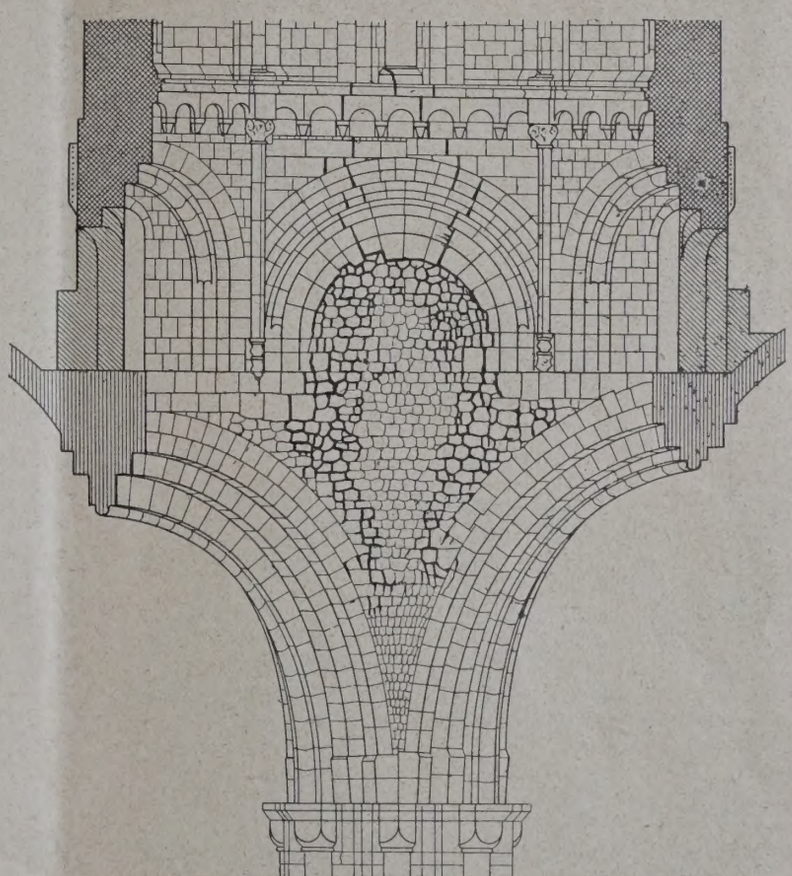


Abb. 13. Zerstörungen an den Gurtbögen und den Übergangszwickeln des Westturms (Eckansicht).

zurückzuführen sind und zwar insbesondere darauf, daß die Pendentifbogen diese Überlastungen an besonders ungünstigen

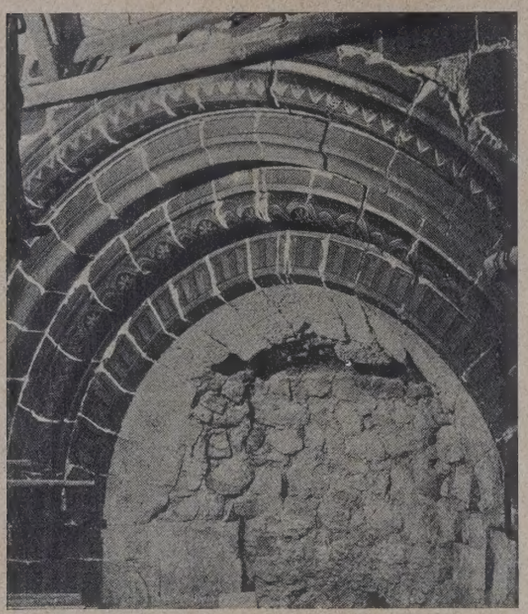


Abb. 14. Abgerissenes Zwickelmauerwerk an den Übergangsstellen (Pendentifs).

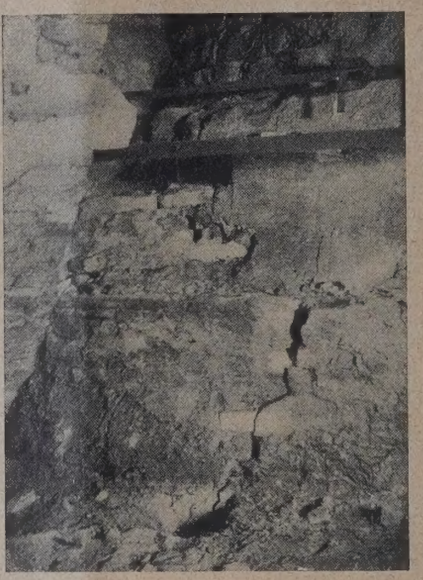


Abb. 15. Äußerer Riß im Übergangszwickel vom Dachraum aus gesehen.

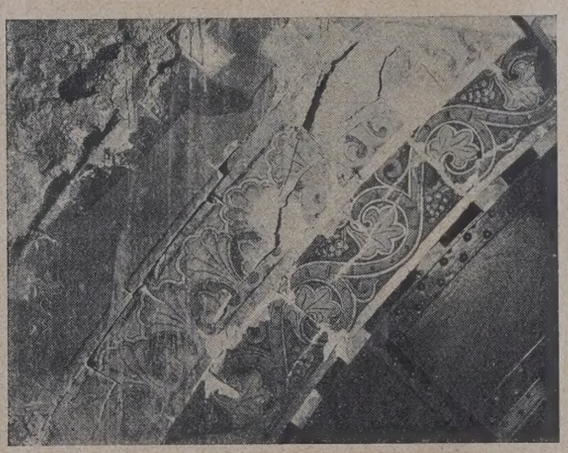


Abb. 16. Zerstörter Gurtbogen mit eingebautem Eisengerüst.

Abb. 17. Einpressen von Zementmörtel (Injektion).

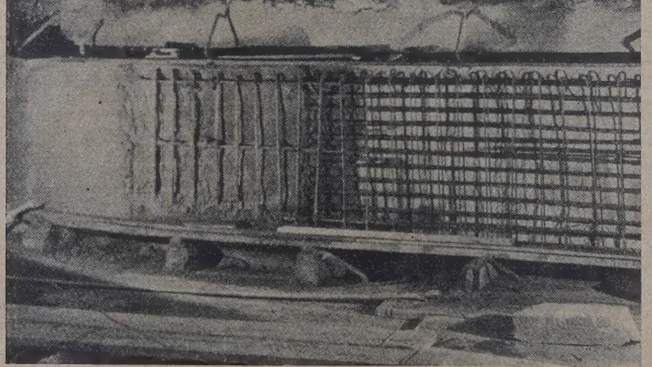


Abb. 18. Ausführung des Eisenbetonankers in Tambourhöhe durch Torkretierung.

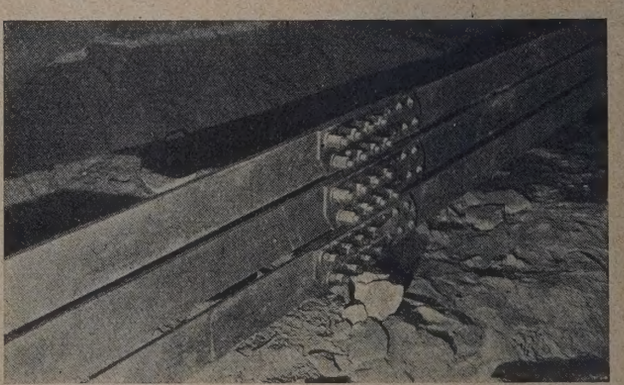


Abb. 19. Hauptanker des Westchores aus dreifachem Flacheisen.

Stellen auf die Vierungsgurtbögen übertragen haben. Das Mauerwerk der Pendentifzwickel war infolge der schlechten Beschaffenheit und infolge seiner starken muschelartigen Auswölbung nicht in der Lage, die Pendentifbogen und somit die Vierungsgurtbögen zu entlasten.

Es ist verständlich, daß nach Feststellung der großen Gefahr ernstlich die Frage erwogen wurde, ob der Turm noch zu erhalten sei. Da, wie bereits beschrieben, der obere Turmteil vollständig in Ordnung ist und auch die Vierungspfeiler stark genug sind, die gesamte Turmlast (etwa 12 000 t einschl. Eigengewicht der Pfeiler) zu tragen, so wurde mit allen zur Verfügung stehenden Mitteln die Erhaltung des Turmes angestrebt.

Um die Gefahr eines Einsturzes zu vermindern, wurden vorerst auf Grundlage statischer Untersuchungen einige Notsicherungen raschmöglichst durchgeführt. Zunächst erfolgte die Einrüstung der Vierungsgurtbögen mit eisernen Lehrbögen, die lediglich als Notgerüste den Zweck haben, während der Durchführung der Sicherungsarbeiten die stark zerstörten Gurtbögen teilweise zu entlasten. Gleichzeitig wurde das zerstörte und zerrissene Eck- und Zwickelmauerwerk durch Einpressen von Zementmörtel unter 3—5 at. Druck wieder in tragfähigen Zustand versetzt und ferner in Höhe der Tambourbögen ein Eisenbetonanker ausgeführt, um ein weiteres Ausweichen der Turmwände in Tambourhöhe zu vermeiden.

Abb. 16 stellt ein Stück eines Gurtbogens mit bereits unterbautem Eisengerüst dar. Die Ankeilung zwischen Bogen und Eisengerüst erfolgte durch trockene alte Eichenholzkeile. Abb. 17 zeigt das Einpressen des Zementmörtels (Injektion), zu welchem Zweck Bohrlöcher von etwa 1,5 m Tiefe mit pneumatischen Bohrgeräten hergestellt wurden, um eine möglichst vollkommene Ausfüllung des Mauerwerkes zu erzielen.

Auf Abb. 18 ist ein Stück des in Ausführung befindlichen Eisenbetonankers in Tambourhöhe zu sehen, vor dessen Umlegen zunächst das alte Mauerwerk ausgespritzt wurde. Die Einbetonierung der Rundeisen dieses Ankers erfolgte durch

Torkretierung in vier Schichten. Sowohl für das Einpressen des Zementmörtels als auch für die Torkretierung des Tambourankers wurde hochwertiger Zement Dyckerhoff-Doppel verwandt, um auch diese Arbeit nach Möglichkeit beschleunigen zu können. Für die Einpressungen wurde ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement : 1 Teil Sand bis 1½ mm Korngröße und für die Torkretierung des Ankers ein Mischungsverhältnis von 1 Teil Zement : 3 Teilen Kiessand bis 10 mm gewählt.

Abb. 19 zeigt ein Stück des dreifachen Flacheisenankers, der als Hauptanker um Westchor und Westturm gelegt ist, um die Dachschübe des schweren Chordaches aufzunehmen. Auch dieser Anker wird später durch Betonumhüllung vor Rosten geschützt.

Die Ausführung dieser ersten Notsicherungen des Westturmes ist Ende Februar zum Abschluß gekommen, so daß dann die endgültigen Sicherungsarbeiten des Westturmes in Angriff genommen werden konnten. Diese umfassen die Unterfangung der schwer belasteten Turmfundamente, die Ausführung noch weiterer verschiedener Anker und insbesondere den Ersatz der abgerissenen Übergangszwickel durch Zwickelkonstruktionen in Eisenbeton, die so ausgebildet werden, daß die Abstützung der über Eck stehenden Achteckseiten

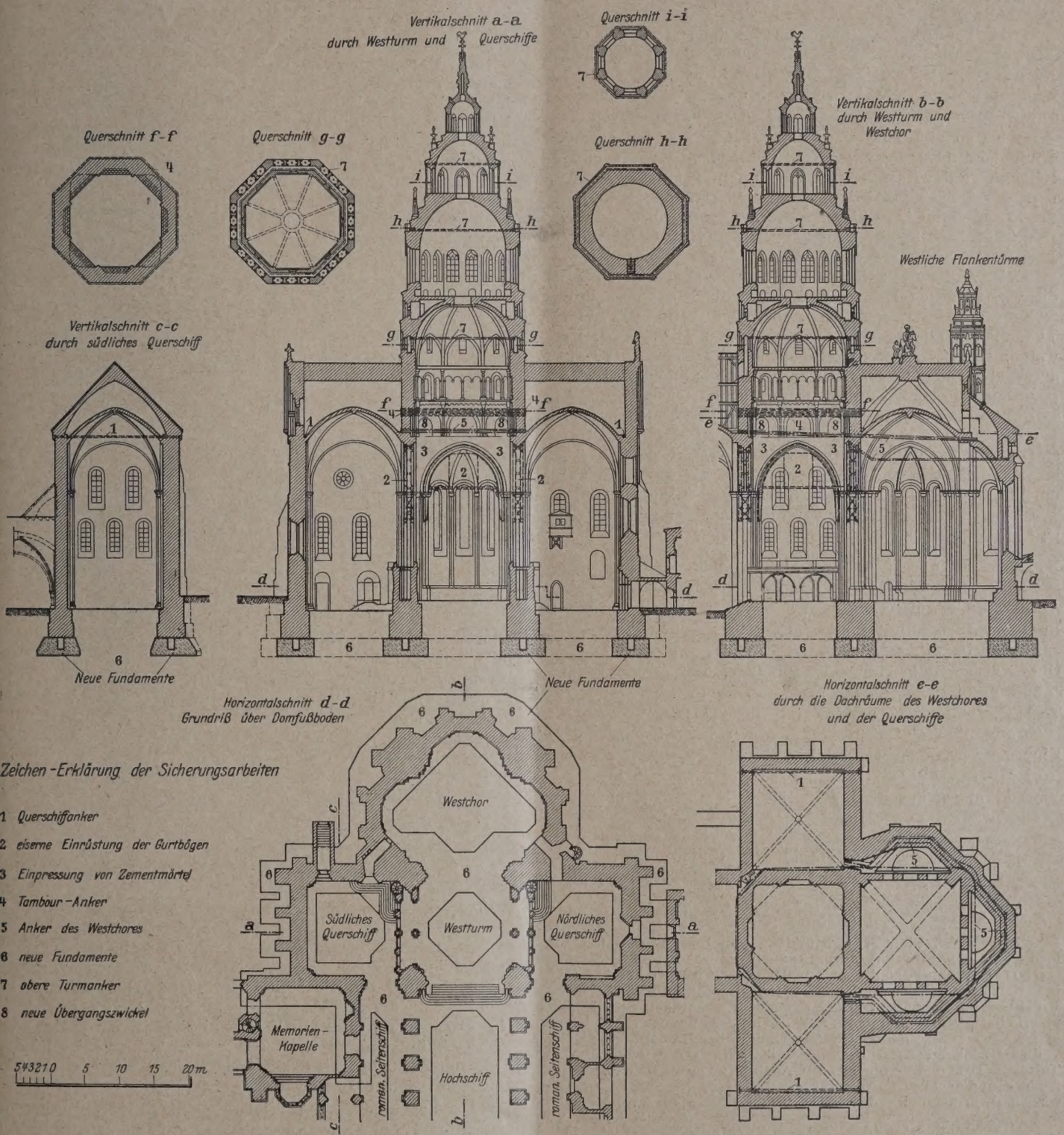


Abb. 20. Westgruppe mit Sicherungsarbeiten.

auf die Vierungspfeiler gewährleistet ist, und somit die gefährliche Überbelastung der Gurtbögen beseitigt wird. Da es sich hier auch um eine sehr wichtige kunsthistorische und baukünstlerische Frage handelt, wird die endgültige Lösung in Verbindung und Übereinstimmung mit dem der Dombauleitung für solche Fragen zur Seite stehenden Ausschuß des Denkmalrats entschieden. Nach der Durchführung dieser Arbeiten können dann auch die Gurtbögen teils durch die Auswechslung von Steinen, teils durch Einpressungen bzw. Ausspritzen mit Zementmörtel wieder in tragfähigen Zustand versetzt werden. Dann sollen die unter die Gurtbögen gesetzten eisernen Notgerüste wieder entfernt werden.

Abb. 20 gibt eine Darstellung sämtlicher für die Westgruppe in Frage kommenden Sicherungsarbeiten mit der Reihenfolge der Ausführung. Zur Durchführung der restlichen und schwierigsten Arbeiten an der Westgruppe mußte jetzt der Dom ganz geschlossen werden, um diese Arbeiten möglichst beschleunigen zu können und jede Gefahr für die Besucher auszuschließen.

Die Außenwände des Hochschiffes haben durch die verschiedenen Brände und durch die Witterungseinflüsse außerordentlich stark gelitten, so daß diese Wände auf eine Tiefe bis zu etwa 25 cm und mehr nahezu vollständig zerstört waren. Um diese Außenwände mit möglichst geringem Kostenaufwand wieder in tragfähigen und widerstandsfähigen Zustand zu versetzen, wurden die Fugen und Löcher durch Ausspritzen mit Zementmörtel (Torkretierung) ausgefüllt und soviel Mörtelschichten aufgetragen, bis die ursprüngliche Mauerstärke mit Architekturprofilen wieder erreicht war. Der Torkretbeton der Wände ist in seinen oberen Flächen rauh gehalten, um ihn später mit einem Deckputz versehen zu können.

Nachstehend wird noch ein Überblick über die Arbeitsleistungen im Jahre 1925 gegeben:

Erdausschachtung unter den alten Fundamenten im Stollenbetrieb	7 000 m³
Abfuhr des Erdmaterials	10 000 Einspänner
Fundamentbeton unter den alten Fundamenten im Stollenbetriebe	6 500 m³
Unterirdische Stollen unter den Fundamenten und Verbindungsstollen	450 m
Torkretierung mit Zementmörtel von 5 bis 20 cm Stärke	850 m²
Einpressen von Zementmörtel in Mauerwerk in 310 Bohrlöcher	9 700 Liter
Verankerungen aus Eisen und Eisenbeton	290 m
Eiserne Einrüstung der Gurtbögen des Westturmes	90 t
Außen- und Innenrüstungen	4 800 m²
Arbeiterbeschäftigung durchschnittlich	150 Mann,

wovon die Hälfte aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge.

Diese umfangreichen Leistungen konnten bei den vorliegenden schwierigen Verhältnissen nur durch die zielbewußte Zusammenarbeit aller Beteiligten, der Bauherrschaft, Bauleitung, Unternehmer und Arbeiter, erreicht werden. Dombaumeister Prof. Becker sorgte für die Feststellung der Schäden in Verbindung mit der Baugeschichte und die Wahrung der künstlerischen Interessen, Bauleiter Knopp für eine rasche und fachgemäße baupraktische Ausführung der Sicherungsarbeiten auf der Grundlage der vom Verfasser bearbeiteten statischen Berechnungen und konstruktiven Unterlagen. Caritasdirektor Strempel, Mainz, vertrat als Bevollmächtigter des Bischofs von Mainz und des Domkapitels die Bauherrschaft und hatte ferner die rechtzeitige Beschaffung der Geldmittel übernommen, eine Aufgabe, die bei den wirtschaftlichen Schwierigkeiten des verflossenen Jahres nicht leicht war. Besonders wertvoll war auch die einmütige Zusammenarbeit in finanzieller und technischer Hinsicht mit den Herren der Ministerien und des Denkmalrates. Ferner sei auch aller derjenigen gedacht, die sich für die Bereitstellung und Hergabe der Mittel eingesetzt haben.

Die Ausführung der Arbeiten erfolgte durch die nachstehend genannten Firmen:

Erd-, Unterfangungs- und sonstige allgemeine Bauarbeiten durch ein Baukonsortium der Mainzer Firmen O. Hauswald, Ph. Mertens, Schmidt & Brandel;

Spezialarbeiten, insbesondere Torkretierung und Injektion, durch die Fa. Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rhein;

Herstellung und Einbau der eisernen Notgerüste durch die M. A. N., Werk Gustavsburg

Ausführung der Flacheisenanker durch die Firma J. Römheld, Mainz.

Möge die gleiche einmütige Zusammenarbeit und vor allen Dingen die Bereitstellung der noch weiter erforderlichen Geldmittel die Durchführung der restlichen Arbeiten ohne Unterbrechung ermöglichen, so daß bis Ende dieses Jahres das gesamte Bauwerk in allen seinen tragenden Teilen als vollständig gesichert gelten kann. Das ist die Hoffnung und das Ziel aller Mitarbeitenden, denn es gilt, einen der bedeutendsten deutschen Dome als hervorragendes Denkmal deutscher Kunst und deutscher Kultur am schönen deutschen Rhein der gesamten Kulturwelt zu erhalten.

„HETCH HETCHY", DIE NEUE WASSERVERSORGUNGSANLAGE UND DAS ELEKTRISCHE KRAFTWERK DER STADT SAN FRANCISCO U. S. A.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Seit der Gründung San Franciscos durch kalifornische Goldgräber im Jahre 1847 ist die Stadt, die jetzt etwa 600 000 Einwohner zählt, mehrmals von Erdbeben und Feuersbrünsten heimgesucht worden. Im Jahre 1906 zerstörte ein heftiges Erdbeben im Zusammenwirken mit einem gewaltigen Schadenfeuer innerhalb weniger Stunden große Teile der Stadt. Die Hauptursache der außerordentlichen Ausdehnung der Katastrophe war die völlige Unzulänglichkeit der städtischen Wasserversorgung. Diese Tatsache gab den unmittelbaren Anstoß zu der besonders großzügigen und technisch hervorragenden Anlage, die zur Zeit gebaut wird und im nachfolgenden näher beschrieben werden soll.

Durch die Kommunalverwaltungen „San Francisco City and County" wurde kurz nach dem Erdbeben im Jahre 1906 grundsätzlich beschlossen, die Stadt mit einer zeitgemäßen und für absehbare Zukunft absolut ausreichenden Wasserversorgungsanlage zu versehen. Von diesem Zeitpunkt an wurden sofort energische Arbeit eingesetzt und große Summen Geldes aufgewendet, um das günstigste Entnahmegebiet zu finden und in den Besitz der Stadt zu bringen, sowie um die zweckmäßigste und wirtschaftlich vorteilhafteste Planung des ganzen Unternehmens festzustellen. Der eingesetzte Sachverständigenausschuß kam nach umfangreichen Voruntersuchungen und vergleichenden Kostenanschlägen zu dem Ergebnis, daß der in Yosemite Nationalpark in Sierra Nevada gelegene Fluß Tuolumne hinsichtlich der Ergiebigkeit seines Abflußgebietes und seiner verhältnismäßig leichten Aufstauungsmöglichkeit die leistungsfähigste und wirtschaftlich günstigste Anlage zu geben versprach.

Der Lageplan, Abb. 1, zeigt die Örtlichkeit des Entnahmegebiets und die Trasse der etwa 282 km langen Transportleitung. Das mit Schraffurumrandung angedeutete Niederschlaggebiet des oberen Teiles des Tuolumne Rivers und seiner Nebenflüsse Eleanor Creek und Cherry Creek wird durch das Projekt ganz erfaßt. Die Bauarbeiten, die bei Ausbruch des Krieges im vollen Gange waren, sind in der Folge unter dem Einfluß der Kriegsereignisse ziemlich vernachlässigt worden. Erst nach Kriegsende wurden sie wieder energisch weitergefördert; man nimmt an, daß die gesamte Anlage,

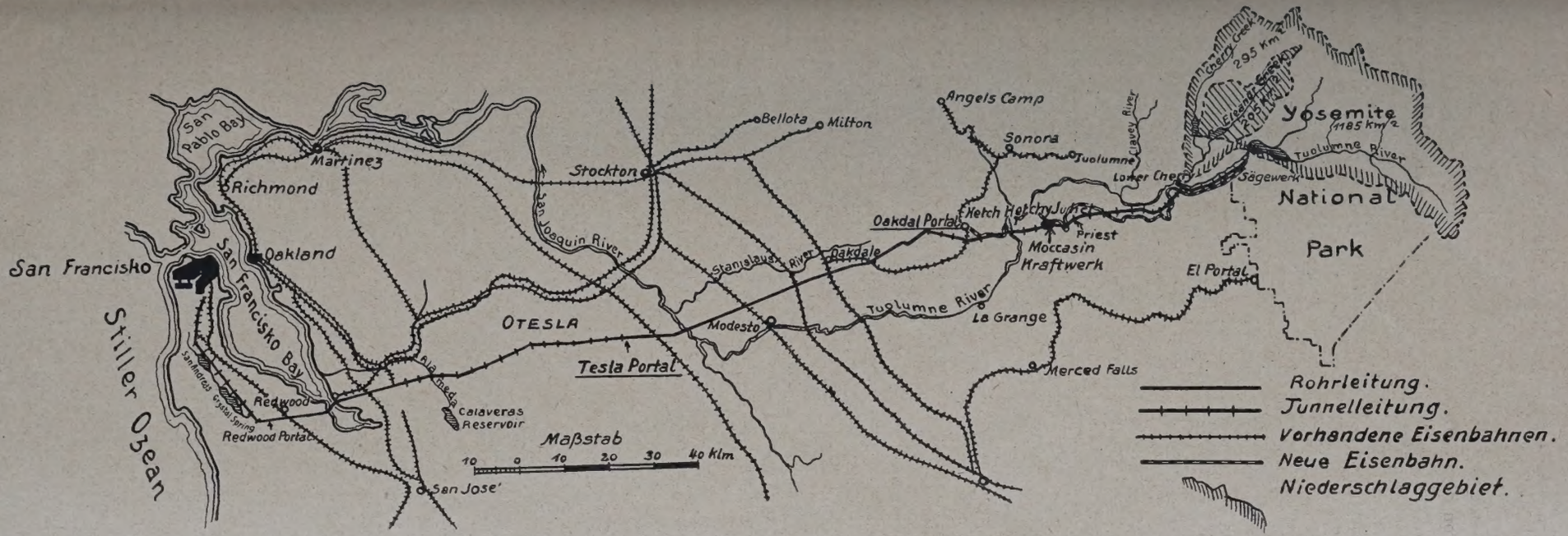


Abb. 1. Lageplan.

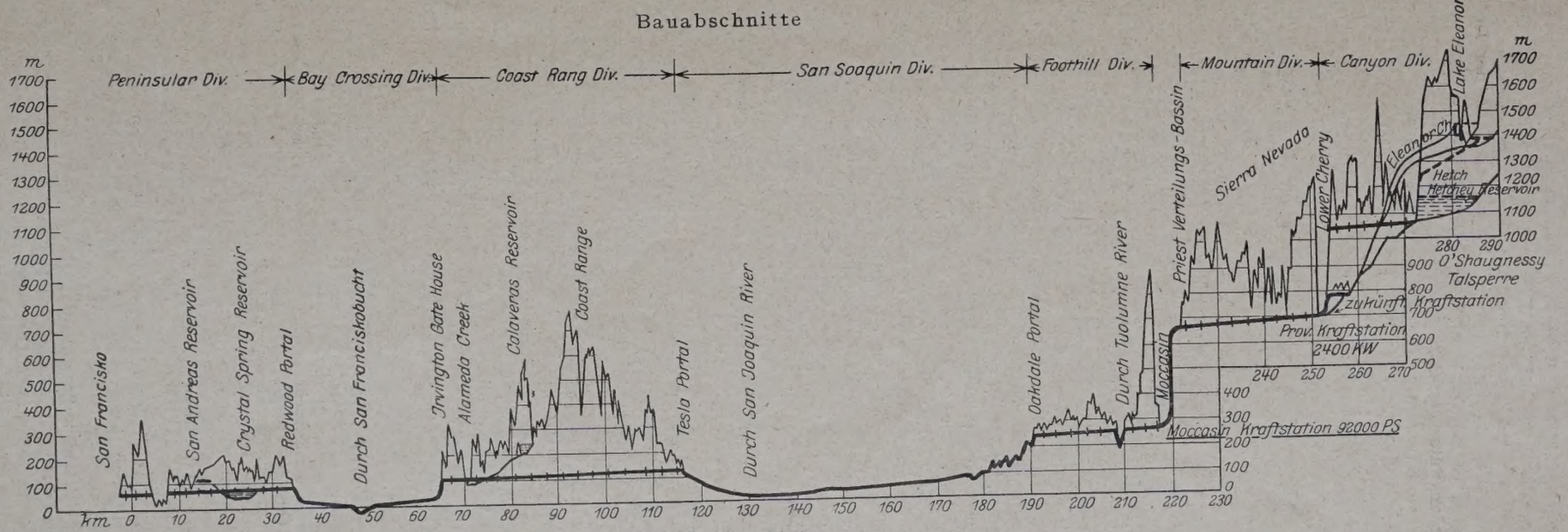


Abb. 2. Längsschnitt.

die den Namen „Hetch Hetchy" erhielt, im Jahre 1929 fertiggestellt sein wird.

„Hetch Hetchy" ist so bemessen, daß die Anlage täglich etwa 1,4 Milliarden Liter Wasser abführen kann. Rechnet man mit einem Tagesverbrauch auf den Einwohner von 450 l, ergibt sich, daß die Wasserversorgungsanlage für eine Bevölkerungszahl San Franciscos von etwa 3 Millionen ausreicht. Die Staubecken werden so groß angelegt, daß sie das erwähnte Quantum dauernd auch dann liefern können, wenn sechs außergewöhnlich trockene Jahre unmittelbar aufeinander folgen sollten, eine Annahme, die sehr ungünstig ist, da bislang geschlossene Trockenperioden von höchstens drei Jahren beobachtet worden sind.

Der Bau wird zu gleicher Zeit in acht Arbeitsabschnitten (Divisions), die in dem Längsschnitt, Abb. 2, angegeben sind, gefördert. Bei „Hetch Hetchy", ungefähr 1100 m über dem Meeresspiegel, wird im Tuolumne River eine Staumauer (O'Shaugnessy-Talsperre) von vorläufig 104 m Höhe über Talsohle und einem Fassungsvermögen von etwa 300 Millionen m³ errichtet. Sie erhält einen so breiten Querschnitt, daß sie später ohne Verstärkung um 26 m durch Aufbau erhöht werden kann, wodurch der Staubeckeninhalt auf etwa 510 Millionen m³ vergrößert wird. Die Talsperre, die den Namen ihres Konstrukteurs, des Ingenieurs O'Shaugnessy, trägt, ist fertiggestellt. Ihre Länge, in der Krone gemessen, beträgt bei dem vorläufigen Ausbau 183 m, später, nach Erhöhung um 26 m, im ganzen 275 m. Sie enthält 478 000 m³ Beton 1:3:5 (cyclopean concret) und ist in Bogenform (Halbmesser 214 m) ausgeführt. In zwei Nebenflüssen, Eleanor Creek und Cherry Creek, wurden ebenfalls Staumauern eingebaut, und zwar im erstgenannten Fluß am Eleanorsee eine Staumauer, deren Becken zunächst 32 Millionen m³ fassen wird. Durch späteren Aufbau auf die Staumauer soll der Beckeninhalt auf 227 Millionen m³ erhöht werden können. Schließlich wird in Cherry Creek eine Staumauer errichtet, die sofort in voller Höhe ausgeführt wird, also später nicht vergrößert werden soll, und durch die 82 Millionen m³ Wasser zur Aufspeicherung gelangen. Bei diesen Nutzwasserbecken findet meistens ein allmähliches Ansammeln des Wassers für die Verwertung zur Wasserversorgung San Franciscos und zu wirtschaftlichen Zwecken statt. Die Speisungsflüsse und Bäche sind ihrer Örtlichkeit und ihrem Gefälle nach ziemlich wilder Natur, so daß auch mit einem plötzlichen Ansturm der Fluten zu rechnen ist. Hierauf mußte bei der Wahl der Bauart besondere Rücksicht genommen werden.

Wie die Überschrift dieses Aufsatzes besagt, soll die Anlage „Hetch Hetchy" nicht nur der Wasserversorgung San Franciscos dienen, sondern auch für die Belieferung der Stadt und der umliegenden Landdistrikte mit elektrischer Kraft ausgebaut werden. Vorläufig soll bei „Lower Cherry" ein provisorisches Kraftwerk gebaut werden. Später, sobald der Bedarf wächst, wird das gesamte Abflußwasser von der O'Shaugnessy-Talsperre durch einen 19 km langen Tunnel bis „Lower Cherry" geleitet, wo eine endgültige Kraftstation auf Höhenkurve 700 m errichtet werden wird, die 60 000 PS elektrischer Energie dauernd liefern soll. Von hier soll das Abflußwasser nach erfolgter Ausnutzung der Fallhöhe weiter durch einen 29 km langen Tunnel nach dem Verteilungsbassin bei „Priest" geleitet werden, das auf einer Höhe über dem Meeresspiegel von 662 m liegen wird. Von diesem Bassin sollen 4 parallele Druckrohrleitungen von je etwa 1 m Durchmesser zu der geplanten Moccasin-Kraftstation auf Höhenkurve 271 führen, die für eine Dauerleistung von 92 000 PS eingerichtet werden wird. Damit sind aber bei weitem nicht alle Fallhöhen auf der 282 km langen Strecke ausgenutzt. Durch restlose Ausnutzung aller Gefälle kann man zu den bereits erwähnten Kraftwerken noch weitere Anlagen gleicher Art mit einer Gesamtleistung von etwa 190 000 PS ausführen. Der Bedarf San Franciscos an elektrischer Energie ist gegenwärtig etwa 360 Millionen kWh und verteilt sich wie folgt: Straßen- und Vorortbahnen 63,6%, Straßenbeleuchtung 2,23%, Privatbeleuchtung einschließlich kleinerer Kraftversorgung 30,62% und Verschiedenes 3,55%.

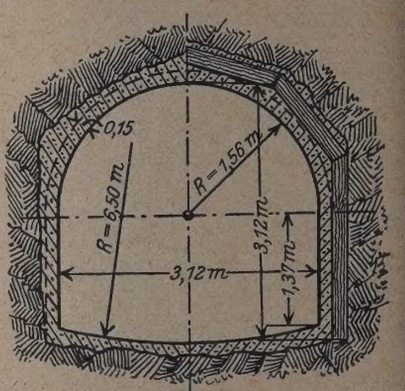


Abb. 3. Tunnelquerschnitt.

Für die Anlage „Hetch Hetchy" wird eine besondere Eisenbahn gebaut, die im Orte „Hetch Hetchy Junct" an die Sierra Railway angeschlossen wird und bis zur O'Shaugnessy-Talsperre führt (s. Abb. 1). Diese soll nicht nur dazu dienen, während der Bauzeit die Arbeiter und Baustoffe zu befördern, sondern bleibt auch nach Fertigstellung des Baues als endgültige Bahn für den Personen- und Güterverkehr bestehen. Dem bergigen Gelände entsprechend und zur Herabsetzung der Baukosten sind für diese Bahn Steigungen bis zu 4% zugelassen worden.

Die Gesamtlänge der Leitung von O'Shaugnessy bis San Francisco beträgt 282 km. Davon entfallen auf Tunnelstrecken 170 km und auf Rohrleitungen, die an verschiedenen Stellen, insbesondere an der Kreuzungsstelle mit der San-Francisco-Bucht, gedückert werden, 112 km. Der Tunnelquerschnitt ist in Abb. 3 gezeigt.

Zur Finanzierung des gewaltigen Unternehmens, das auf 45 Millionen Dollar veranschlagt worden ist, gibt San Francisco City and County 45 000 Schuldscheine zu je 1000 Dollar aus, die mit 4½% verzinst und bis zum Jahre 1964 eingelöst werden.

DIE BEANSPRUCHUNGEN BIEGUNGSFESTER SCHORNSTEINFUNDAMENTE.

Von Dr. Ing. H. Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Die Spannungsverhältnisse in biegungsfesten Schornsteinfundamenten unter senkrechten Lasten werden erörtert und Tabellen für die wichtigsten Werte an Stelle des bisher üblichen, nicht zutreffenden Verfahrens gegeben.

Schornsteinfundamente werden in neuerer Zeit häufig zum Zwecke der Baustoffersparnis als vieleckige Eisenbetonplatte ausgeführt; bei den diesem Baustoff eigentümlichen geringen Abmessungen hat man auch auf die Biegungsbeanspruchungen zu achten. Wir legen nun unseren Betrachtungen eine kreisförmige Platte zugrunde; die Verhältnisse der meist als regelmäßiges Vieleck ausgeführten Fundamentplatten sind damit genügend genau erfaßt. Die Bodenpressungen infolge zentrischer Belastung durch Eigengewicht nehmen wir als über die ganze Ausdehnung des Fundaments gleichmäßig verteilt an. In Wirklichkeit nehmen dieselben nach dem Rande hin ab; nach den Ergebnissen der Theorie des Trägers auf elastischer Bettung sowie der Theorie der elastisch gelagerten Kreisplatte von Hertz ist diese Wirkung um so geringer, je stärker die Platte und je nachgiebiger der Boden ist. Statisch stellt sich daher das Fundament dar als Kreisplatte konstanter Dicke vom Radius r mit einer gleichmäßig verteilten Flächenlast p über ihre ganze Ausdehnung und einer längs eines Kreises vom Radius αr angreifenden Linienlast, die jener das Gleichgewicht hält; ein etwa auftretender elastischer Verdrehungswiderstand bei $\xi = \alpha$ infolge monolithischer und durch Anschlußeisen gesicherter Verbindung mit dem Schaft eines Eisenbetonschornsteins ist gering und bleibt, zumal bei gemauerten Schornsteinen diese Wirkung nicht vorhanden ist, außer Betracht.

Innerhalb der Gültigkeitsgrenzen, wie sie durch die Anwendbarkeit der Plattentheorie überhaupt gegeben sind, kann daher die Lösung ohne weiteres auf Grund der besonderen Vereinfachungen, die sich in der Theorie der Kreisplatten ergeben, angegeben werden.

Die Anwendung der Plattentheorie ist notwendig, weil durch die gekennzeichnete Belastung die Kreisplatte in eine doppelt gekrümmte, nämlich eine Rotationsfläche, übergeführt wird, so daß die gewöhnliche Balkentheorie nicht mehr gültig bleibt. Infolge der doppelten Krümmung treten auch Biegungsspannungen in allen möglichen Richtungen auf, von denen im allgemeinen diejenigen in radialer und tangentialer Richtung für die Betrachtung genügen.

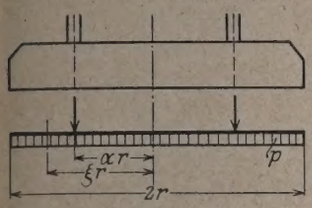


Abb. 1.

Wir verweisen hierzu auf das Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Auflage, V. Band, Seite 131, wo diese Rechnung von Dr.-Ing. Dr. Lewe bereits, wenn auch in anderem Zusammenhange, durchgeführt ist. Nennt man μ, den reziproken Wert der Querkontraktionskonstanten, so ist nach Lewe das radiale Biegungsmoment, d. h. das Moment der in radialer Richtung wirkenden Biegungsspannungen, bezogen auf die Längeneinheit des betrachteten Schnitts, zunächst innerhalb des Lastkreises, also im Bereich $0 < \xi < \alpha$

1) $$M_{ri} = \frac{p\,r^2}{16}(3+\mu)\,\xi^2 - 4(1+\mu)\ln\alpha - (1+3\mu) - 2(1-\mu)\,\alpha^2,$$

wobei Momente, denen oben Druckspannungen entsprechen, positiv gezählt werden. Die radialen Momente im äußern Bereich $\alpha < \xi < 1$ sind:

2) $$M_{ra} = \frac{p\,r^2}{16}(3+\mu)(\xi^2-1) - 4(1+\mu)\ln\xi + 2(1-\mu)\,\alpha^2\,\frac{1-\xi^2}{\xi^2}.$$

Die tangentialen Biegemomente, d. h. die in tangentialer Richtung auf radiale Schnittflächen wirkenden Spannungsmomente sind für $0 < \xi < \alpha$:

3) $$M_{ti} = \frac{p\,r^2}{16}(1+3\mu)(\xi^2-1) - 4(1+\mu)\ln\alpha - 2(1-\mu)\,\alpha^2,$$

sowie für $\alpha < \xi < 1$:

4) $$M_{ta} = \frac{p\,r^2}{16}(1+3\mu)\,\xi^2 - 4(1+\mu)\ln\xi - 2(1-\mu)\,\alpha^2\left(\frac{1}{\xi^2}+1\right) + (1-5\mu).$$

Im Handbuch für Eisenbetonbau 3. Aufl., XIII. Band, S. 597 ff, Kapitel über Schornsteinbau, wird dagegen folgendes Verfahren zur Ermittlung der radialen Momente unter der Lastangriffslinie, d. h. für $\xi = \alpha$, eingeschlagen: Für einen Sektor von der Breite d φ, Abb. 2, ist sowohl die Größe als auch der Angriffspunkt (Trapezschwerpunkt) der von unten nach oben wirkenden Belastung bekannt, so daß ihr Moment in bezug auf die Tangente im Querschnitt $\xi = \alpha\,r$ bestimmt werden kann. In den radialen Schnittflächen von der Länge $(1-\alpha)\,r$ sind keine Kräfte angesetzt. Hierbei wird das Biegemoment, bezogen auf die Längeneinheit, erhalten zu

5) $$M'_{r_\alpha} = \frac{p\,r^2}{6\alpha}(2+\alpha)(1-\alpha)^2.$$

Wie die vorher skizzierte Berechnung auf Grund der Plattentheorie zeigt, sind aber die radialen Schnitte nicht spannungsfrei, sondern erhalten tangentiale Biegungsspannungen, so daß die zur Gleichung (5) führenden Voraussetzungen nicht erfüllt sind. Das Verfahren geht eben fälschlich von einer durch sehr viele radiale Schnitte in lauter Sektoren zerschlitzten Platte aus[1]). Selbstverständlich hat aber eine Kreisplatte eine viel größere Tragfähigkeit als eine Vielheit lose nebeneinander liegender Sektoren, und das genannte Verfahren bedarf der Richtigstellung um so mehr, als es in einem angesehenen Nachschlagewerk veröffentlicht ist und dadurch Anspruch auf Geltung hat.

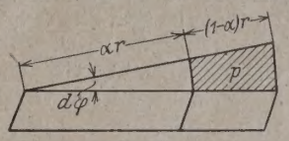


Abb. 2.

Um zunächst eine Vorstellung von dem wahren Verlauf der Biegungsmomente zu geben, sind für den häufig vorkommenden Fall $\alpha = 0{,}5$ — Fundamentdurchmesser = doppelter Schornsteindurchmesser — unter Annahme $\mu = 0$, also mangelnder Querkontraktion, die Momente $M_r\xi$ und $M_t\xi$ aus den Gleichungen (1) bis (4) ermittelt und in Abb. 3 aufgetragen.

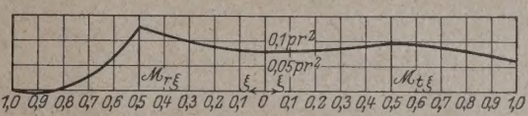


Abb. 3.

Beide haben ihren Höchstwert bei $\xi = 0{,}5$, d. h. unter der Last, und behalten ihre Vorzeichen auch im mittleren Plattenteil, da der Einfluß der äußeren Auskragung überwiegt.

Für die Bemessung wird es im allgemeinen genügen, die Momente in Plattenmitte, $\xi = 0$, unter der Last, $\xi = \alpha$, und am Plattenrande, $\xi = 1$, zu kennen; hierbei ist noch zu beachten, daß in Plattenmitte aus Gründen der Kreissymmetrie die radialen und tangentialen Beanspruchungen dieselben sind, sowie daß die Radialmomente im Plattenrande verschwinden. Um ein jedesmaliges Berechnen dieser Größen überflüssig zu machen, sind die Werte M_0, $M_{r\alpha}$, $M_{t\alpha}$ und M_{t_1} aus den Gleichungen (1) bis (4) errechnet und in Abb. 4 als Funktion von α aufgetragen; ferner sind die aus der unrichtigen Gleichung (5) sich ergebenden Werte dargestellt; wie man sieht, beträgt M'_{r_α} teilweise das Doppelte des richtigen Wertes und mehr; das Verfahren bedingt daher eine erhebliche Materialvergeudung, die um so mehr vermieden werden sollte, als die Berechnung nach der Plattentheorie bei Benutzung der gegebenen Tafel keinen größeren Zeitaufwand verursacht.

		$\alpha = 0$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
$M_{r\alpha}$	$m = \infty$	$+\infty$	+0,514	+0,342	+0,244	+0,177	+0,126	+0,088	+0,057	+0,033	+0,014	0	$\times\, pr^2$
	$m = 2$	$+\infty$	+0,711	+0,454	+0,310	+0,213	+0,142	+0,092	+0,059	+0,028	+0,010	0	,,
$M'_{r\alpha}$	—	$+\infty$	+2,83	+1,173	+0,626	+0,360	+0,208	+0,160	+0,058	+0,023	+0,004	0	,,
$M_{t\alpha}$	$m = \infty$	$+\infty$	+0,513	+0,337	+0,233	+0,157	+0,095	+0,043	−0,004	−0,047	−0,087	−0,125	,,
	$m = 2$	$+\infty$	+0,710	+0,451	+0,304	+0,202	+0,127	+0,069	+0,023	−0,013	−0,042	−0,063	,,
M_{t1}	$m = \infty$	+0,125	+0,124	+0,115	+0,103	+0,085	+0,063	+0,035	+0,003	−0,035	−0,078	−0,125	,,
	$m = 2$	+0,063	+0,062	+0,058	+0,052	+0,043	+0,032	+0,018	+0,002	−0,018	−0,039	−0,063	,,
M_0	$m = \infty$	$+\infty$	+0,513	+0,334	+0,228	+0,147	+0,079	+0,021	−0,035	−0,087	−0,138	−0,187	,,
	$m = 2$	$+\infty$	+0,709	+0,445	+0,290	+0,177	+0,088	+0,013	−0,054	−0,113	−0,168	−0,219	,,

Abb. 4.

[1]) Die auf Seite 559 und 560 a. a. O. gegebene Berechnung mit Rücksicht auf den nach dem Rande abnehmenden Bodendruck sowie der unsymmetrischen Beanspruchung infolge Winddruck beruht auf der gleichen Annahme und ist daher ebenfalls abzulehnen.

VERSUCHE ÜBER DAS HAFTEN VON TONERDEZEMENTMÖRTEL AUF PORTLANDZEMENTMÖRTEL.

Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen.

Über die Schwierigkeiten, mit denen die Emschergenossenschaft bei der Verwendung von Beton im Industriebezirk zu kämpfen hat, ist des öfteren berichtet worden. Die Zerstörungserscheinungen sind in fast allen Fällen auf sulfathaltige Wässer zurückzuführen, die durch Auslaugung von Halden- und Schlackenablagerungen entstanden sind[1]). Als Fachzeitschriften zu berichten wußten, daß Tonerdezementbeton widerstandsfähig gegen sulfathaltige Wässer sei, lag der Gedanke nahe, diesen Umstand auch im Emschergebiet nutzbar zu machen. Bedenklich war nur, daß — wenigstens bis jetzt — Tonerdezement ein nur aus dem Ausland zu beziehender Baustoff ist, und daß die Kosten ein Mehrfaches von denjenigen deutschen Zements ausmachen. Deshalb wurde erwogen, den Kern von Betonbauwerken aus deutschem Zement zu bilden und nur einen Panzer aus Tonerdezement zu verwenden. Dem aber standen angebliche Erfahrungen entgegen[2]), nach denen die Berührungsschicht von Tonerdezement — mit Portlandzementbeton zerstört worden war. Um hierüber Gewißheit zu erhalten, veranlaßte der Verfasser die Vornahme von Versuchen in der bautechnischen Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule in Karlsruhe, die durch Vereinbarung mit deren Leiter, Professor Dr. Probst, wie folgt durchgeführt wurden:

Hergestellt wurden 7 Serien von Achterzugkörpern, und zwar:

1. Achterzugkörper aus nur Tonerdezementmörtel. Herstellung nach den Normen.

2. Achterzugkörper aus nur Portlandzementmörtel. Herstellung nach den Normen.

3. Achterzugkörper zur Hälfte bestehend aus Tonerdezementmörtel, zur Hälfte aus Portlandzementmörtel. Die Herstellung erfolgte so, daß in der Mitte der Achterform ein Blechstreifen in die Form gestellt und sodann auf beiden Seiten dieses Blechstreifens der entsprechende Mörtel eingebracht wurde. Alsdann wurde der Blechstreifen herausgezogen, und der Versuchskörper wie üblich mit dem Hammerapparat eingeschlagen. Diese Herstellungsart würde etwa einem Vorsatzbeton der Praxis entsprechen.

4. Halbe Achterkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach drei Tagen durch Tonerdezementmörtel ergänzt. Die Herstellung erfolgte so, daß zunächst Achterzugkörper hergestellt wurden, die genau in der Mitte einen Pappestreifen erhielten, so daß sich die Hälften nicht verbinden konnten. Nach drei Tagen wurden die Hälften je für sich wiederum in eine Achterform gelegt; sodann wurde nach Entfernung des Pappestreifens die fehlende Hälfte durch Einbringen eines Tonerdezementmörtels mit Hilfe der Kalknormenspachtel angetragen. Dies würde etwa dem Aufbringen eines Putzes in der Praxis entsprechen. Die halben Achterformen wurden vor Aufbringen „des Putzes" in Wasser getaucht.

5. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach sieben Tagen durch Tonerdezementmörtel ergänzt. Die Herstellung erfolgte im übrigen wie bei Serie 4.

6. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach drei Tagen durch Portlandzementmörtel ergänzt. Die Herstellung wie bei Serie 4.

7. Halbe Achterzugkörper aus Portlandzementmörtel wurden nach sieben Tagen durch Portlandzementmörtel ergänzt. Die Herstellung wie bei Serie 4.

[1]) Helbing u. Bach: Mitteilung über Beschädigungen von Betonbauwerken durch Grundwasser und Abwasser, Anlage zum Jahresbericht der Emschergenossenschaft 1918/19. Helbing u. Bach: Über Zerstörungen von Betonbauwerken durch Sickerwässer, Zentralblatt der Bauverwaltung 1919, Nr. 87. Helbing u. von Bülow: Chemische Angriffe auf Beton, Bauingenieur 1925, Nr. 3.

[2]) Schlechte Erfahrungen mit Ciment fondu, Electric Railway Journal 24, Bd. 63, Heft 16.

Das Mischungsverhältnis beider Zemente war 1 : 3 unter Zusatz von 8,9% Wasser. Sämtliche Versuchskörper wurden in feuchter Luft gelagert. Die Zugfestigkeit wurde 7 und 28 Tage nach Herstellung der Versuchskörper geprüft. Die Ergebnisse im einzelnen waren:

	Nach: 7 Tagen	28 Tagen
Serie 1. (nur Tonerdezementmörtel)	29,2 kg/cm²	34,0 kg/cm²
	28,1 „	33,2 „
	33,3 „	34,6 „
	32,4 „	34,0 „
	33,1 „	34,7 „
	28,5 „	34,4 „
	26,0 „	34,4 „
	27,5 „	33,9 „
	28,2 „	34,8 „
	31,2 „	34,2 „
Mittel:	29,8 kg/cm²	34,2 kg/cm²
Serie 2. (nur Portlandzementmörtel)	26,7 kg/cm²	39,7 kg/cm²
	28,6 „	32,0 „
	26,3 „	31,5 „
	27,7 „	31,2 „
	30,2 „	32,0 „
	25,9 „	31,7 „
	27,2 „	30,1 „
	26,1 „	36,6 „
	25,4 „	39,7 „
	19,8 „	33,2 „
Mittel:	26,4 kg/cm²	33,8 kg/cm²
Serie 3. („Vorsatzmörtel")	12,9 kg/cm²	21,0 kg/cm²
	14,6 „	18,0 „
	15,4 „	18,5 „
	14,7 „	15,7 „
	15,8 „	15,0 „
	18,2 „	18,3
	18,5 „	19,9 „
	14,0 „	11,6 „
	18,4 „	11,1 „
	20,1 „	15,4 „
Mittel:	16,3 kg/cm²	16,5 kg/cm²
Serie 4. („Putz" aus Tonerdezementmörtel auf 3 Tage altem Portlandzementmörtel)	5,6 kg/cm²	4,2 kg/cm²
	4,2 „	4,5 „
	4,2 „	7,3 „
	4,2 „	6,4 „
	10,6 „	4,2 „
	4,2 „	4,2 „
	5,6 „	7,8 „
	8,5 „	5,9 „
	4,2 „	6,6 „
	6,5 „	4,2 „
Mittel:	5,8 kg/cm²	5,5 kg/cm²
Serie 5. („Putz" aus Tonerdezementmörtel auf 7 Tage altem Portlandzementmörtel)	4,2 kg/cm²	4,2 kg/cm²
	4,2 „	7,5 „
	4,2 „	4,5 „
	5,7 „	4,2 „
	7,7 „	4,2 „
	10,0 „	4,2 „
	6,2 „	4,0 „
	5,2 „	4,0 „
	6,3 „	— „
	5,8 „	— „
Mittel:	5,9 kg/cm²	4,6 kg/cm²

Serie 6.	12,9 kg/cm²	5,2 kg/cm²
(„Putz" aus Portlandzement-	4,6 „	19,0 „
mörtel auf ebensolchem 3	4,5 „	4,0 „
Tage alten Mörtel)	8,4 „	9,4 „
	4,5 „	9,8 „
	6,2 „	14,6 „
	8,0 „	10,6 „
	7,9 „	6,8 „
	5,9 „	4,0 „
	— „	4,6 „
Mittel:	6,3 kg/cm²	8,7 kg/cm²
Serie 7.	5,5 kg/cm²	5,8 kg/cm²
(„Putz" aus Portlandzement-	4,0 „	7,0 „
mörtel auf ebensolchem 7	4,0 „	10,7 „
Tage alten Mörtel)	4,0 „	4,0 „
	4,0 „	4,0 „
	4,0 „	4,0 „
	4,0 „	4,0 „
	4 0	4,0 „
	— „	4,0 „
	— „	4,0 „
Mittel:	4,4 kg/cm²	4,9 kg/cm²

Sämtliche Versuchskörper der Serien 3 – 7 rissen in der Stoßfuge. Auffallend sind die starken Verschiedenheiten der Festigkeit innerhalb der einzelnen Serien, die wohl auf die nicht zu vermeidenden Zufälligkeiten bei der Herstellung zurückzuführen sind. Die Versuche zeigen, daß Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel ebenso gut haftet, wie Portlandzementmörtel auf Portlandzementmörtel. Mithin scheint die Annahme gerechtfertigt, daß ein Schutzpanzer aus Tonerdezementputz einen Kern aus Portlandzementbeton schützen wird. Um noch einwandfreiere Ergebnisse zu bekommen, sollen weitere Untersuchungen in folgender Weise angestellt werden:

Auf Portlandzementbetonprismen von 10 . 10 . 30 cm wird allseitig Tonerdezementputz aufgebracht. Die Prismen werden alsdann in eine 2,5%ige Magnesiumsulfatlösung gebracht. Die Putzschicht soll 2,4 und 6 cm, das Mischungsverhältnis des Putzes 1 : 1, 1 : 2, 1 : 3 und 1 : 4, dasjenige des Portlandzementbetons 1 : 8 bei plastischer Konsistenz betragen. Nach ein-, zwei- und dreijähriger Lagerung werden die Prismen sowohl auf Strukturänderung als auch auf Festigkeit geprüft werden.

AUSSICHTS- UND LEUCHTTURM AUF DER VERKEHRSAUSSTELLUNG MÜNCHEN 1925.

Erbaut in Eisenbeton durch Firma Karl Stöhr, Baugeschäft für Hoch- und Tiefbau, München.

Jeder Besucher, der durch die beiden Haupteingänge das Gelände des Ausstellungsparkes auf der Theresienhöhe Münchens betritt, richtet unwillkürlich seinen Blick auf den im Jahre 1925 erbauten Aussichtsturm, der einfach und schlicht in seinem dunkelroten Gewande gen Himmel ragt.

An Flächenausmaß gering, nur 7,5 × 7,5 m auf der Außenseite, besitzt er doch die stattliche Höhe von 41 bzw. mit Aufbau 45,5 m, die durch 250 Stufen oder durch den elektrischen Aufzug, der die acht Stockwerke in wenigen Sekunden durcheilt, erreicht wird. Der Abschluß des Turmes wird gekrönt durch einen runden Aufbau, der ein Blinkfeuer von großer Reichweite in sich birgt.

Erbaut wurde der Turm in der kurzen Zeit von 40 Tagen vom 2. April bis 16. Mai 1925 aus Eisenbeton mit der geringen Betonwandstärke von 45 cm, sich verjüngend bis 25 cm. Ermöglicht wurde die schnelle Ausführung vor allem durch den hochwertigen Doppelzement der Portlandzementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart, der gestattete, das fertige Geschoß nach 4 bis 5 Tagen auszuschalen, um Schalung und Bolzung in den oberen Stockwerken wieder zu verwenden, so daß mit dem geringsten Verbrauch von Holz gearbeitet werden konnte.

Die erste Schwierigkeit ergab sich bei der Platzfrage, die allerdings zu ungunsten des Objektes in konstruktiver und statischer Hinsicht gelöst werden mußte. Der Platz, der aus architektonischen Gründen gewählt wurde, war vor etwa 25 bis 30 Jahren noch eine 10 bis 13 m tiefe Kiesgrube; sie wurde damals mit Bauschutt ausgefüllt. Angelegte 3 m tiefe Schürfgruben ergaben kein genaues Bild über die Bodenverhältnisse und über die zulässige Beanspruchung des Bodens. Der Vorschlag, mittels Rammen von Pfählen die Tiefe und Lage der ehemaligen Kiesgrube festzustellen und auch gleichzeitig Anhaltspunkte über die Tragfähigkeit des Bodens zu gewinnen, konnte nicht zur Ausführung gelangen, da die Zeit für das Aufstellen des Gerüstes und das Rammen selbst den Fertigstellungstermin sehr in Frage gestellt hätten.

So entschloß man sich, den Turm auf eine Eisenbeton-Fundamentplatte zu setzen mit einer zulässigen Bodenpressung von 1 bis 1,3 kg/cm², die zuerst in Anbetracht des schlechten Bodens wohl zu hoch erschien, aber auf Grund der statischen Berechnung trotz der Vergrößerung der Platte merklich nicht herabzudrücken war. Es ergab sich eine Plattengröße von 16 × 16 m, bedingt durch die Auflast des Turmes mit

Nutzlast, Blinkfeuer, Aufzug und Glockengewicht .	1634 t
Fundamentplatte mit Unterzügen	688 t
Auffüllung	514 t
somit Gesamtgewicht von	2836 t

bei einer Bodenpressung von 1,11 kg/cm².

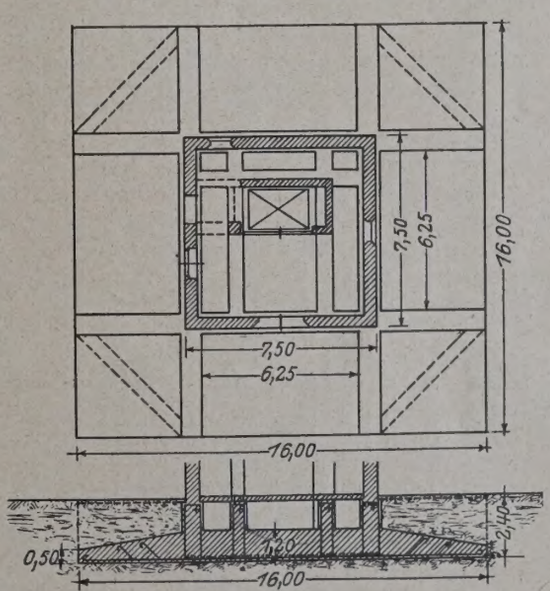


Abb. 1. Fundamentplan.

Der Einfluß des Windes auf die Fundamentspannungen, der mit 150 kg/m² angesetzt wurde, ist trotz des großen Gesamtwindmomentes von 1214 mt im Verhältnis zu den Normalspannungen sehr klein und beträgt im ungünstigsten Falle in der Diagonalachse des Fundamentes ± 0,252 kg/cm², wodurch

die äußere Bodenpressung auf max = 1,37 kg/cm² erhöht wird.

Zur Übertragung der Gesamtlast des Turmes auf die Fundamentplatte ordnete man unter den vier Umfassungsmauern

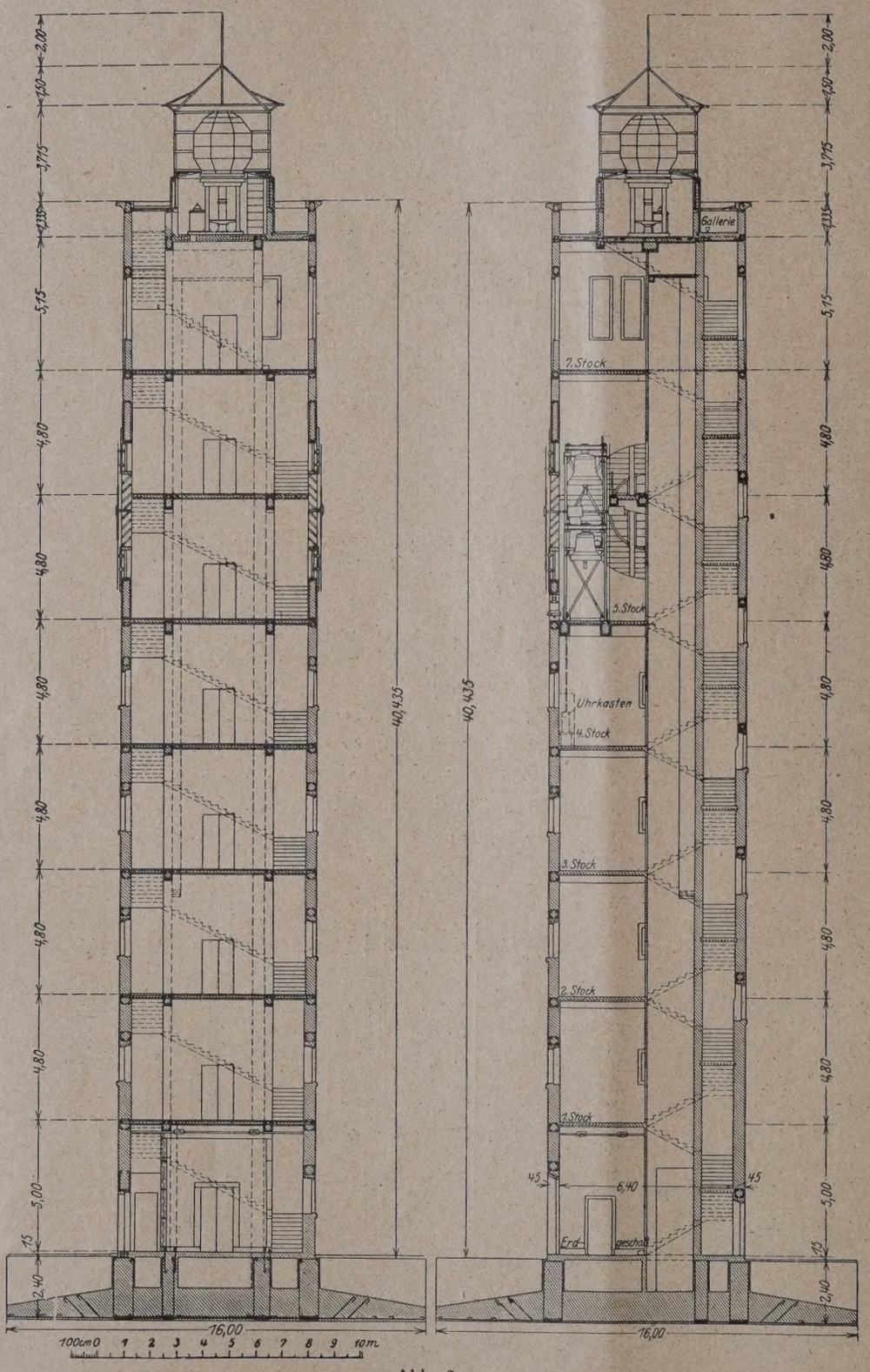


Abb. 2.

2,4 m hohe Unterzüge mit beiderseitigen Kragarmen an, auf die auch die Einzel- und Streckenlasten der Treppenhausmauern durch gleichhohe Unterzüge übertragen werden. So gliederte sich die Berechnung der Fundamentplatte in zwei Teile: Erstens in die Berechnung der Platte mit 6,25 m Breite auf zwei Stützen mit zwei Kragplatten von 4,475 m Ausladung, die bewirken, daß im Mittelfeld nur negative Momente auftreten; und zweitens in die Berechnung von 85 cm starken Balken zur Aufnahme des Bodendruckes auf die durch die Hauptunterzüge gebildeten Eckfelder, die in der Diagonale der letzteren angeordnet sind.

Vor dem Verlegen der Fundamenteisen wurde der Boden eingestampft, mit Zementmilch ausgegossen und dann eine ca. 5 bis 8 cm starke Magerbetonschicht eingebracht, um eine feste Basis zu gewinnen. Die Betonierung des Fundamentes gestaltete sich wegen der über die Platte heraustretenden Unterzüge sehr schwierig.

Der Fundamentbeton (287 m³ mit 17 000 kg Eisen) wurde im Mischungsverhältnis 1 : 6 aus Portlandzement der Portlandzementwerke Heidelberg-Mannheim-Stuttgart hergestellt.

Die vier Umfassungswände des Turmes und die Treppenhausmauern (Abb. 2) sind aus Gußbeton mit Doppelzement der vorhergenannten Firma im Mischungsverhältnis 1 : 6 aufgeführt. Die vier Ecken sowie die stark beanspruchten Stellen der Mauern sind durch Rundeiseneinlagen in Form von Eisenbetonständern verstärkt. In Höhe eines jeden Stockwerkes ist der Turm durch einen Eisenbetonkranz umschnürt. Die Eckständer sowie die Bügel vorgenannten Eisenbetonkranzes greifen in das nächste Stockwerk über und bilden somit eine gute Verbindung.

Der Beton wurde durch einen in dem abgebundenen Lehrgerüst fahrenden Aufzugskübel in die Höhe gefördert und stockwerksweise eingebracht. Nach 4 bis 5 Tagen war die Abbindung des Betons so weit fortgeschritten, daß die Schalungen weggenommen werden konnten, ohne das Bauwerk zu gefährden, um diese sogleich wieder in dem übernächsten Stockwerk zu verwenden.

Sehr zweckentsprechend erwies sich das abgebundene Lehrgerüst (Abb. 3), bestehend aus Kanthölzern 16/16 bei 4,8 bis 5 m freier Stützhöhe, das zuerst bis 20 m Höhe aufgestellt und während des Baufortschrittes auf 40 m Höhe ergänzt wurde. Es umfaßte auf allen vier Seiten geschlossen den Turm. Eine Holztreppe ermöglichte einen raschen, bequemen und sicheren Verkehr. Man war nicht gebunden an die Massivtreppe im Turm, die erst nachträglich eingebaut werden konnte. Als Materialaufzug für das erforderliche Schalungsmaterial und für das Eisen diente ein Ausleger, der am Lehrgerüst befestigt war.

Bei dem Fundament des Turmes war zu befürchten, daß es mit der großen Auflast sich ungleichmäßig setzen würde, um so mehr, als man annehmen mußte, daß das Bauwerk vielleicht am Rand der früheren Kiesgrube zu stehen kommt. Es wurden deshalb Vorkehrungen getroffen, um gegebenenfalls durch Einbringen von Straußpfählen den Boden auf der nach-

gebenden Seite zu verdichten und der Setzung des Fundamentes einen Widerstand entgegenzustellen. Um nun die Bewegungen des Fundamentes genau feststellen zu können, wurde es nach jedem Stockwerksaufbau einnivelliert und auf einen Höhenfixpunkt bezogen. Das Ergebnis des Nivellements nach Fertig-

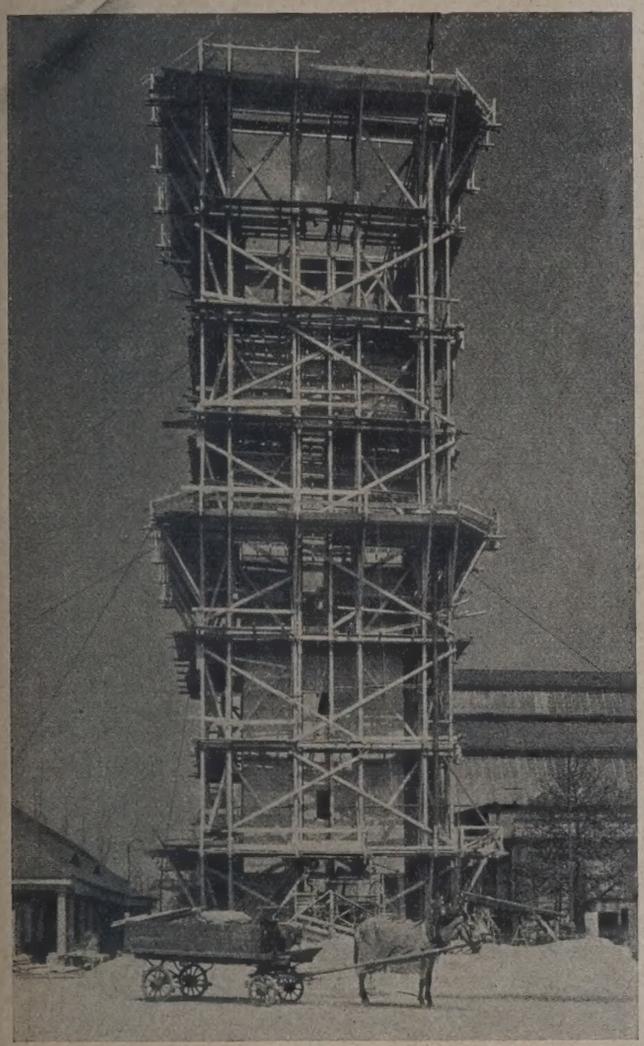


Abb. 3.

stellung des Turmes war unerwartet gut, denn es zeigte weder eine gleichmäßige noch ungleichmäßige Senkung des Fundamentes. Der verhältnismäßig jung gelagerte Boden zeigte damit, was er zu tragen vermag, was ein wichtiger Anhaltspunkt hinsichtlich der in München zulässigen Bodenbeanspruchung ist.

In der Mitte des Baues befindet sich der elektrische Personenaufzug für 12 Fahrgäste, der während der Dauer der Verkehrsausstellung 1925 mehr als 100 000 Personen beförderte, auf drei Seiten eingeschlossen durch die drei Treppenhausmauern. (Um den notwendigen Raum für die Aufzugmaschine zu gewinnen, mußte ein Seitenteil der 40 m hohen Treppenhausmauer im Erdgeschoß abgefangen und auf einen Eisenbetonständer gesetzt werden, was aus dem Fundamentplan zu ersehen ist.) Ferner führen von Stockwerk zu Stockwerk Massivtreppen in drei Läufen.

Im 5. und 6. Stockwerk stellten die Bochumer Gußstahlwerke einen Glockenstuhl mit drei neuen Gußstahlglocken mit elektrischem Antriebswerk auf, die beim Schwingen die Standfestigkeit des Turmes stark beanspruchen, was bei der Fundamentberechnung ebenfalls berücksichtigt wurde.

In den gleichen Geschossen befindet sich auf drei Seiten des Turmes eine große elektrische Lichtreklame, die in einem Ausschnitt der Außenmauern von 5,2 m Dmr. eingebaut ist und bei Beginn der Dunkelheit durch elektrische Glühbirnen serienweise mittels Umschaltung Erbauer und Bauzeit des Turmes usw. anzeigt. Eng damit verbunden ist eine elektrische Turmuhr mit 3 m langen Zeigern, welche die genaue Zeit angibt.

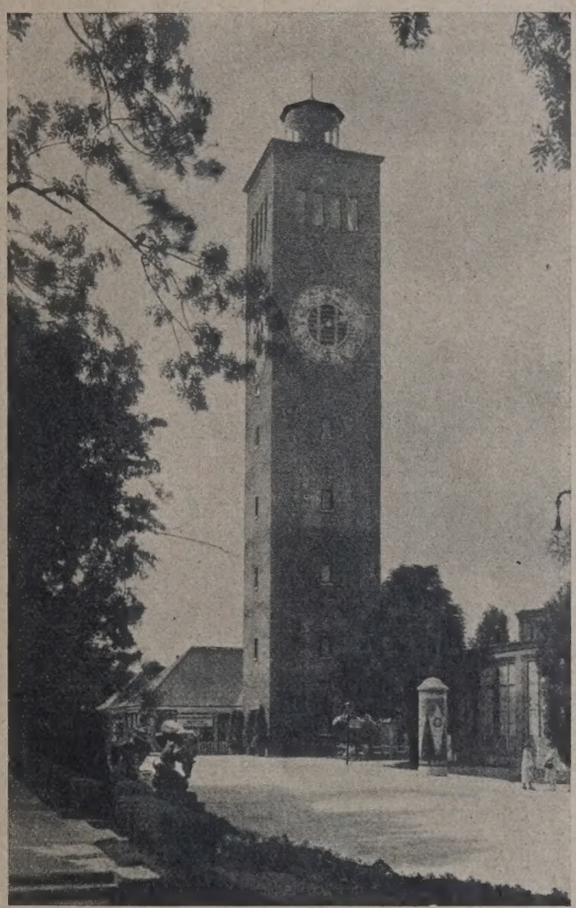


Abb. 4.

Das Uhrwerk ist im 4. Stock für jedermann sichtbar aufgestellt.

Weiterhin sollte der Turm zur Aufstellung des Blinkfeuers dienen. Es befindet sich auf der obersten Plattform und ist auf einem eisernen Untergestell drehbar gelagert. Der Antrieb erfolgt durch ein Gewicht mit einer Laufbahn von 23 m. Diese ist nach unten durch zwei Eisenbetonplatten (lichter Abstand ca. 5 cm) begrenzt, von denen jede die kinetische Energie des Gewichtes bei freiem Fall aufzunehmen vermag; es ist dies eine Sicherheitsmaßnahme für den Fall, daß das Seil des Antriebsgewichtes reißt.

Entsprechend den technischen Leistungen ist auch die innere und äußere architektonische Durchbildung sehr geschmackvoll (Abb. 4); besonders fällt die Eingangshalle durch ihren Terrakottaschmuck angenehm auf.

Der Aussichts- und Leuchtturm bietet eine herrliche Übersicht über das Stadtbild Münchens und dessen Umgebung sowie eine wunderbare Fernsicht auf die Gebirgskette.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Untersuchungen mit verschiedenen Bodenarten (Terzaghi).

Referat aus Engineering News-Record, November 1925.

Von Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Der Autor geht von der Annahme aus, daß die Kenntnis des Verhaltens gewisser Bodenarten hinsichtlich der physikalischen Ursachen mancher Eigenschaften ergänzungsbedürftig sei. In diesem ersten Aufsatz behandelt er speziell den Ton und definiert ihn in diesem Zusammenhang als ein körniges Gemisch plastischer Erde aus Teilchen von 1 bis 0,006 mm Korngröße und einer sehr geringen Menge kolloidaler Partikelchen.

Die betrachteten Faktoren sind außer Kohäsion der Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts und die Durchlässigkeit.

Die Versuche zur Erklärung der Kohäsion des Tons und des Zusammenhangs zwischen Auflast und Feuchtigkeitsgehalt wurden in folgender Weise durchgeführt:

Ein stark mit Wasser gesättigter Ton wird — unter Verhinderung seitlicher Ausdehnung — einem gleichmäßigen Druck unterworfen (Abb. 1). Um die Oberflächenspannung auszuschalten, wird bei der ersten Versuchsreihe der Ton dauernd mit Wasser bedeckt gehalten. Der Vorgang der Laststeigerung geht folgendermaßen vor sich:

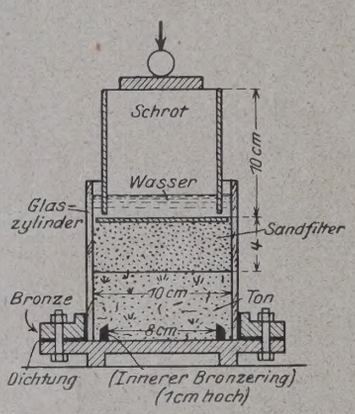


Abb. 1.

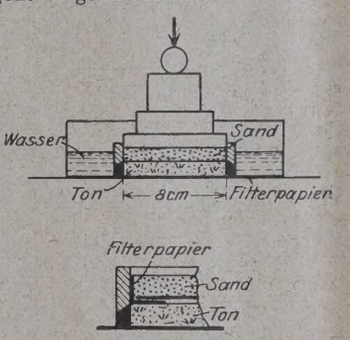


Abb. 2.

Innerhalb 24 Stunden war der Druck des Sandfilters voll zur Geltung gekommen unter Herauspressen des Kapillarwassers. Dann erfolgte das Aufsetzen eines Messinggefäßes, das nach 24 Stunden zur Hälfte, und nach zwei weiteren Tagen voll mit Schrot gefüllt wurde (Totalbelastung 0,1 kg/cm²). Dann wurde eine Zusatzlast (Eisenkugel) aufgebracht und die Belastung in Intervallen von zwei Tagen auf 0,2, 0,3, 0,6 und 1,2 kg/cm² gesteigert. Höhere Drucke erfolgten in einer Prüfmaschine (Abb. 2). Der in Abb. 1 sichtbare innere Bronzering von 1 cm Höhe und 8 cm Dmr. wurde mit der entsprechenden zusammengepreßten Tonschicht nach Abwiegen — und Bestimmung des Wassergehalts an Probekörpern der Restmasse — in einem quadratischen mit Wasser gefüllten Gefäß unter eine Prüfmaschine gebracht. Der Druck wurde mittels Bronzeplatten usw. über der Sandfilterschicht ausgeübt. Er wurde innerhalb 20 Minuten von 0 auf 2 kg/cm² gesteigert und dann konstant gelassen. Die Schichtstärke nahm zunächst schnell, dann langsamer ab und blieb nach zwei Tagen konstant — hydrostatisches Gleichgewicht —. Dann wurde das Wasser herausgehebert und nach Entfernung des Sandfilters usw. der Körper sorgfältig mit Fließpapier abgetrocknet und das Gewicht bestimmt. So wurde weiterhin bei Laststeigerungen in Intervallen von zwei Tagen verfahren. (Belastung 2, 4, 8, 14, 20 kg/cm²) und die Grundlagen für die Beziehung: äußerer Druck und Feuchtigkeitsgrad erhalten. Dann erfolgte ein Kreislauf der Ent- bzw. Belastung in den Werten: 8, 4, 2, 1, 0, 1, 2, 5, 10, 20 kg/cm². Zum Schluß wurde der Körper nochmals gewogen. Der Anfangsfeuchtigkeitsgehalt, entsprechend 1,2 kg/cm², war bekannt. Abb. 3 zeigt die Kurven für gelben Töpferton, blauen aus Seeablagerungen herrührenden Ton und grauen, sandigen Lehm.

Kurvenzweig I zeigt als Wirkung der wachsenden Last (Abszisse) das Zusammenpressen und die entsprechende Abnahme des Feuchtigkeitsgrades in Prozenten der festen Bestandteile (Ordinate), während die Hysteresisschleife II die „elastische" Expansion anzeigt und Zweig III der erneuten Laststeigerung entspricht.

Die Zusammenpressung trat niemals sofort, sondern erst nach 24 Stunden — konstanter — Belastung auf, trotz der geringen Schichtstärke. Es zeigt sich, daß das kapillare Wasser Zeit benötigt, um an die obere freie Oberfläche zu gelangen. Da keine Oberflächenspannung eintreten konnte, der hydrostatische Druck an der Oberfläche also Null war, mußte die Auflast einen „positiven" hydrostatischen Druck hervorgerufen haben, da die Wasserströmung eine Druckhöhe voraussetzt. Diese Strömung muß den Widerstand zwischen den zusammengepreßten Teilchen überwinden. Es wurde das Darcysche Gesetz analog wie bei einem Sandfilter festgestellt. Es trat eine einfache Beziehung zutage zwischen Abnahme der Schichtstärke in der Zeiteinheit (entsprechend Wasserabnahme) und der hydrostatischen Druckdifferenz — bei konstanter Auflast! —. Unmittelbar nach dem Aufbringen der Last ist die Geschwindigkeit der Volumenabnahme am größten, daher trat dann das Maximum der hydrostatischen Druckdifferenz auf. Am Endzustand wird der hydrostatische Druck gleich Null, die Stärke der Tonschicht bleibt konstant — hydrostatisches Gleichgewicht —. Die Volumenänderung ist begleitet von einer Strömung, die einen hydrostatischen Druck voraussetzt, und wird also erst konstant, wenn dieser verschwunden ist.

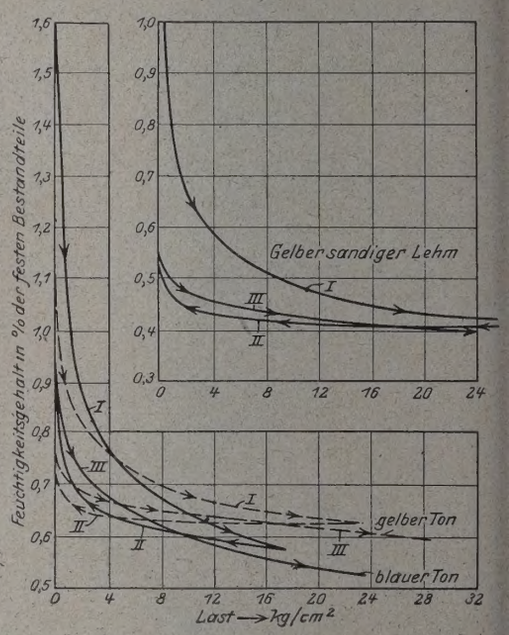


Abb. 3.

Schwindversuche: Auf Grund dieser Tatsache wird nun der oben beschriebene wassergesättigte Ton lediglich der Luft ausgesetzt. Dieselbe Erscheinung tritt auf. Das Kapillarwasser strömt nach außen und verdunstet, die Schichtstärke nimmt ab, mit andern Worten, der Ton schwindet. Der Unterschied besteht nur darin, daß beim Schwinden eine Grenze der Volumenverminderung erreicht wird, während man unter der Auflast dieses weiterhin zusammenpressen kann. Bei diesem Grenzzustand geht der Ton vom plastischen in den mehr festen Zustand über, trennt sich von dem äußeren Bronzering, zeigt Risse und ändert die Farbe. Bis zu diesem Grenzzustand sind die Erscheinungen identisch. Die Gesetze der Mechanik sind also auch auf ein Gemisch fester und flüssiger Körper zu beziehen.

Negativer, hydrostatischer Druck: Durch direkte Messung ist festzustellen, daß der Wassergehalt einer nicht allzu starken Tonschicht konstant bleibt, wenn das Schwinden allmählich und bei normaler Temperatur erfolgt. Daher muß eine dauernde Wasserströmung vom Innern nach der Oberfläche vorhanden sein. Sie weist auf eine hydrostatische Druckdifferenz hin.

Während bei den Druckversuchen die Oberflächenspannung ausgeschaltet war, wirkte sie beim Schwinden allein. Deshalb kann nur sie die Ursache des negativen hydrostatischen Drucks sein. Die Oberflächenspannung steigt auf T Dynen pro cm Kontur, deshalb wird die Hubkraft $\pi . d . T/g$ und die Höhe der Wassersäule $h = 4\ T/w.d.g$ (w = spez. Gew.). Die Hubkraft trägt die Wassersäule vermittels des hydrostatischen Zugs an der Oberflächenkontur. Ihr Maximalwert ist h.w. Eine ähnliche Spannung tritt auf beim Schwinden des Tons und erklärt die Erscheinung des Austrocknens. Die Tonschicht, die an seitlichem Ausweichen verhindert ist, stellt ein Bündel Kapillarröhrchen dar. Bei der Verdunstung nimmt das innere Wasser die freiwerdenden Hohlräume ein, wobei die Oberflächenspannung die jetzt nicht mehr mit Wasser gefüllten inneren Hohlräume zusammendrücken kann. Abb. 4 zeigt die Analogie zwischen äußerem Druck und Schwinden. Die maximale Kraft h.w bezeichnet die Schwindgrenze. Der Druck infolge der Oberflächenspannung sei Kapillardruck genannt, sein Maximalwert Übergangsdruck — an der Grenze des plastischen Zustands —. Seine Grenze ist durch die Porengröße bestimmt. Beim Schwinden ist die Intensität des gleichzeitig auftretenden negativen hydrostatischen Drucks identisch mit der äußeren Kraft, die dieselbe Zusammenpressung herbeiführt. Man kann infolgedessen den Übergangsdruck nach dem Feuchtigkeitsgrad, bei dem der Ton aufhört zu schwinden, bestimmen. Für den gelben Ton erhält der Autor 171 kg/cm², für den blauen Ton 339 kg/cm². Somit übt der Kapillardruck eine sehr große Kraft aus.

Schwellen des Tons: Wenn die Oberfläche mit Wasser bedeckt ist (Oberflächenspannung = 0), dehnt sich der Ton aus. Dieses Schwellen ist identisch mit dem Ausdehnen nach der Lastentfernung (vgl. Hysteresisschleife), wenn Wasserbedeckung vorliegt. Das Anwachsen des Volumens — scheinbare elastische Ausdehnung — ist durch die Zunahme des Wassergehalts bedingt, und zwar ist jetzt bei der hydrostatischen Druckdifferenz der negative hydrostatische

Druck im Innern. Wenn aber nach Lastentfernung das Wasser ferngehalten wird, bleibt das erreichte Volumen konstant. Die Oberflächenspannung des noch vorhandenen Kapillarwassers nimmt die Stelle der Last ein. Der negative Innendruck bleibt.

Somit ist die Kohäsionserscheinung erklärt durch Oberflächenspannung. Da diese nur eine an der äußeren Fläche angreifende Kraft ist, sei diese Kohäsion als „scheinbare" bezeichnet, während die wirkliche — durch Anfangsreibung — unabhängig von jeglichem Druck nur 20 kg/cm² beträgt.

Eigenschaften des Kapillarwassers: Da das Schwinden durch Oberflächenspannung veranlaßt ist, muß man die Stärke des Übergangsdrucks nach der durchschnittlichen Porenweite bestimmen können. Das spezifische Gewicht des Wassers ist 1, infolgedessen ist der maximale Kapillardruck in g/cm² = h in cm. Es ergab sich bei gelbem Ton h = 306 m. Dieser der Porenweite entsprechende Wert würde also bei der Schwindgrenze eintreten, daher sollte der Übergangsdruck 30,6 kg/cm² betragen. Nach obigem war er aber 171 kg/cm². Die Ursache des Widerspruchs liegt darin, daß bei Wasser in Poren,

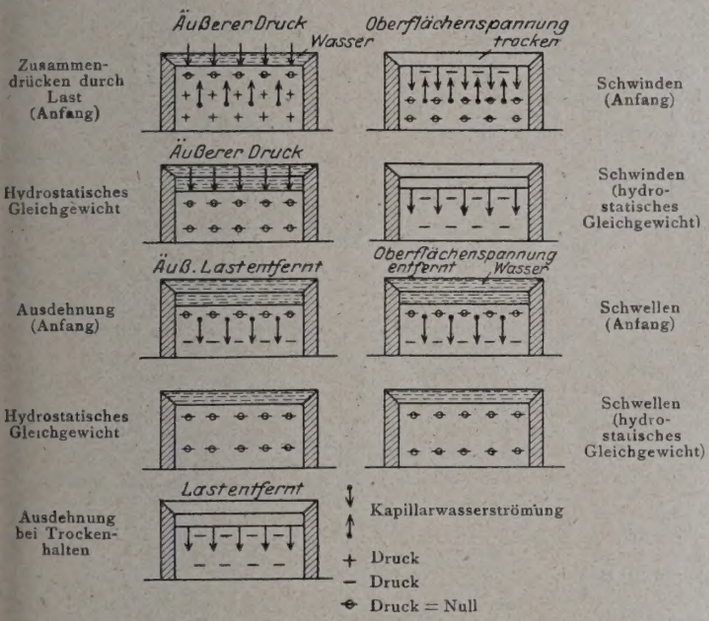


Abb. 4.

die kleiner sind als 0,1 micron = 0,0001 mm, andere Verhältnisse auftreten bezüglich der Viskosität und Verdunstung. Eine wichtige Konsequenz ist, daß, wenn das Kapillarwasser im Ton völlig verdunsten würde, der Ton infolge Austrocknens seine Kohäsion verlieren würde. Ist er bei normaler Temperatur getrocknet, so ist die Kohäsion noch immer zweimal so groß als bei der Schwindgrenze; ein Teil des Kapillarwassers bleibt im Ton zurück. Während nun unterhalb der Schwindgrenze die Porenweite konstant bleibt und die Konturlänge der Oberflächenspannung abnimmt und das Wasser nur die engsten Röhrchen ausfüllt, wächst trotzdem die Kohäsion; infolgedessen muß man schließen, daß die Oberflächenspannung für die Einheit der Konturlänge wächst, genau wie die Viskosität mit der Größe der Haarröhrchen abnimmt. Dieser Schluß bestätigt, was oben als Erklärung des Widerspruchs zwischen wirklichem und theoretischem Wert des Kapillardrucks angenommen ist.

Elastisches Verhalten des Tons: Würfel von 2 und 4 cm Kantenlänge kamen zur Verwendung. Während der Prüfung wurde der Feuchtigkeitsgehalt konstant erhalten. Die Messungen geschahen mittels eines Interferenz-Kontaktindikators und Mikrometerschraube. Abb. 5 gibt die Diagramme für die Beziehung Druck bezw. Verkürzung des gelben Töpfertons von verschiedenem Feuchtigkeitsgrad. Die Kurven verlaufen ähnlich wie bei Druckversuchen von Beton und Steinen. Die Ordinaten bedeuten reduzierte Verkürzungen, d. h.: Verhältnis zwischen der Totalzusammendrückung und der reduzierten Höhe (Höhe, welche die Würfel bei derselben horizontalen Querschnittsfläche haben würden, wenn das Volumen der Poren gleich Null wäre). Diese Reduktion geschah, um eine Vergleichsbasis für Körper verschiedenen Feuchtigkeitsgehaltes zu haben. Bei 2 Würfeln wurde zunächst die Last allmählich gesteigert und dann für eine bestimmte Zeit konstant gehalten. Während dieser Zeit wuchs die Zusammenpressung — in abnehmendem Maße —. Diese Änderung der Verkürzung verläuft ganz anders als die Änderung des Feuchtigkeitsgehaltes bei konstanter Last. Der letztere Prozeß ist bedingt durch den zunehmenden Widerstand der zusammengepreßten Tonteilchen gegen das nach außen strömende kapillare Wasser, während im anderen Falle bei konstantem Feuchtigkeitsgehalt hydrostatischer Gleichgewichtszustand vorliegt. Diese nachträglich erfolgende weitere Verkürzung vergleicht der Autor mit der elastischen Nachwirkung bei der Deformation fester, elastischer Körper. Im Ton erfolgt ein allmähliches Überwinden des inneren Reibungswiderstandes, der zunächst einen Teil der Last aufnimmt.

Zwei andere Würfel wurden in einer Prüfmaschine — mit Schraubenvorrichtung — so gedrückt, daß bei Beendigung der Laststeigerung die Verkürzung konstant blieb, also verbunden mit Druckverminderung.

Der Elastizitätsmodul ist beschränkt auf den reversiblen Teil der Deformation.

Eine wichtige Beziehung wurde ermittelt zwischen der Stärke des Kapillardruckes und dem Wert des Elastizitätsmoduls. Die Abszissen der Hauptkurve (s. Abb. 3) zeigen die Drücke an, die erforderlich sind, um den Feuchtigkeitsgehalt entsprechend den Ordinaten herabzudrücken. Es wurde gezeigt, daß der wirksame Kapillardruck gleich ist dem äußeren Druck, welcher dem erreichten Feuchtigkeitsgehalt entspricht. Das Verhältnis zwischen Elastizitätsmodul und Kapillardruck einer bestimmten Art Ton war konstant ohne Rücksicht auf den Feuchtigkeitsgrad, vorausgesetzt, daß keine neue Wasseraufnahme des Würfels stattfand. Diese einfache Beziehung ist insofern von großer praktischer Bedeutung, als man fand, daß die Tragfähigkeit des Tons im einfachen Verhältnis mit seinem Elastizitätsmodul wächst.

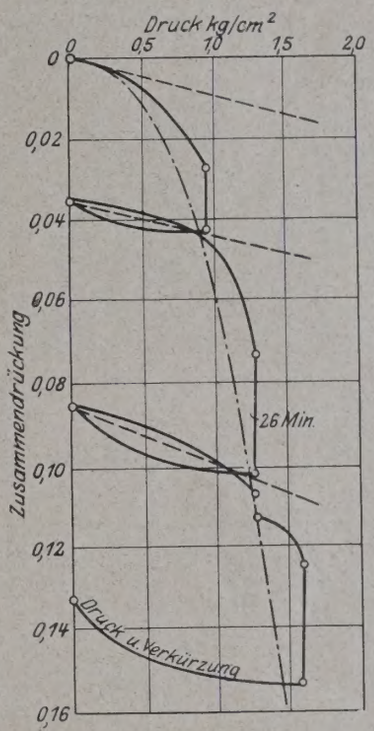


Abb. 5.

Der Autor bespricht dann noch das Verhalten nicht homogener Tonarten und erwähnt die Notwendigkeit, den Ton zu charakterisieren. Dazu gehört außer Bestimmung des Wassergehaltes diejenige der unteren Grenze des plastischen Zustandes sowie die des flüssigen Zustandes nach Attersberg, und endlich des spezifischen Gewichts der festen Bestandteile.

Das Darcy-Gesetz $Q = k \cdot F \cdot s$, worin $s = \frac{h}{l}$ und k den Koeffizienten der Durchlässigkeit bedeutet, stimmt für den Durchfluß durch feinen und mittleren Sand bei mittleren Druckhöhen gut mit der Erfahrung überein.

Die Poren stellen ein Kapillarsystem dar. Nach Slichter hängt k von der Korngröße und der jeweiligen Schichtung gleichgroß angenommener Sandkörner kugelförmiger Gestalt ab. Er fand $k = 771 \frac{d^2}{c}$ (d = Durchmesser des Korns in cm).

Wenn bei 10° C $n = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Gesamtvolumen}} = 0{,}26$ bis $0{,}46$ ist,

wird $e = \frac{\text{Porenvolumen}}{\text{Vol. d. festen Bestandteile}} = 0{,}352$ bis $0{,}850$

und $c = 84{,}3$ bis $12{,}8$.

Bei lockerem Sand (46 %) wird sonach $k = 60{,}3\ d^2$. Hazen fand bei gleich großen Sandkörnern dagegen $150\ d^2$.

Das Darcy-Gesetz gilt nach den Versuchen bei Ton in plastischem Zustand, und man kann folgern, daß es auch bei halbfestem Ton gilt. Bei halbflüssigem Ton ist e = 2, während es bei ganz lockerem Gemisch (47,6 %) = 0,91 ist. Die Struktur der ersteren Masse ist nur stabil infolge der inneren Reibung. Bei großen Druckhöhen treten elastische Formänderungen und Kornverschiebungen auf; nur bei niederen Druckhöhen findet ein gesetzmäßiges Verhalten statt, und k wird dann nahezu konstant.

Vergleicht man die in einer Kurve aufgetragenen Werte e und k bei Sand für e = 0,6 — 0,8, so wächst k um 75 %, während in demselben Intervall für Ton k um Tausende von Prozent anwächst. Das führt daraufhin, daß — von dem bisherigen Verhalten abweichend — physikalische Änderungen beim Durchfluß des Wassers durch die feinsten Röhrchen eingetreten sein müssen. Es tritt bei dem halbfesten Zustand der jeweiligen Tonart ohne Rücksicht, ob z. B. e = 0,3 oder 1 ist, und ohne Rücksicht auf die Korngröße ein Wechsel der Viskosität ein. Um dies zu untersuchen wurden verschiedene Tonarten bei gewöhnlicher Temperatur getrocknet und die Verdunstungsgeschwindigkeit in Vergleich gesetzt mit der von destilliertem Wasser. Unterhalb P (= plastische Grenze) ist die Geschwindigkeit der Verdunstung konstant = 1,1. Oberhalb P findet eine Abnahme derselben, also eine Änderung der physikalischen Konstante statt, und zwar an demselben Punkte, wo die Oberflächen-

spannung ihren Wert ändert. Alle Versuche beziehen sich auf sog. homogenen Ton.

Auf Grund des oben geschilderten Verhaltens einer durch Auflast zusammengepreßten Tonschicht mit der Wirkung eines hydrostatischen Drucks, der so lange anhält, als das hydrostatische Gleichgewicht nicht erreicht ist, und der Ergebnisse bezüglich der Permeabilität ist die Beziehung: äußerer Druck, Feuchtigkeitsgehalt und Zeit zu entwickeln. Angenommen der Ton befindet sich — von starrem Ring umschlossen — unter Druck P_0/cm², (infolge einer Auflast bei Wasserbedeckung). Welche Veränderung tritt ein, wenn P_0 sich zu P_1 steigert und dann konstant bleibt?

Dem P_0 entspricht e_0 und diesem k_0
entsprechend: P_1 e_1 k_1.

Da aber mit wachsendem Zusammendrücken Kapillarwasser ausströmt, setzt dies eine bestimmte Verteilung der hydrodynamischen Drücke voraus. Der Autor entwickelt dann eine Differentialgleichung zweiten Grades zur Bestimmung dieser Druckverteilung.

Der Autor vergleicht Sand mit Ton. Bestimmend für das unterschiedliche Verhalten beider Materialien ist Korngröße bzw. Gestalt

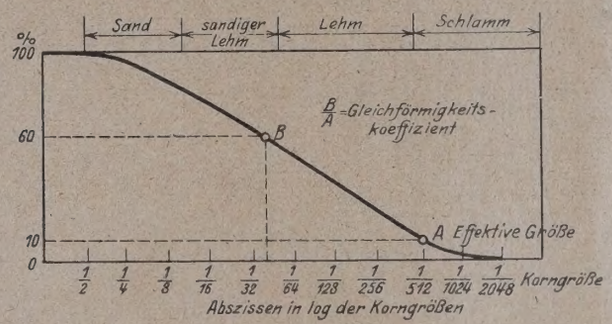


Abb. 6.

sowie Gleichförmigkeitsgrad des Materials. Trägt man die Korndurchmesser in logarithmischem Maßstab als Abszisse auf und bezeichnet die Ordinate den Prozentsatz der jeweiligen Korngröße, so liegt bei 10% (Linie durch Punkt A Abb. 6) die sog. effektive Korngröße. Abszisse B (60%) / Abszisse A (10%) bezeichnet nach Hazen den Gleichförmigkeitskoeffizienten. Je steiler die Kurve abfällt, desto gleichförmiger ist das Material. Die Feinheit des Korns wird durch logarithmische Maßstabänderung der Abszisse berücksichtigt. Somit ergeben sich z. B. für Ton infolge seiner Ungleichförmigkeit und Kornfeinheit (kleine effektive Korngröße) langgestreckte Kurven, deren Punkte A weit nach rechts von dem Punkte A der betr. Sandkurve hinausrücken.

Sand besteht aus kompakten relativ starren Partikelchen, während Ton sich aus splitterartigen biegsamen Teilchen zusammensetzt. Durchlässigkeitsversuche bestätigen diesen Unterschied. Für Ton ist k_T = 1,9 d², für Sand = (170 bis 100) d² — d effektive Größe.

Der Ausdruck „Durchmesser" eines Tonteilchens bezeichnet nicht den Durchmesser einer Kugel von gleichem Volumen, sondern den einer solchen, welche der gleichen Sinkgeschwindigkeit entspricht, wie der des Tonpartikelchens, das mit der Flachseite sinkt (Äquivalentdurchmesser). Somit beträgt das wirkliche Volumen nur einen Bruchteil einer Kugel vom Äquivalentdurchmesser. Wenn daher Sand von demselben Äquivalentdurchmesser wie Ton vorläge, würde ein bestimmtes Volumen Sand nur einen Teil der Partikelchen enthalten als ein gleiches Volumen von Tonteilchen. Dadurch erklärt sich die Verschiedenheit der obigen Durchlässigkeitswerte.

Wenn Schwebestoffe (Sand oder Ton) sich absetzen, ist ihr Verhalten verschieden je nach Korngröße und Gestalt. Bei dem Sandkorn ist die Anfangsreibung — Schubbeanspruchung der Teilchen ohne Vorhandensein von Last bzw. Kapillardruck — gegenüber dem Gewicht zu vernachlässigen. Die Teilchen rollen aneinander herab, und beim Schütteln des Gefäßes ergibt sich ein dichteres Absetzprodukt. Das Porenvolumen kann dabei nicht viel größer sein als ein solches, welches bei kugelförmigen Teilchen entstehen würde, etwa 50%, also Porenverhältnis „1".

Wenn die Teilchen sehr klein sind, wird die entstehende Struktur mehr durch Mitwirkung der Anfangsreibung gebildet. Es entsteht ein vergleichsweise schwammiges Gebilde Porenverhältnis „4". Bei Teilchen kolloidaler Größe endlich bildet sich eine flockenartige Struktur Porenverhältnis „16". Daher kann das Porenvolumen bei Ton bis zu 98% betragen gegenüber Sand mit 50%. Auch andere charakteristische Unterschiede im Verhalten von Ton und Sand finden ihre Erklärung durch Korngröße und Gestalt. Beim Schwinden des Tons unter Einwirken des Kapillardrucks (mit dem Maximum des Übergangsdrucks) ergab sich für den letzteren, wenn man ihn in h (Hubhöhe) ausdrückt und in kg/cm², wobei kg/cm² = 0,1 h ist, für Ton 200 kg/cm², für feinen Sand nur 0,005 kg/cm². Da die Kohäsion gleich dem Produkt von Übergangsdruck und Koeffizienten der inneren Reibung ist, wird klar, warum Sand keine große Kohäsion aufweisen kann.

Die Plastizität ist dadurch gekennzeichnet, daß ein Körper seine Gestalt ändern kann ohne Volumenänderung. Kolloidale Quarzpulver sind im Gegensatz zu Ton nicht plastisch. Nach Versuchen Reinholds leistete trockener Sand, der von einem Gummibeutel umschlossen war, der Gestaltänderung nur geringen Widerstand. War der Sand naß, so hatten die Sandkörner keinen Spielraum zu einer vorübergehenden Auflockerung, und das Volumen blieb bei Belastung konstant. Diese Erscheinung wird bei Sand „schwammiger Struktur" modifiziert. Eine Ablagerung kolloidalen Quarzpulvers ist insofern beweglich wie Ton; wenn aber das Kapillarwasser verdunstet ist, entsteht durch Kapillardruck eine körnige Struktur, und in diesem Zustand kann sich die Gestalt nicht ändern ohne Volumenänderung. Daher ist weder Sand noch kolloidales Pulver mit Körnerbildung plastisch. Bei Ton, der durch die Oberflächenspannung ähnlich zusammengehalten wird, wie der oben erwähnte Sand in dem Gummibeutel, gleiten die splitterartigen Teilchen übereinander, wobei das Volumen konstant bleibt. Deshalb ist Ton plastisch. Auch für das Zusammensinken des Materials unter Auflast ergibt die Größe und Gestalt des Korns eine Erklärung. Wenn die horizontale Oberfläche mit einer wassergesättigten Sandschicht belastet wird, treten die Senkungen unmittelbar ein, da das Überschußwasser nur geringen Widerstand bei seinem Austreten von seiten des gepreßten Materials erfährt, während bei Ton die geringe Durchlässigkeit einen großen Widerstand bedeutet für den Austritt des Kapillarwassers und deshalb die Senkung nur allmählich vor sich geht.

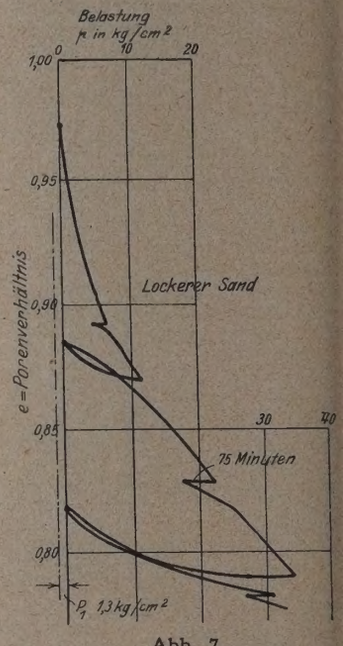


Abb. 7.

Beim Studium der verschiedenen Zusammendrückbarkeit von Sand und Ton treten die elastischen Eigenschaften hervor. Der Sand wurde sowohl naß wie trocken in einem Umschließungsring von 4 cm Höhe und 15 cm Dmr. zusammengedrückt. Abb. 7 gibt die Kurve für losen Quarzsand, Korngröße 0,25 bis 1 mm. Das Anfangsporenvolumen betrug 49,75%, Volumenverhältnis 0,99. Aus der Kurve ergeben sich die gewählten Laststufen. Die Hysteresisschleifen sind ganz ähnlich wie bei Ton. Auch hier nimmt zunächst die innere Reibung einen Teil der Last auf. Die rückläufigen Zweige sind logarithmische Kurven: $e = A \cdot \log \cdot (p + p_i) + C$.

p = äußere Last, p_i = Anfangskonstante (Anfangsdruck),
A = Expansionskoeffizient, C = Konstante, abhängig von der Anfangsdichtigkeit.

Der Expansionskoeffizient entspricht dem Koeffizienten der Wiedersättigung des Tons. Er ist unabhängig von der Dichte und ist gleich $^1/_{100}$ bis $^1/_{176}$ je nachdem die Kornoberfläche glatt oder rauh ist. Bei Ton ist die Konstante der Wiedersättigung = $^1/_{27}$ bzw. $^1/_{59,7}$, somit ist Sand weniger elastisch als Ton. p_i hängt nicht nur von der Dichtigkeit, sondern auch vom Druck ab, bei dem die Expansion beginnt. Dies rührt von der Struktur der Änderung des Sandes durch Druck her (Sandstaubbildung durch Zertrümmerung der Teilchen). Der Durchschnittswert ist 1,5 kg/cm² (bei mittleren bzw. hohen Drücken). Bei Ton beträgt der entsprechende Wert nur 0,002 kg/cm². Die Kurve der Zusammendrückung ist ähnlich wie die bei Ton (s. Abb. 3). Je höher der Sandgehalt im Ton ist, desto weniger kompressibel ist er. Für Sand ergab sich als Poissonsche Zahl: „5", entsprechend kristallinischem Gestein. Der Elastizitätsmodul läßt sich bei Ton direkt am Körper prüfen, der durch Kapillardruck zusammengehalten wird. Bei Sand ist der Elastizitätsmodul nur indirekt, z. B. an Würfelelementen einer Hinterfüllung einer Stützwand zu bestimmen. Der Kapillardruck ist hier ersetzt durch den der begrenzenden Sandflächen. Wenn auf die Wand ein Druck ausgeübt wird, wird das Element ähnlich beansprucht wie ein gedrückter Tonwürfel; wenn die Wand nachgibt dem Druck der Hinterfüllung, so erleidet jedes Element eine Verlängerung. Dies entspricht dem Zug, der auf ein Tonprisma ausgeübt wird, auf das seitlich der Kapillardruck wirkt, während in der Zugrichtung die Differenz von Zug und Kapillardruck vorhanden ist, die immer positiv bleiben muß. Diese Differenz nimmt ab bei wachsender Verlängerung. Ebenso nimmt bei dem Sandelement der Seitendruck ab, je mehr die Wand nachgibt.

Vergleicht man Sand und Ton mit festen Körpern, so zeigt sich, daß letztere Tatsache als Gesetz für das ganze Gebiet der Materialien: feste Körper, Ton und Sand gilt, wobei einmal molekulare Anziehung bzw. Kapillardruck oder kohäsionsloses Zusammendrücken durch das

Eigengewicht vorliegt. Aus der Kurve geht hervor, daß alle verschiedenen Erscheinungen im Verhalten von Sand und Ton sich zurückführen lassen auf eine früher erwähnte Differentialgleichung zweiten Grades.

Gewöhnlich wird die Reibung von Sand und Ton hergeleitet auf Grund der Anschauungen für Reibung bei festen Körpern. Sie ist aber bei körnigen Aggregaten durchaus von dieser verschieden. Bei Sand ist es ein sehr verwickelter Prozeß, der nicht nur die Oberflächenreibung umfaßt, sondern auch Translations- und Rotationsbewegungen des Korns. Die Reibung hängt nicht nur von dem Druck und der Art der Oberfläche, sondern auch von der Dichtigkeit des Sandes und von der Ausdehnung der Zone ab, auf die die Bewegungen der Sandkörner beschränkt bleiben. Es gibt keinen eindeutigen Reibungskoeffizienten für Sand. Die Art, wie das Übereinandergleiten hervorgerufen wird, und der Strukturwechsel, der voraus ging, sind dabei mitbestimmend.

Zwei grundsätzlich verschiedene Fälle sind dabei zu unterscheiden: Trennung des Sandes in einer Fläche, wobei eine völlige Umgruppierung innerhalb der Gleitzone selbst stattfindet. die nach dem Reinholdschen Experiment bedingt, daß die Struktur in der Nachbarschaft der Gleitfläche aufgelockert sein mußte, mit der Tendenz der Porenvolumenvergrößerung. Der Koeffizient, der hierbei festgestellt wird, sei der der „inneren Reibung" genannt. Erleidet aber die ganze Masse eine gleichförmige Deformation, z. B. durch Druck, so wächst die Stabilität der Masse bis zu einem Maximalwert. In diesem Grenzzustand bezeichnet das Verhältnis der größten Hauptspannungen den Koeffizienten des „inneren Widerstandes"; er ist gleich dem Maximalwert, den der Reibungskoeffizient erreichen kann. Zwischen diesen Grenzfällen liegen alle möglichen Werte des Reibungskoeffizienten. So z. B. hängt der Wert davon ab, ob nur eine schmale Zone bei dem Übereinandergleiten beansprucht ist oder nicht (Unterschied zwischen dem Laboratoriumsversuch und den Verhältnissen der Wirklichkeit).

Um analog den Koeffizienten der „inneren Reibung" bei Ton experimentell festzustellen, muß man die Oberflächenspannung ausschließen, und muß andererseits beachten, daß der Koeffizient des „inneren Widerstandes" abhängig ist von der Größe des Drucks — innerhalb gewisser Grenzen — und von der Zeit, während der der Druck ausgeübt wird.

Wenn die Oberfläche einer nassen Tonschicht durch eine Auflast zusammengedrückt wird, kann infolge der geringen Durchlässigkeit das Wasser nur langsam an die Oberfläche treten, auf der der Körper sozusagen schwimmt. Der hydrostatische Wasserdruck als Folge der Auflast kann keine Reibung hervorbringen. Nur der Rest der Auflast, soweit er von dem Wasser nicht getragen wird, belastet zunächst die festen Teilchen des Tons. Der Reibungswiderstand wächst erst mit abnehmendem hydrostatischem Druck. Gewisse Arten der Erdrutsche erklären sich dadurch, daß der Restdruck eine sehr geringe Reibung hervorbringt.

Terzaghi kommt zu dem Schluß, daß für die praktische Anwendung der Mechanik der Bodenarten die vorherige Erledigung folgender Probleme grundlegend sei: Theorie der Modellversuchsanordnung, Vervollständigung der Klassifizierung der Bodenarten und die Vereinfachungen der Annahmen für die Zwecke der Praxis.

Der Autor hat das Problem unter ganz neuartigen Gesichtspunkten entwickelt. Lediglich auf Grund der vorliegenden Berichte E. N. R. lassen sich nicht immer die Versuchsbedingungen, auf Grund deren die theoretischen Grundlagen gewonnen sind, nachprüfen. Wie die weiteren Untersuchungen systematisch vor sich gehen sollen und die Ergebnisse für die Praxis auszuwerten sind, ist vom Autor selbst prinzipiell erläutert. Die sich etwa erhebenden kritischen Einwendungen des Wertes der neuen Theorie für die Praxis dürften nur auf diesem selben Wege der Untersuchungen sich ergeben.

Kanalisierung der Maas in den Niederlanden.

Von den Einrichtungen für die Kanalisierung der Maas in den Niederlanden und für die Verbindung des Kanals Maastricht—Hertogenbosch von Nederweert nach der Maas bei Wessem sind folgende bemerkenswert: 1. Die Bewegung der Schleusentore, deren Geschwindigkeit bei gleichbleibender Umlaufzahl des Antriebmotors zuerst langsam, dann schneller anwächst und gegen das Ende wieder abnimmt, durch Schnecken- und Kurbelantrieb geregelt und im ganzen in 45 Sekunden beendet. 2. Die Bewegung der Rollschützen (Bauart Stoney) der beweglichen Wehre durch elektrischen Antrieb mit 0,44 m/Min. 3. Das Aufrichten der Wehrböcke und das Einsetzen und Herausnehmen der Schützentafeln (2,8 und 2,5 t schwer) durch einen selbstfahrenden Kran (Abb. 1) mit einem querlaufenden Wagen

Abb. 1.

für die Beförderung der Schützen zwischen Fördergleis und Wehrbocklaufflächen. 4. Die Weglassung einer Schwelle zum Schutze der niedergelegten Wehrböcke bei den im Bau stehenden Staustufen, da eine solche Schwelle von 65 cm Höhe bei den zwei fertigen Staustufen Taucherarbeit zum Freimachen der Wehrböcke von Ablagerungen nötig gemacht hat. 5. Die Aussparung von Hohlräumen in den Wangenmauern (Abb. 2) der südlichen Schleuse des Kanals

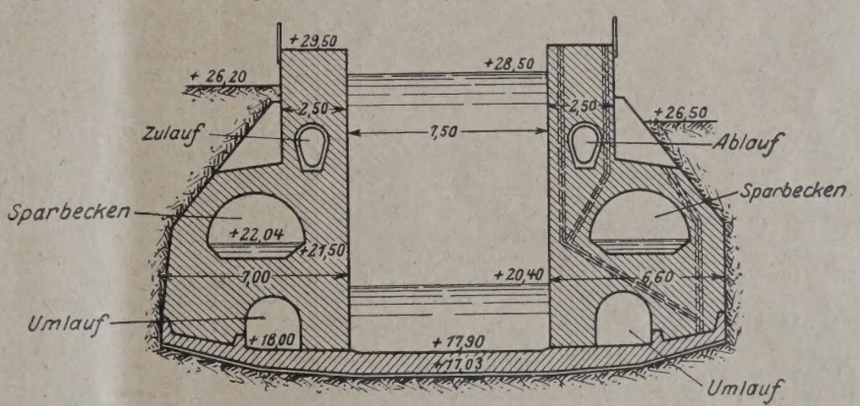


Abb. 2.

Nederwaart-Wessem an Stelle eines dritten Sparbeckens, während zwei Sparbecken die gewöhnliche seitliche Lage haben, mit 13 Minuten Füllungszeit bei Benutzung der Sparbecken und 7 Minuten ohne diese. 6. Die Anordnung der Tore der zwei Schiffbreiten messenden nördlichen Schleuse des vorstehend genannten Kanals um eine Schiffbreite gegeneinander versetzt zur Beschleunigung des gleichzeitigen Durchschleusens von zwei Schiffen. (Nach Alfred Bijls, belgischer Brücken- und Straßenbaudirektor, im Génie civil vom 20. März 1926, S. 269 bis 274 mit 15 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Entwicklung des Bauarbeiterlohnes in den letzten 25 Jahren. Bei der Betrachtung, welche Entwicklung der Arbeitslohn genommen hat, pflegt man aus naheliegenden Gründen von der Zeit der Währungsstabilisierung auszugehen und zieht gewöhnlich noch den Vorkriegslohn zum Vergleich heran, d. h. man gibt die Löhne seit Januar 1924 und den Lohn von 1914 an. Statt dessen soll aus der nachfolgenden Übersicht das Bild einer Lohnentwicklung gewonnen werden, das über diesen üblichen Rahmen hinausgehend die Zeitspanne von 1900 an umfaßt. Sie berücksichtigt den Stundenlohn des Maurers in Berlin. Die Einteilung der Tabelle in drei Abschnitte ergab sich aus folgenden Gesichtspunkten:

Im 1. Abschnitt — Vorkriegsjahre 1900—1913 — ist der Lohn im jährlichen Durchschnitt angegeben; Nominal- und Dollarmark decken sich; der Realwert (Indexlohn) kann nur schätzungsweise angegeben werden und keinen Anspruch auf Genauigkeit machen. — Im 2. Abschnitt — Kriegs- und Inflationsjahre 1914—1923 — wurde eine dreifache Angabe des Lohnes notwendig: Nominallohn (Papiermark), Dollarlohn und Reallohn, d. h. über Dollarkurs bzw.

Reichslebenshaltungsindex errechneter Lohn. Da auch für diese Periode noch der jährliche, bzw. halbjährliche Durchschnitt gewählt wurde, haben die Angaben für die Zeit der Hochinflation (1922/23) keinen vergleichbaren Wert. — Im 3. Abschnitt — Zeit der stabilen Währung 1924—26 — fallen die beiden ersten Spalten wieder in die Spalte „Renten- bzw. Reichsmark" zusammen. Durch genaue, jeder neuen Lohnänderung folgende zeitliche Differenzierung und überhaupt durch die eingetretenen allgemeinen festen Preisverhältnisse erhalten diese Angaben den Grad besonderer Genauigkeit. Es zeigt sich daraus, daß die Lohnerhöhungen dieser zwei Jahre mehr als das Dreifache der Lohnsteigerungen der letzten 14 Vorkriegsjahre ausmachen und daß auch der höchste Vorkriegsreallohn (Indexlohn) von 82 Pfg. seit fast einem Jahre um 1—7 Pfg. überschritten ist.

Maurerstundenlohn in Berlin seit 1900.

1. Abschnitt: 1900—1913.

Jahresdurchschnitt	Nominal- und Dollarmark	Realwert (Indexmark)
1900	0,634	
1901	0,661	
1902	0,66	(0,72—0,75)
1903	0,687	
1904	0,70	
1905	0,73	
1906	0,75	
1907	0,75	(0,75—0,80)
1908	0,75	
1909	—	
1910	0,786	
1911	0,786	(0,80—0,82)
1912	0,79	
1913	0,82	

2. Abschnitt: 1914—1923.

	Nominallohn (Papiermark)	Dollar-mark	Index-mark
1914	0,825	0,811	(0,79)
1915	0,84	0,726	(0,64)
1916	0,93	0,707	(0,64)
1917	1,29	0,822	(0,76)
1918 1. Hälfte	1,65	1,32	0,86
2. „	1,85	1,14	0,90
1919 1. „	2,32	0,87	0,82
2. „	3,00	0,445	0,70
1920 1. „	4,95	0,317	0,52
2. „	6,80	0,471	0,60
1921 1. „	6,97	0,457	0,61
2. „	9,20	0,266	0,60
1922 Jan.—Juli	22,36	0,317	0,60
Aug.—Dezbr.	146,60	0,15	0,40
1923 Jan.—Juli	4 203,00	0,207	0,61
Aug.—Dezbr.	215 570 000 000,00	0,705	0,49

3. Abschnitt: 1924—1926.

	Renten- bzw. Reichsmark	Indexmark
Januar—April 1924	0,645	0,552
Mai—September 1924 . . .	0,862	0,695
Oktober 1924—Februar 1925	0,963	0,724
März—14. April 1925 . . .	1,09	0,80
15. April—30. August 1925.	1,16	0,828
31. August 1925—31. Mai 1926	1,26	0,895

Zur Arbeitsmarktlage. Der Baumarkt zeigte auch in den letzten Wochen nur eine schwache Belebung. Nach wie vor fehlen größere Bauaufträge, wenn auch die Zahl der in Auftrag gegebenen Neubauten etwas zunahm. Im Hochbau wurden fast ausschließlich Kommunal- und Siedlungsbauten in Angriff genommen — namentlich in Großstädten —, während für die private Bautätigkeit fast nur Umbauten in Frage kamen. Etwas stärker war die Besserung im Tiefbau auf Grund zahlreicherer Auftragserteilungen durch Länder und Gemeinden. Die Arbeitslosigkeit im Baugewerbe ging infolge dieser wenig belebten Bautätigkeit nur in geringem Maße zurück. In Berlin und Schleswig-Holstein trat sogar noch eine leichte Verschlechterung des Arbeitsmarktes ein. Die Zahl der bei den Arbeitsnachweisen als arbeitsuchend gemeldeten Bauarbeiter ging von Mitte April bis Mitte Mai von 164 000 auf 117 500 zurück (1924: 17 400, 1925: 7 900), der Prozentsatz der arbeitslosen Mitglieder des Deutschen Baugewerksbundes in der gleichen Zeit von 28,7 auf 23,3% (1924: 9,6%, 1925: 3,5%). Beim Zentralverband der Zimmerer und beim Zentralverband der christlichen Bauarbeiter liegen die Prozentzahlen noch höher.

Lohnbewegungen im Baugewerbe. Das zentrale Lohnschiedsgericht für das Baugewerbe hat in einer Sitzung am 15. Juni — in Ergänzung zu den Verhandlungen am 27.5./2.6. (vgl. „Bauingenieur", Heft 24, S. 485) — für den Bezirk Pommern einen Schiedsspruch gefällt, der die Auslösung in verschiedener Weise ändert und mindert, im übrigen aber die gestellten Anträge zurückweist.

Die nächste Tagung des zentralen Lohnschiedsgerichtes ist für die Zeit vom 30. 6. — 2. 7. vorgesehen. Es liegen Streitfälle für folgende Bezirke vor: Oberschlesien, Niederschlesien, Ostpreußen, Mecklenburg, Freistaat Sachsen, Osterland, Provinz Sachsen, Bremen-Unterweser-Ems, Westfalen-Ost-Lippe und Sieg-Lahn. Die Kündigungen der Lohnabkommen erfolgten überall von seiten der Arbeitgeber, und zwar jeweils des ganzen Lohntarifes in Oberschlesien, Niederschlesien, Mecklenburg, Westfalen-Ost-Lippe und Sieg-Lahn.

Großhandelsindex.

12. 5.	19. 5.	26. 5.	2. 6.	9. 6.	16. 6.
123,5	123,1	123,2	123,7	123,7	124,2

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 17. Juni.)

Gesetz über die Bereitstellung von Zwischenkreditmitteln zur Förderung des Wohnungsbaues. Vom 31. Mai 1926. (Pr. Gesetzsamml. S. 171.) Um die Gewährung von Zwischenkrediten auf erste Hypotheken für den Wohnungsbau zu fördern, dürfen Darlehen an Realkreditinstitute insgesamt bis zu 120 Mill. RM auf die Dauer von neun Monaten nach dem jeweiligen Abrufe gewährt werden. Zur Beschaffung der hiernach bewilligten Mittel kann der Finanzminister Darlehen beim Reiche aufnehmen. Das Gesetz tritt mit dem 31. Mai 1926 in Kraft.

Bekanntmachung der Fassung des Gesetzes über den Geldentwertungsausgleich bei bebauten Grundstücken. Vom 1. Juni 1926. (RGBl. I, S. 251.) Die in der dritten Steuernotverordnung enthaltenen Bestimmungen für eine Besteuerung des durch das Zusammenschrumpfen der Hypotheken usw. bei bebauten Grundstücken entstandenen Inflationsgewinnes, die wiederholte Änderungen erfahren haben, werden jetzt als besonderes Gesetz neu bekanntgegeben. Die erhobene Steuer dient zunächst zur Deckung des allgemeinen Finanzbedarfs der Länder und Gemeinden. Sodann soll sie zur Förderung des Wohnungsbaues verwandt werden; hierfür sind bis zum 31. 3. 28 15—20% der Friedensmiete vorgesehen. Die Mindesthöhe der gesetzlichen Miete wird für das Reich einheitlich festgesetzt. Sie beträgt vom 1. 7. 26 bis 31. 3. 27 100%, die auch nicht überschritten werden dürfen.

Jan Adriaans Leeghwaters, des berühmten Mühlenbauers Hollands, 350. Geburtstag.

In der Zeitschrift De Ingenieur vom 25. Juli 1925 gedenkt W. H. van Zutphen des 350. Geburtstages Leeghwaters, des Erbauers von Eindeichungen und Schöpfwerken „par excellence". In dem bekannten Haarlemer Meerbuch, das vermutlich 1647 herauskam, zeigt sich Leeghwater als bedeutende Persönlichkeit und weitschauender Ingenieur. Was zwei Jahrhunderte später erst aufgenommen und zur Ausführung gebracht wurde, die Trockenlegung des Haarlemer Meeres, von dessen Nutzen und Notwendigkeit suchte er seine Zeitgenossen mit Eifer zu überzeugen. Er stützt sich dazu auf eine große Zahl von Zeugnissen von mehr oder minder bekannten Zeitgenossen, die alle ohne Ausnahme zu dem Schluß kommen: „daß das Meer ein Wasserwolf ist, der immer mehr Land wegreißt und so wüten kann, daß er Gefahr für die Binnenschiffahrt, ja für ganz Holland bringt". Aus großer Liebe zu seinem Vaterland und als Sachkundiger fühlt Leeghwater sich den nachfolgenden Geschlechtern verantwortlich und appelliert an die Vaterlandsliebe seiner Mitbürger, doch nicht zu warten mit dem Beginnen des Werkes bis es zu spät und die Ausführung unmöglich ist. Er beruft sich dabei darauf, daß er einen großen Teil seines Lebens dem Trockenlegen von Meeren gewidmet sowie zahlreiche Bedeichungen gebaut und Schöpfwerke in Gang gesetzt habe. Außer diesen Wasserbauten hat er nach seiner eigenen Angabe Schleusen und Häuser, Uhrwerke in Dörfern und Städten, u. a. zwei große Spielwerke in Amsterdam geschaffen und an dem Rathaus zu Amsterdam, den Toren von Nieuwe Kerk, der Brücke bei Jan Roon-Poorto Toren u. a. mitgearbeitet. B.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 27. Mai 1926.

Kl. 5 c, Gr. 10. H 98 542. Hans Hahn, Osnabrück, Gertrudenstr. 22. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 17. IX. 24.

Kl. 20 a, Gr. 12. F 59 599. Fa. Fühles & Schulze, Maschinenfabrik, München. Drahtseilluftbahn mit auf die Stützen verlegten Richtungsänderungen. 14. VIII. 25.

Kl. 20 c, Gr. 8. E 32 646. Ewak A.-G., Bern, Schweiz; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Hebe- und Schiebewerk für überdachte Bahnwagen. 3. XI. 24.

Kl. 20 i, Gr. 1. S 70 392. Johann Salzmann u. Herrmann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 376 106. 13. VI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 8. G 65 441. Friedrich Wilhelm Klein, Sterkrade, Rhld. Zungenlagerung für Rillenschienenweichen. 2. X. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. K 87 523. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bauglied von hoher Zugfestigkeit. 1. XI. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. R 60 108. Curt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 16. I. 24. Schweiz 24. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 18. P 41 278. Georges Picot, Paris, u. Marcel Besson, Lausanne; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Drehtischpresse zur Herstellung von Hohlsteinen, insbesondere aus zähen Zementmischungen. 10. I. 21. Frankreich 20. VII. 20.

Kl. 80 b, Gr. 3. P 48 807. Fa. G. Polysius, Eisengießerei und Maschinenfabrik, Dessau. Verfahren zur Herstellung von geschmolzenem Zement. 18. IX. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 85 171. Maschinenbauanstalt Humboldt, Köln, Kalk. Absetzvorrichtung mit Schaufelrad zum Aufnehmen des Abraums und mit seitlich liegendem Förderband. 30. V. 24.

Kl. 84 c, Gr. 1. S 65 718. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommandit-Ges., Berlin. Verfahren zum Absenken des Grundwassers. 11. IV. 24.

Kl. 84 c, Gr. 2. G 60 631. Gustav Grimaud, Bouillé-Courdault, par Oulmes, Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. E. Moldenhauer, Pat.-Anw., Düsseldorf. Pfahl aus bewehrtem Zement. 5. II. 24. Frankreich 9. II. 23.

Kl. 84 c, Gr. 2. S 65 014. Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie., Straßburg; Vertr.: W. Schwaebsch. Pat.-Anw., Stuttgart. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. 7. II. 24.

Kl. 85 c, Gr. 3. A 38 798. Activated Sludge Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Anlage zum Reinigen von Abwasser mittels Bakterienschlamm. 14. XI. 22.

Kl. 85 e, Gr. 8. P 49 655. „Phoenix" Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abt. Hoerder Verein, Hoerde i. W. Verfahren zum Verlegen von Rohrsträngen; Zus. z. Pat. 427 071. 31. I. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 21 vom 27. Mai 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 430 273. Dietrich Hesse, Duisburg-Beeck, Nordstr. 92, Kappschuh. 20. VI. 24. H 97 619.

Kl. 19 a, Gr. 28. 430 489. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlottestr. 11. Gleisrückmaschine. 15. VIII. 24. K 90 600.

Kl. 20 i, Gr. 5. 430 357. Fa. Hein, Lehmann & Co., A.-G. Eisenkonstruktionen, Brücken- und Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Weichenantrieb mit Zungenkontrolle. 15. V. 24. H 97 310.

Kl. 20 k, Gr. 9. 430 431. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Stützpunkt für Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen; Zus. z. Pat. 429 606. 11. VII. 24. S 66 499.

Kl. 37 b, Gr. 5. 430 420. Adalbert Bela Feldmar, Berlin, Regensburger Str. 8. Dübel. 30. XII. 24. F 57 684.

Kl. 80 a, Gr. 7. 430 322. Rudolf Meckel, Leipzig-Anger, Karl-Krause-Str. 4. Mischtrommel mit oben offenem zylindrischen Trommelmantel und an der schrägliegenden Drehachse befestigtem Boden. 10. IV. 23. M 81 110.

Kl. 84 a, Gr. 4. 430 391. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig, Bahnhofstr. 67. Verfahren zur Herstellung hohler Bauwerke für Talsperren, Dämme, Stütz- oder Futtermauern. 20. XII. 23. V 18 777.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Beseitigung des überschüssigen belebten Schlammes bei der Abwasserreinigung. Von Dr. F. Sierp, Ruhrverband, Essen. Mit 5 Abbildungen und 4 Schauliniendarstellungen. Verlag Wasser, Berlin-Dahlem, 1925. Preis 1,80 RM.

Das Verfahren, das Abwasser mittels belebten Schlammes biologisch zu reinigen, hat in Amerika in großem Umfange Eingang gefunden. In Deutschland ist es bisher nur verhältnismäßig selten zur Anwendung gekommen, weil es noch nicht gelungen ist, den anfallenden Schlamm in wirtschaftlicher Weise zu trocknen. Die vielfachen Versuche, die hierüber in Amerika und England angestellt worden sind, haben zu einem befriedigenden Ergebnis noch nicht geführt. Die Betriebskosten sind so hoch, daß bei den schlechten deutschen wirtschaftlichen Verhältnissen die Anwendung des Verfahrens in großem Umfange vorläufig unmöglich ist. Dr. Imhoff (Essen) hat nun vorgeschlagen, den überschüssigen Schlamm des belebten Verfahrens zusammen mit dem Schlamm der Emscherbrunnen zum Ausfaulen zu bringen und hat auf der Versuchsanlage des Ruhrverbandes in Essen-Rellinghausen die einschlägigen Fragen untersuchen lassen. Hierüber berichtet Dr. Sierp, der Leiter der Versuchsanlage, in der vorliegenden Veröffentlichung:

Das Ergebnis der Untersuchungen ist folgendes:

a) Der überschüssige Schlamm des belebten Verfahrens läßt sich zusammen mit dem Faulschlamm des Emscherbrunnens in guter Weise ausfaulen, während er, sich selbst überlassen, nur ganz langsam abgebaut wird. Die Schlammenge wird dabei von 0,20 Liter/Kopf/Tag auf 0,36 Liter/Kopf/Tag erhöht.

b) Durch die Ausfaulung des belebten Schlammes wird die Gasmenge des Emscherbrunnens, die im Durchschnitt 8 Liter/Kopf/Tag beträgt, auf annähernd das Doppelte erhöht.

c) Die Hauptmengen der beim Schlamm-Belebungs-Verfahren ausgeschiedenen Faulschlammengen werden in den ersten vier Belüftungsstunden ausgeflockt. Nach dieser Zeit überwiegt die Selbstaufzehrung des Schlammes bei weitem die weitere Ausflockung.

In Nutzanwendung dieses Versuchsergebnisses muß die für eine bestimmte Abwassermenge erforderliche Größe des Faulraumes, die bisher 30 Liter/Kopf betrug, auf 50 Liter/Kopf erhöht werden.

Professor Geißler-Dresden.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 7. Band 1924. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft Hamburg, E. V. Buchhändlerisch. Vertrieb durch Boysen & Maasch, Hamburg 36. Mit 3 farbigen Tafeln, 4 ebensolchen Textblättern und 110 Abb. Dinformat A 4, 222 Seiten. Preis in Lwd. geb. 25 RM.

Der Tagungsort der 6. Hauptversammlung vom 27. und 28. Mai 1924 der Hafenbautechnischen Gesellschaft hat dem vorliegenden Bande sein Gepräge aufgedrückt, gibt er doch sowohl in den Vorträgen als auch in der Mehrzahl seiner Beiträge ein eindrucksvolles Bild von der wirtschaftlich-technischen Lage Ostpreußens. Hans Litten, der Vizepräsident der Industrie- und Handelskammer Königsberg i. Pr. weist in seinem Vortrag „Königsberg als Seehafen" treffend darauf hin, daß durch den sogenannten polnischen Korridor der Provinz der Charakter einer deutschen Kolonie gegeben ist, die jetzt Litauen und Polen als unmittelbare, dem großen russischen Staate vorgelagerte Grenzländer hat, ein Umstand, der erkennen lasse, wie schwer die Aufgabe des wirtschaftlichen Wiederaufbaues für die Provinz und ihren Seehafen sei. Königsberg müsse wieder die Brücke werden für den Verkehr von Ost nach West und umgekehrt. Wie wichtig dieser Verkehr war, wird eindringlich dadurch beleuchtet, daß z. B. vor dem Kriege von der ganzen russischen Linsenernte 90% oder mehr und ein großer Teil der Erbsenernte ihren Weg über Königsberg nahmen. Der anschließende Aufsatz „Verkehrswege und Hinterland des Hafens Königsberg" bildet eine wertvolle Ergänzung des Vortrags.

Die ungeheuren Schwierigkeiten wirtschaftlicher und technischer Art, mit denen der bisherige Ausbau des Königsberger Hafens zu kämpfen hatte, werden in dem Vortrage des Stadtbaurats Dr.-Ing. e. h. Kutschke „Die Neubauten des Königsberger Hafens" anschaulich geschildert. Es sei bezüglich der technischen Schwierigkeiten nur hervorgehoben, daß auf dem Hafengelände der tragfähige Baugrund im allgemeinen erst in einer Tiefe von 10 m beginnt, unter welcher Schichten von Torf und Faulschlamm liegen, so daß alle Bauwerke, selbst die Hauswasserleitung der Kanalisation, auf Pfahlrost gegründet

werden mußten. Weiter verdient hervorgehoben zu werden, daß, während die Betriebsführung auf dem Hafenbahnhof ursprünglich durch die Stadt erfolgen sollte, nunmehr jene von der Reichsbahnverwaltung übernommen ist. Das sei im Interesse des Königsberger Handels zu begrüßen, weil dadurch die Doppelbelastung des Verkehrs vermieden werde und auch sonst gewisse durch eine doppelte Betriebsführung entstehenden Erschwernisse und Verzögerungen fortfielen. Ferner wird überzeugend die Notwendigkeit der Schaffung eines Freihafens für Königsberg nachgewiesen, denn nur ein solcher kann das Interesse des Auslandes an dem Königsberger Hafen wachrufen. Demgemäß sind auch die bisherigen Bauausführungen so zugeschnitten, daß zunächst ein etwa 300 000 m² großes Freihafengebiet zur Verfügung stehen wird.

Der letzte Vortrag des Syndikus Heinson-Düsseldorf: „Die Verkehrsbeziehungen zwischen dem Osten und dem Westen des Deutschen Reiches unter besonderer Berücksichtigung der Wasserwege" erblickt die Gründe für den Rückgang des Wasserverkehrs und für die gleichzeitige Erstarkung der Verkehrsbeziehungen zwischen Ost und West einmal in unseren allgemeinen wirtschaftlichen Verhältnissen, die durch die außenpolitischen bedingt sind, und sodann in der grundsätzlichen Umstellung des Eisenbahntarifwesens infolge der Einführung der Staffeltarife. Durch letztere war z. B. im Jahre 1924 die Absatzmöglichkeit für schlesische Kohle so gewachsen, daß an Plätzen wie Höchst, Frankfurt a. M., Mannheim, Karlsruhe und Basel, die schlesische Kohle billiger war als die Ruhrkohle.

Die Reihe der Beiträge eröffnet ein Aufsatz „Bau und Ausrüstung der neuen Getreidespeicher am Industriehafen Königsberg i. Pr." Kutschke bespricht die Bauausführung der Speicher (1 Turmspeicher von 21 000 t und 1 Gruppenspeicher von 19 000 t Schwergetreide Gesamtfassungsraum). Als bemerkenswert ist hervorzuheben, daß, da die Verwendung von Eisenbetonpfählen in dem moorigen Baugrund damals nicht mit Sicherheit empfohlen werden konnte, hölzerne Pfahlrostgründung mit einer Fundamentplatte aus Eisenbeton gewählt wurde. Die Firma Ammé, Giesecke & Konegen A.-G., Braunschweig, beschreibt die von ihr ausgeführte maschinelle Einrichtung des Turmspeichers, deren Leistungsfähigkeit bei der pneumatischen Schiffsentladung stündlich 50 t und bei der Bahnannahme stündlich 200 t Schwergetreide beträgt. Die maschinelle Einrichtung des Gruppenspeichers ist von der Mühlenbauanstalt und Maschinenfabrik vorm. Gebr. Seck A.-G., Dresden, bewirkt und beschrieben.

Eng mit dem Geschick des Königsberger Hafens zusammenhängend ist der Königsberg mit der See verbindende Seekanal, der im Jahre 1901 mit 6,50 m Fahrtiefe fertiggestellt wurde und nun auf 8 m Tiefe gebracht und den neuzeitlichen Forderungen entsprechend verbreitert und befeuert wird. Die diesbezüglichen Arbeiten und Konstruktionen werden vomVorstand des Hafenbauamtes Pillau, Prengel, ausführlich beschrieben.

Und wie Königsberg den östlichen Endpunkt der Seewasserstraße bildet, so bildet es den westlichen Endpunkt der Memel-Pregel-Binnenwasserstraße, die eine eingehende Schilderung aus der Feder des Regierungs- und Baurats Pundt erfahren hat.

Der frühere Strombaudirektor Niese gibt in dem Aufsatz „Die Weichsel als Schiffahrtsstraße" ein klares Bild dieser unserer Obhut entzogenen und bis zum Kriege im Aufblühen gewesenen, jetzt aber in einen trostlosen Zustand geratenen Wasserstraße.

Der Aufsatz des Stadtbaurats Weber „Der Memeler Hafen" beschließt die wertvollen Beiträge, soweit sie die Belange des Tagungsortes betreffen.

Die folgende Abhandlung „Der Ausbau der Unterweser" von Strombaudirektor Plate, Bremen, wird schon seines in den Fachkreisen hochgeschätzten Verfassers und seines Gegenstandes wegen mit lebhaftem Interesse begrüßt werden. Er bietet in der Tat eine reiche Fülle der Belehrung und Anregung auf diesem schwierigen und eigenartigen Gebiete des Strombaues. Da als Regelfrachtschiff im Weltverkehr ein solches von 8000 Br.-Reg.-T. Raumgehalt mit einem mittleren Tiefgang von 8,4 m anzusehen ist, so soll mit Rücksicht auf die ungünstige Finanzlage des Reiches das Ausbauziel zunächst auf die Verkehrsmöglichkeit von 8 m tiefgehenden Seeschiffen bei ungünstigen Wasserständen beschränkt werden. An den Ausbaukosten wird sich Bremen im Verhältnis 10 : 13 beteiligen.

Der folgende Aufsatz „Der Södertälje Kanal" von dem schwedischen Ingenieur Kapten L. Lawski und dem Oberingenieur O. Burmeister der Siemens-Bauunion, welch letztere die Grundwasserabsenkungsanlage der neuen Schleuse Södertälje ausgeführt hat, ist deshalb von besonderem Interesse, weil er eine ausführliche Beschreibung der eigenartigen Sektortore dieser Schleuse bringt.

Emil Blunks Abhandlung „Der Ausbau des Hafens von Helsingborg" ist bemerkenswert wegen der Mitteilungen über die von der Firma Christiani & Nielsen (Kopenhagen) ausgeführten Wellenbrecher aus Eisenbeton.

Die große Reihe der Berichte beschließt ein Aufsatz des Dr.-Ing. Stecher über „Die Verwendung eiserner Spundwände, Form Larssen, im Hafenbau". Der von Stecher vertretenen Meinung, daß bei Anwendung eines oberen Holmes und, bei hohen Wänden, auch eines die Verankerung aufnehmenden Zwischenholmes das volle Widerstandsmoment der Wand in Rechnung gesetzt werden könne, kann nicht beigepflichtet werden, wenn auch zugegeben werden muß, daß eine erhebliche Reibung in den Nuten zwischen den Einzelbohlen auftritt.

So reiht sich der siebente Band des Jahrbuchs in würdigster Weise seinen Vorgängern an und bildet wie diese einen wertvollen Bestand unseres Schrifttums. Hoffentlich werden in Zukunft die Jahrbücher nicht mehr in gleichem Maße verspätet erscheinen.

H. Engels.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termig gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherunf gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages aun Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenierhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Besuch der Baseler Ausstellung.

In Basel findet Anfang Juli bis Mitte September eine Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftausnutzung statt. Es ist vorläufig beabsichtigt, falls sich eine genügende Teilnehmerzahl findet, zusammen mit einigen befreundeten Vereinen und Verbänden einen gemeinsamen Besuch dieser Ausstellung oder wenn möglich, zwei, einen Mitte Juli oder einen Mitte August, vorzunehmen. Hierbei werden sich wahrscheinlich Reiseermäßigungen ergeben.

Um festzustellen, ob ein Bedürfnis zu einer solchen Veranstaltung seitens der D. G. f. B. vorliegt, bitten wir diejenigen Herren, die ein Interesse an einem gemeinsamen Besuch haben, vorläufig unverbindlich um eine kurze Nachricht an die Geschäftsstelle.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

Anschriftänderungen für das diesjährige Jahrbuch.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen einschließlich der Änderungen des Fernsprechanschlusses mitzuteilen haben, werden gebeten dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingefügt werden können.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 2. Juli 1926 Heft 27

DIE AUSNÜTZUNG DER WASSERKRÄFTE DES MITTLEREN APENNINS.

Von Ing. Hans Sommer, Rom.

a) Allgemeines.

Im Gesamtprogramm der Elektrisierung der Linien der italienischen Staatsbahnen nimmt die sogen. „Porrettana" eine wichtige Stelle ein. Diese Strecke, die Bologna mit Florenz verbindet und einen Teil einer der bedeutendsten Zufahrtsstraßen von Oberitalien nach Rom darstellt, ist 133 km lang, hat einen Höhenunterschied von 571 m zu überwinden und wird von einem Schnellzug in 3½ Stunden durchfahren. Sehr unökonomisch ist hier das Mitführen der Wasser- und Kohlenvorräte. In den Tunnels, die eine Gesamtlänge von ca. 20 km haben, ist die starke Rauchentwicklung besonders im Sommer äußerst lästig. Um diesen Übelständen zu begegnen, ist bereits für das Jahr 1926 die Elektrisierung des schwierigsten Stückes, der Strecke Bagni della Porretta—Pistoja, vorgesehen, während für die restlichen Strecken, Bologna—Bagni della Porretta und Pistoja—Florenz der vollständige Ausbau der Wasserkräfte abgewartet wird. Eine radikale Verbesserung der Verkehrsverhältnisse soll durch den — schon in Angriff genommenen — Bau der sogenannten „Direttissima" Bologna—Florenz erzielt werden, durch den die Gleislänge, der Höhenunterschied und die Fahrzeit bedeutend verringert werden. Sie wird von vornherein für den elektrischen Betrieb eingerichtet. Der Strom wird von dem groß angelegten System von Wasserkraftwerken geliefert werden, von dem ein Teil bereits vollendet, ein zweiter im Bau begriffen und ein dritter projektiert ist und im folgenden beschrieben werden soll.

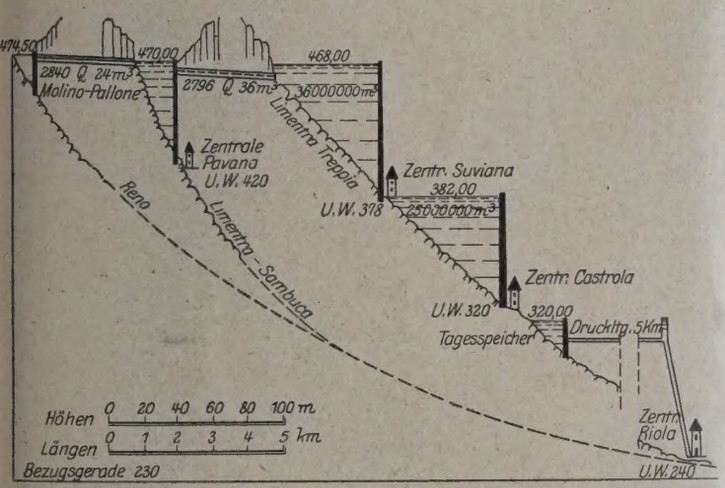


Abb. 1. Schematische Profile der Wasserläufe und Anlagen.

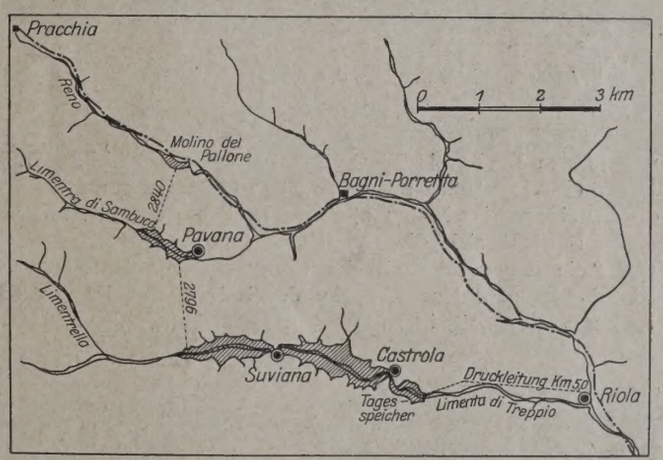


Abb. 2. Übersichts-Lageplan der Anlagen.

b) Gesamtanordnung der Wasserkraftanlagen.

Zum Sammeln der Wassermengen wird ein Einzugsgebiet von ca. 230 km² erfaßt, das von den drei Gebirgsflüssen Reno, Limentra di Sambuca und Limentra di Treppio entwässert wird. Die beiden großen Staustufen (von Suviana und Castrola) sind in den Lauf der letztgenannten verlegt, weil diese das stärkste Gefälle aufweist (s. Profilschema Abb. 1), das obere Renotal überdies die Bahnlinie enthält, so daß hier ein Stau nur bis zu einer begrenzten Höhe möglich wäre, während das Tal von Treppio fast unbewohnt ist. Das Wasser des Reno wird in der Nähe der Station Molino del Pallone durch einen Stollen in das Tal der Limentra di Sambuca geleitet, dieses bei dem Dorfe Pavana gestaut und durch einen zweiten Stollen in den Stausee von Suviana geführt (Abb. 2). Da die Talsperren des Reno und der Limentra di Sambuca schon vollendet sind, wurde bei Pavana eine provisorische Zentrale errichtet, die während der Bauperiode der großen Sperren den nötigen Strom für die Arbeiten sowie auch den Bahnstrom für die erste elektrisierte Teilstrecke Bagni della Porretta—Pistoja liefern soll. Man erwartet, jährlich 12 Millionen kWh produzieren zu können. Vervollständigt wird das System der Anlagen durch eine Spitzenzentrale bei Riola, wo die Limentra di Treppio in das Tal des Reno zurückkehrt. Die vollendeten Anlagen sollen 100 Mill. kWh im Jahre liefern. Bei Suviana erwartet man eine konstante Abflußmenge von 8 m³ pro Sekunde, die hier bei einem Gefälle von 80 m 6400 PS, bei Castrola mit einem Gefälle von 60 m 4800 PS und bei Riola mit einem Gefälle von 80 m wieder 6400 PS, zusammen 17 600 PS erzeugen werden. Abgesehen von dieser direkten Ausnützung der Anlagen wird in der Folge auch an eine weitgehende Regulierung des unterliegenden Laufes des Reno gedacht, für die das Abfangen der Hochwässer und der Ausgleich der Wasserführung die günstigsten Vorbedingungen schafft.

c) Beschreibung der ausgeführten Anlagen.

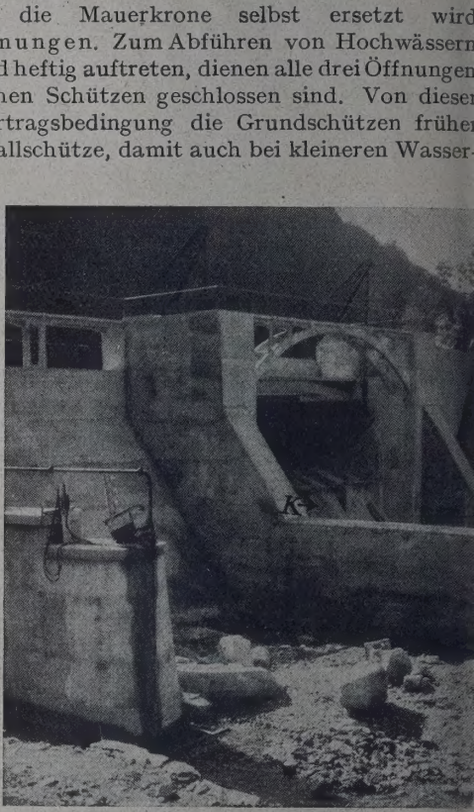
Von dem gesamten Entwurf sind zur Zeit erstellt: 1. die Talsperre im Reno, 2. der Stollen Reno—Limentra di Sambuca, 3. die Talsperre in der Limentra di Sambuca, 4. die Zentrale von Pavana, die aber keinen Bestandteil des definitiven Projektes bildet.

1. Die Sperre im Reno. Ca. 1½ km flußabwärts von der Station Molino del Pallone ist das Tal des Reno durch eine 12 m hohe Schwergewichtsmauer (Abb. 3) aus Beton gesperrt. Sie ist 60 m lang und auf ihre ganze Länge auf den gesunden Fels gegründet, der stellenweise bis 12 m unter dem Flußgrund aufgesucht werden mußte. Die normale Mischung des Betons ist 200 kg Portlandzement auf 1 m³ Beton (0,800 m³ Kies von 5 cm Korn + 0,500 m³ Sand). In den unteren Schichten, die mit dem Fels in Berührung sind, ist die Mischung jedoch

bedeutend fetter (300 kg pro m^3), während in den mittleren Schichten auch noch Blöcke eingeschlossen wurden. Auf der Wasserseite ist ein regelrechter Verputz von 3 cm Stärke, an der Luftseite von 2 cm in Zementmörtel aufgebracht. In der Mauer sind drei Schützenöffnungen vorgesehen, von denen eine mit 14 m Öffnungsweite als Überfall, die beiden anderen

fallöffnung durch die Mauerkrone selbst ersetzt wird — Die Abflußöffnungen. Zum Abführen von Hochwässern die sehr plötzlich und heftig auftreten, dienen alle drei Öffnungen die mit automatischen Schützen geschlossen sind. Von diesen sollen sich laut Vertragsbedingung die Grundschützen früher öffnen als die Überfallschütze, damit auch bei kleineren Wasser-

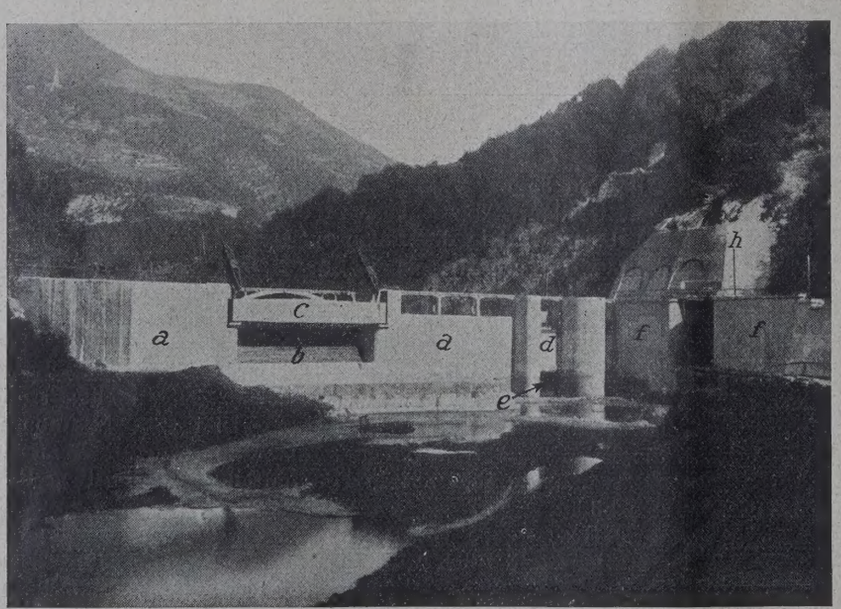
Abb. 3. Gesamtansicht der fertigen Talsperre Reno von der Luftseite (Bezeichnungen s. Abb. 4).



k = Konsolen zum Auflagern des Hauptträgers in der tiefsten Lage.

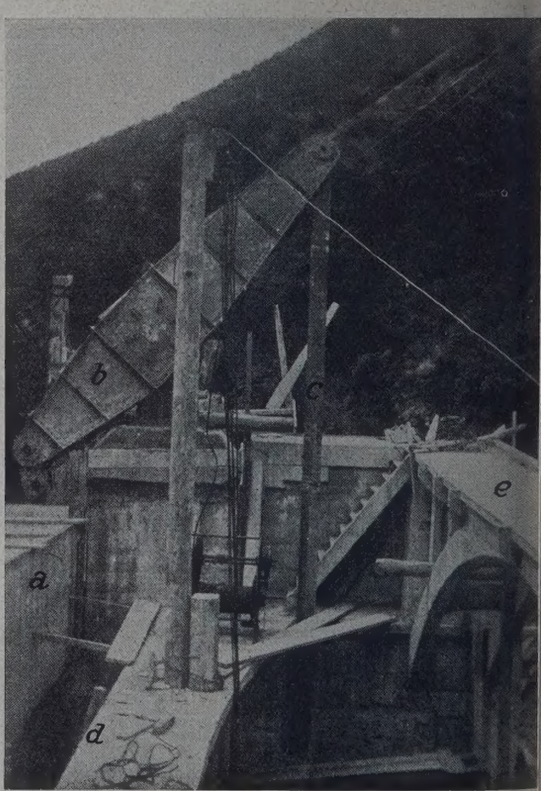
Abb. 5. Obergewichtsklappe. Ansicht von der Luftseite.

von je 4 m Breite als Kiesschleusen und Grundablässe ausgebildet sind. Deren eine lehnt sich an die rechte Flügelmauer an, ist von der zweiten durch einen vier Meter starken Pfeiler getrennt, und erst links von dieser schließt sich die eigentliche Schwergewichtsmauer an (Abb. 4). Der freie Raum oberhalb der Grundschützen ist durch Tauchwände in Eisenbeton geschlossen. Die Verbindung der Ufer wird durch einen 1,5 m breiten Steg in Eisenbeton hergestellt, der links von der Über-



a = Schwergewichtsmauer.
b = Überfallschütze (Obergewichtsklappe).
c = deren Gegengewicht.
d = Tauchwände oberhalb der Kiesschleusen.
e = Grundschützen (Sektoren).
f = rechte Flügelmauer.
g = Stolleneinlauf.
h = Futtermauer gegen Bewegung des Berges

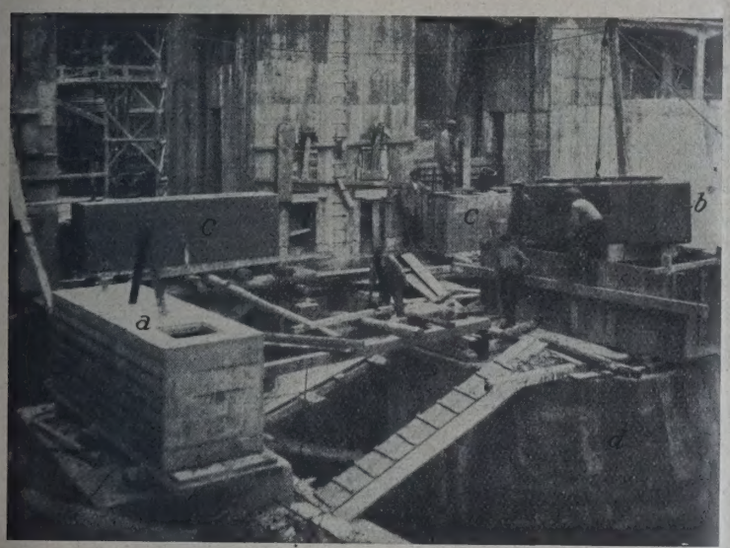
Abb. 4.
Gesamtansicht der fertigen Talsperre Reno von der Wasserseite.



a = Gegengewicht.
b = Hebel.
c = Zugstange, an der die Klappe selbst hängt.
d = Steg, der als Widerlager für die Dammbalken dient.
e = Steg für Fußgänger.

Abb. 6.
Hebel der Obergewichtsklappe während der Montage.

mengen eine Entkiesung gewährleistet ist. Die Schützen wurden von der Stauwerke A. G. Zürich geliefert und von der Ceretti & Tanfani S. A., Mailand, ausgeführt. Die Überfallschütze hat eine lichte Weite von 14 m und eine Stauhöhe von 3,20 m, die Grundschützen je 4 m lichte Weite und 3 m Höhe. Die Überfallschütze, System Obergewichtsklappe (s. Abb. 5) schließt normalerweise einen Winkel von 60° mit der Horizontalen ein und kann sich bis in die wagerechte Stellung umlegen. Je nach dem Zufluß senkt sie sich mehr oder weniger und kehrt bei Abnahme des Zuflusses in die Schließstellung zurück. Sie tritt in Funktion, wenn das Moment des Wasserdruckes auf die Klappe das des Gegengewichtes überwindet. Die Bewegungen sind sanft, stoßfrei und die Empfindlichkeit bis 6 cm über oder unter dem normalen Stau garantiert. Der

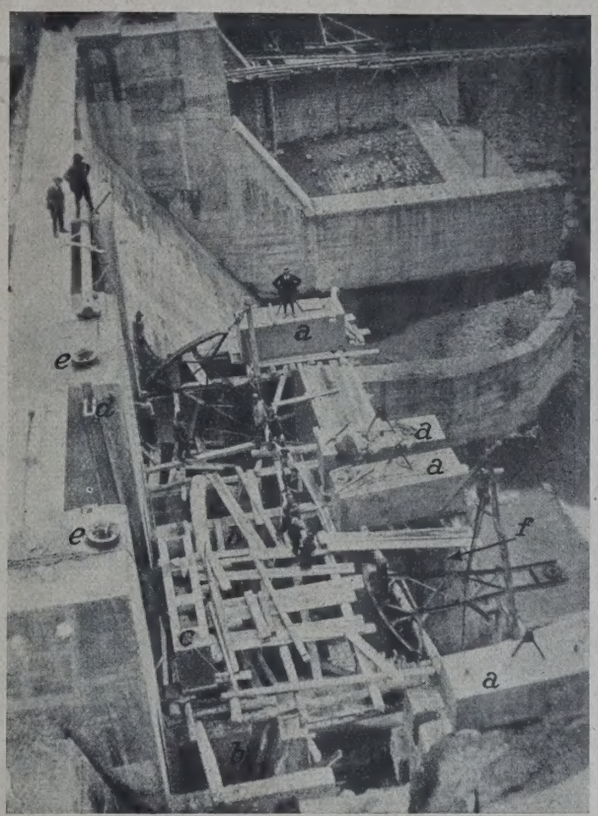


a = „Schwimmer" fertig betoniert und ausgeschalt; durch die Luke wurde die Innenschalung entfernt; sie wird vor Aufbringen des nahtlosen Verputzes und des Inertolanstriches mit einem Betondeckel verschlossen.
b = Herstellung eines zweiten „Schwimmers": Einbringen der Innenschalung.
c = Gegengewichte der Sektorschützen.
d = Mittelpfeiler zwischen den Grundschützen.

Abb. 7. Herstellung der „Schwimmer".

Verlust bei geschlossener Öffnung und maximalem Stau darf 8 l pro Sekunde nicht übersteigen. Das Gegengewicht, ein Block von ca. 90 t Gewicht, ist als Eisenbetonbalken ausgebildet, der an den Hebeln (Abb. 6) angehängt ist und zwischen den Aufhängepunkten eine lichte Weite von 14,30 m besitzt. Eine Aussparung in Form eines Troges gestattet eine Gewichtsregulierung durch Füllung mit Kies oder Beton. Eine analoge Form haben die Gegengewichte der beiden

Grundschützen. Hier dienen sie jedoch nur zur Ausbalancierung des Gewichtes der Eisenkonstruktion samt den beiden zu Unrecht so genannten „Schwimmern" aus Eisenbeton. Das sind Hohlkörper (Abb. 7 u. 8) mit dem spezifischen Gewichte $\gamma > 1$, die an Kragarmen ungefähr in der Mitte der Sektoren angehängt sind und sich in Kammern, Aussparungen in den Pfeilern, bewegen. Diese Kammern stehen in Verbindung mit dem Oberwasser, und zwar einerseits durch ein Überaich in der Höhe des normalen höchsten Staues, andererseits durch eine mit Schiebern geschlossene Rohrleitung knapp über dem Abfallboden, die von der Mauerkrone aus zu öffnen und zu schließen ist. Werden nun die Schieber geöffnet oder tritt bei Hochwasser das Überaich in Funktion, so füllen sich die Schwimmerkammern mit Wasser, das durch Rohre mit großem Durchmesser (Ø 35 cm) ein und durch Rohre mit kleinerem (Ø 15 cm), die außerdem noch mit Schiebern reguliert werden können, wieder austritt. Die Gewichtsverminderung, die die Hohlkörper durch den Auftrieb des Wassers erfahren, bewirkt, daß die ganze Konstruktion dem Zuge des Gegengewichtes nachgibt und sich so je nach dem Stande des Wassers in den Schwimmerkammern mehr oder weniger öffnet. Die Kreisform der Schließwand hat zur Folge, daß die Resultierende der Wasserdrücke durch den Drehpunkt der Sektoren geht. Es gibt also keine Tangentialkomponente, und die Bewegungswiderstände



a = „Schwimmer".
b = Schwimmerkammer.
c = Gegengewicht.
d = Kragarme für die Seilscheiben (e) der Gegengewichtsseile.
f = Mittelpfeiler zwischen den Grundschützen.

Abb. 8. Ansicht der Montage der Sektorschützen aus der Vogelperspektive.

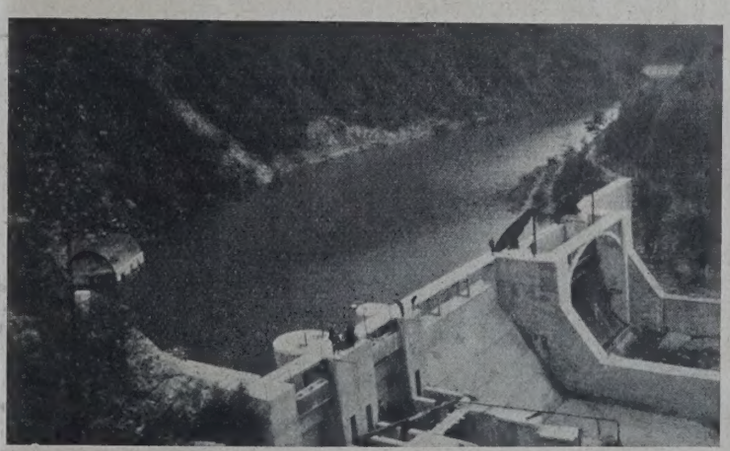


Abb. 9. Gesamtansicht der Talsperre Reno aus der Vogelperspektive mit Stausee auf höchstem Niveau.

beschränken sich auf die Reibung der Drehzapfen und der Seitendichtungen, was ein sanftes, ruhiges und sicheres Funktionieren der Schützen gewährleistet. Sehr streng sind auch hier die Bedingungen für die Wasserverluste: 4 l pro Sekunde bei Stau auf halber Höhe, 8 l pro Sekunde bei maximalem Stau; Einspielen der Schützen bei $\pm$ 6 cm vom maximalen Stauspiegel gerechnet. Abb. 9 zeigt die Gesamt-

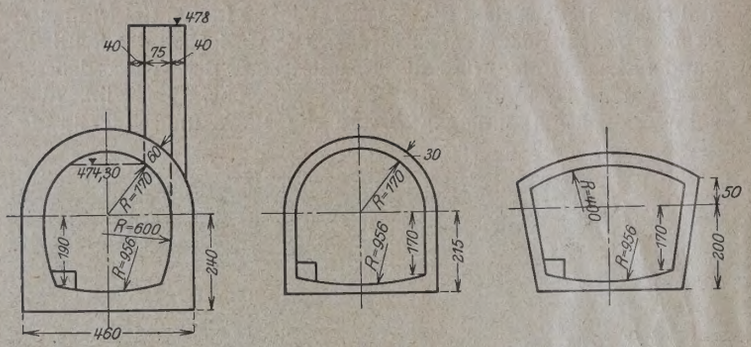
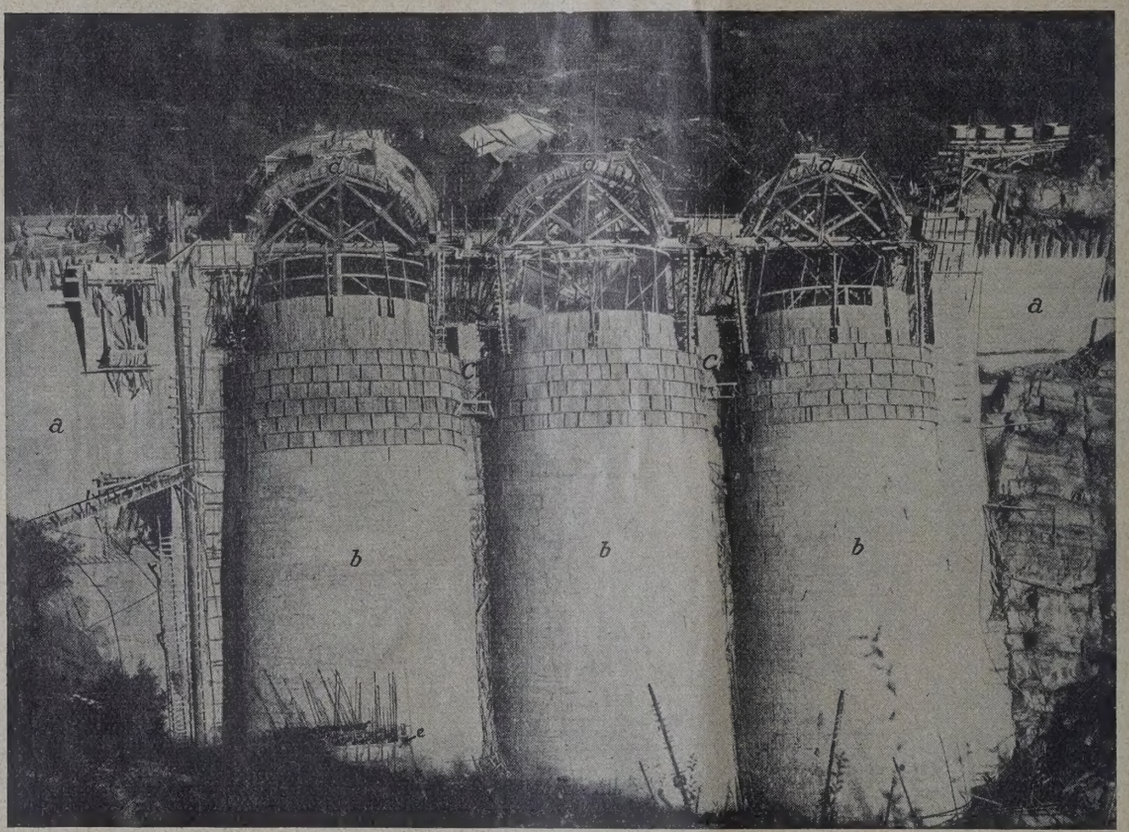


Abb. 10, 11, 12. Beispiele für die Querschnittsformen des Stollens Reno—Limentra di Sambuca.

ansicht des Stausees aus der Vogelperspektive bei höchstem Stau.

2. Der Stollen Reno—Limentra di Sambuca. In der rechten Flügelmauer, nahe den Kiesschleusen der Renosperre (Abb. 4), befindet sich der Einlauf des Stollens, gegen Bewegung des Gebirges, das hier ziemlich verwittert ist, durch Beton- und Trockenmauern gesichert. Er kann mit einer ebenen Schütze geschlossen werden. Seine Aufgabe ist, wie schon erwähnt, das Wasser des Reno in das Tal der Limentra di Sambuca, d. i. in den Stausee von Pavana zu leiten. Er ist 2840 m lang, hat ein Gefälle von 1,6 %, und mit einem Querschnitt von ca. 18 m² Füllprofil soll er 24 m³ Wasser pro Sekunde abführen. Die Form des Profiles ändert sich je nach dem Charakter des durchfahrenen Gesteines; gegen die beiden Stollenenden zu hat es Korbbogenform (Abb. 10), im Innern des Berges teils senkrechte Stollenwände mit halbkreisförmiger Kappe (Abb. 11), teils geneigte Wände mit Segmentbogen (Abb. 12); teils fehlt im vollkommen standfesten Gebirge, die Kappe überhaupt. Ein Stück von 12 m mußte mit Eisenbetonringen ausgekleidet werden, um dem Gebirgsdruck widerstehen zu können. Ein Gehsteig zieht sich durch die ganze Länge des Stollens, um ihn bei geringer Wasserführung begehbar zu machen. Während des Vortriebes vom Renotale aus hatte man viel mit Wassereinbrüchen zu kämpfen, so zwar, daß das Baulos nicht beendet wurde, sondern der Stollenausbruch von der anderen Seite, wo das Gefälle das Wasser von der Stollenbrust wegführt, vervollständigt werden mußte. Auch der Glattstrich in Zementmörtel, mit dem der ganze Stollen ausgekleidet ist, leidet unter dem vom Berg her eindringenden Wasser.



a = Schwergewichtsmauern.
b = Gewölbe.
c = Mittelpfeiler.
d = Abschlußgewölbe für die Kuppeln, die die obere Wand zu tragen haben (Schalung).
e = Provisorischer Entnahmeturm für die Zentrale Pavana.
f = Provisorische Entnahmeöffnung in der Schwergewichtsmauer.

Abb. 13. Talsperre von Pavana im Bau; Wasserseite.

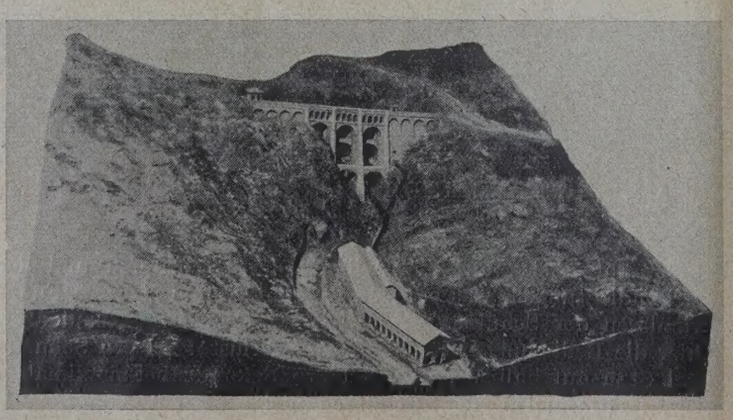


Abb. 14. Modell der Talsperre Pavana mit Zentrale (Luftseite).

3. Talsperre bei Pavana. Die sehr gründliche statische Ausarbeitung des Projektes dieser Sperre rührt vom Ingenieur der italienischen Staatsbahnen, Ludwig Manfredini, her. Die Sperre ist ca. 50 m hoch, 118 m lang und durch zwei symmetrisch angeordnete Dilatationsfugen unterteilt. Es sind drei Bogen vorgesehen, die sich gegen starke Mittelpfeiler und seitliche Schwergewichtsmauern stützen (Abb. 13 und 14). Die Erzeugenden der Gewölbe sind unter 62° gegen die Horizontale geneigt und enden 4 m unter der höchsten Wasserspiegelkote in einer Halbkuppel, die stets unter Wasser bleibt; so sind die Temperaturspannungen in den Gewölben selbst sehr vermindert. Die Wand oberhalb der Kuppeln stützt sich auf Eisenbetonbogen, die zwischen den Pfeilern gespannt sind. Die Pfeiler haben einen Achsabstand von 16,50 m, an der Spitze eine Stärke von 2 m, die nach unten stufenförmig bis 5 m zunimmt; bergseitig sind ihre Ränder jedoch geradlinig

und parallel, um regelmäßige Kämpfer für die Gewölbe zu erhalten. Letztere haben eine zylindrische Innenleibung mit Korbbogen als Leitlinie und eine konische Außenleibung, so daß die Gewölbe sich von unten nach oben und von den Kämpfern zum Scheitel zu verjüngen. In der Mauer selbst sind nur die Öffnungen für die Wasserentnahme der provisorischen Zentrale ausgespart. Grundablaß und Überaich sind mit der Luftseite durch zwei Stollen im Gebirge selbst, die um die Mauer herumführen, verbunden. Der Grundablaß, der während des Baues zur Umleitung des Flusses diente, wird mit Stoneyschützen geschlossen, während das Überaich mit automatischen Schützen des gleichen Systems wie die der Sperre im Reno versehen werden. Hier ist eine Obergewichtsklappe von 14/3,5 m, die das Wasser in eine in den Fels gebettete Betonwanne fallen läßt, von wo es in einen 23 m tiefen Schacht hinunterstürzt und von hier durch den Stollen ins Freie gelangt. Eine andere Schütze, Typ Sektor, mit Schwimmern, läßt das Wasser direkt in den oben erwähnten Schacht fallen. Es sind so in zwei nahe bei einander liegenden Anlagen (Reno und Pavana) zwei Beispiele für die Verwendung der Sektorschützen, als Oberflächen und als Grundschützen gegeben.

Zur Konstruktion der Sperre, die ca. 34 000 m³ Beton enthält, wurden die Zuschlagsmaterialien aus Steinbrüchen gewonnen; in einer Anlage, die alle Stadien der Betonaufbereitung in kleinem Raum vereinigt, erfolgte die Mischung des Betons, der durch einen Seilbahnkran, der das ganze Tal bestrich, zur Verwendungsstelle geschafft wurde.

Große Sorgfalt wurde auf den Verputz verwendet, der mit dem Zementgun in drei Schichten von zusammen 4 cm Stärke samt eingeschlossenem Metallnetz aufgebracht wird; in der letzten Schicht soll außerdem dem Mörtel ein porenschließendes Präparat, Lontra, beigemengt werden, das auch bei der Herstellung der Eisenbetonschwimmer für die Sektorschützen Verwendung fand.

Damit wäre die Beschreibung der ausgeführten Teile des Elektrisierungsprojektes erschöpft, da in Suviana und Castrola nur Vorarbeiten im Gange sind und der Stollen Pavana—Suviana zwar schon in Angriff genommen, aber noch nicht durchstoßen ist.

DIE GLEICHE FORMEL FÜR ALLE DURCHLAUFENDEN TRÄGER ÜBER BELIEBIG VIELE UNGLEICHE FELDER MIT GLEICHER MITTEL- UND $\frac{1}{2}\sqrt{3}$-FACHER ENDSTEIFIGKEIT.

Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Privatdozent und Zivilingenieur in Berlin.

Übersicht. Wenn man unter Feldsteifigkeit das Verhältnis $\frac{l}{J}$ zwischen Stützweite l und Trägheitsmoment J in irgend einem Felde eines über beliebig viele Felder durchlaufenden Trägers versteht und wenn diese Feldsteifigkeiten sich verhalten wie

$$\tfrac{1}{2}\sqrt{3} : 1 : 1 : 1 : 1 \ldots : 1 : 1 : \tfrac{1}{2}\sqrt{3},$$

so haben die Einflußlinien aller statisch unbestimmten Stützmomente einen einander ähnlichen Verlauf und weichen nur in den von den Feldsteifigkeiten abhängigen Multiplikatoren voneinander ab. Es genügen die beiden Zahlen $\frac{1}{2\sqrt{3}}$ und $\frac{1}{2+\sqrt{3}}$ sowie die vier Linien $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ der Abb. 3, um die Einflußlinien der statisch Unbestimmten sofort anzugeben. Die so erzielte gemeinsame Formel wird am Schlusse zusammengefaßt und durch ein Beispiel erläutert.

In seiner Schrift über durchlaufende Träger und Rahmen hat der Verfasser[1]) bereits für durchlaufende Träger mit gleichen Feldsteifigkeiten $\frac{l}{J}$ Schemata angegeben, die es gestatten, sofort die statisch unbestimmten Biegungsmomente für feldweise durchgehende oder für Einzelbelastungen anzugeben. Diese Annahme der Proportionalität zwischen den Stützweiten und den Trägheitsmomenten des durchlaufenden Trägers in den einzelnen Feldern oder, wenn in der nachstehenden Abb. 1 die einzelnen Stützpunkte mit 0, 1, 2, 3, 4, 5 usw. und entsprechend die Stützweiten mit l_{01}, l_{12}, l_{23}, l_{34}, l_{45} und die Trägheitsmomente mit J_{01}, J_{12}, J_{23}, J_{34}, J_{45} bezeichnet werden, die Annahme des Verhältnisses

$$(1) \qquad \frac{l_{01}}{J_{01}} : \frac{l_{12}}{J_{12}} : \frac{l_{23}}{J_{23}} : \frac{l_{34}}{J_{34}} : \frac{l_{45}}{J_{45}} = \; : 1 : 1 : 1 : 1 : \ldots .$$

führt zu der Vereinfachung, daß die Multiplikatoren und Charakteristiken für die Einflußlinien von vornherein für alle Fälle ausgerechnet werden können.

Die linearen Gleichungen für die statisch unbestimmten Stützmomente X haben bekanntlich für durchlaufende Träger die nachstehende sogenannte Clapeyronsche Form:

$$(2) \qquad \begin{cases} \delta' + X_1\,\delta_{11} + X_2\,\delta_{12} = 0, \\ \delta'' + X_1\,\delta_{21} + X_2\,\delta_{22} + X_3\,\delta_{23} = 0, \\ \delta''' \quad\; + X_2\,\delta_{32} + X_3\,\delta_{33} + X_4\,\delta_{34} = 0, \\ \delta^{IV} \quad\; + X_3\,\delta_{43} + X_4\,\delta_{44} = 0, \end{cases}$$

wo die δ', δ'', δ''', ... die Verschiebungen an den Angriffsstellen der statisch Unbestimmten unter den gegebenen Lasten, die δ_{11}, δ_{12} die Verschiebungen an der Angriffsstelle der statisch Unbestimmten X_1 infolge X_1 und X_2, die δ_{21}, δ_{22}, δ_{23} die Verschiebungen an der Angriffsstelle von X_2 infolge X_1, X_2 und X_3 usf. und die X_1, X_2, X_3, ... die statisch unbestimmten Stützmomente bedeuten. Die Lösungen dieses linearen Gleichungssystems kann man in der Form schreiben:

Abb. 1.

$$(3) \qquad \begin{cases} X_1 = -(a_{11}\,\delta' + a_{12}\,\delta'' + a_{13}\,\delta''' + a_{14}\,\delta^{IV}), \\ X_2 = -(a_{21}\,\delta' + a_{22}\,\delta'' + a_{23}\,\delta''' + a_{24}\,\delta^{IV}), \\ X_3 = -(a_{31}\,\delta' + a_{32}\,\delta'' + a_{33}\,\delta''' + a_{34}\,\delta^{IV}), \\ X_4 = -(a_{41}\,\delta' + a_{42}\,\delta'' + a_{43}\,\delta''' + a_{44}\,\delta^{IV}). \end{cases}$$

Die Zusammenfassung der Werte a in der Form

$$(4) \qquad \begin{array}{|cccc|} \hline a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} \\ a_{21} & a_{22} & a_{23} & a_{24} \\ a_{31} & a_{32} & a_{33} & a_{34} \\ a_{41} & a_{42} & a_{43} & a_{44} \\ \hline \end{array}$$

hat der Verfasser in seiner Schrift Zahlenrechteck genannt und ein einfaches Verfahren angegeben, wie bei allen derartigen Clapeyronschen Gleichungssystemen die Zahlenrechtecke vermittelst zweier Kettenbrüche aus dem Schema der δ-Werte leicht gewonnen werden können. Diese Zahlenrechtecke sind für den Fall gleicher Feldsteifigkeit bei durchlaufenden Trägern von vornherein auszurechnen und in der Schrift des Verfassers angegeben. Herr Professor Löser hat gelegentlich schon darauf hingewiesen, daß diese Annahme gleicher Feldsteifigkeit bei durchlaufenden Eisenbetonträgern, wie sie z. B. im Brückenbau vorkommen, auch ganz gut für die Mittelfelder zutrifft, daß jedoch die Feldsteifigkeit in den beiden Endfeldern wegen der freien Auflagerung an den beiden Enden etwas kleiner ausfallen muß. Herr Ingenieur Räthling, ein deutschamerikanischer Verfechter der Zahlenrechteckmethode, hat den Verfasser darauf

[1]) Lewe, Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach dem Verfahren des Zahlenrechtecks. Selbstverlag 1916.

aufmerksam gemacht, daß bei einer bestimmten Annahme kleinerer Endsteifigkeiten sogar noch weitere Vereinfachungen erzielt werden können, so daß schließlich für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele Felder, wenn nur das Verhältnis der Feldsteifigkeit der Formel

$$(5)\qquad \frac{J_{01}}{J_{01}} : \frac{J_{12}}{J_{12}} : \frac{J_{23}}{J_{23}} : \frac{J_{34}}{J_{34}} : \frac{J_{45}}{J_{45}} = \tfrac{1}{2}\sqrt{3} : 1 : 1 : 1 : \tfrac{1}{2}\sqrt{3}$$

entspricht, ein einziger Ansatz genügt. Die Werte der Verschiebungen δ werden in diesem Falle z. B. für einen Träger über fünf Öffnungen:

$$(6)\qquad \begin{cases} \delta_{11} = 2\,(\tfrac{1}{2}\sqrt{3} + 1{,}0) = \delta_{44}, & \delta_{12} = 1{,}0 = \delta_{34}, \\ \delta_{22} = 2\,(1{,}0 + 1{,}0) = \delta_{33}, & \delta_{23} = 1{,}0. \end{cases}$$

Diese Werte sind noch durch 6 E zu dividieren, eine Abkürzung, die später zu beachten ist. Der Kettenbruch zur Berechnung der a-Werte des Zahlenrechtecks lautet:

$$(7)\qquad \begin{cases} a_{11} = \dfrac{1}{\sqrt{3} + 2 - 1} & \dfrac{1}{4-1} & \dfrac{1}{4-1} & \dfrac{1}{2+\sqrt{3}} \\ \qquad -0{,}267\,94 & -0{,}267\,94 & -0{,}267\,94 & \\ = \dfrac{1}{2\sqrt{3}} = \dfrac{1}{3{,}464\,12} = 0{,}288\,675. & & & \end{cases}$$

Das Zahlenrechteck der a-Werte ist dann schließlich:

	1	2	3	4
−0,267 949	**0,288 675**	−0,077 347	0,020 725	−0,005 553
−0,267 949	−0,077 347	**0,288 675**	−0,077 347	−0,020 725
−0,267 949	0,020 725	−0,077 347	**0,288 675**	−0,077 347
	−0,005 553	0,020 725	−0,077 347	**0,288 675**
	−0,267 949	−0,267 949	−0,267 949	

Wenn wir uns diese Zahlenrechteckwerte ansehen, so finden wir die Zahlen der von oben links nach unten rechts verlaufenden Hauptdiagonale, die oben fett gedruckt sind, überall gleich den oben ausgerechneten Werten $a_{1i} = 0{,}288\,675$. Die beiden Nachbarwerte lauten $0{,}288\,675 \cdot (-0{,}267\,949) = -0{,}077\,347$. Die anstoßenden Nachbarwerte sind mit je 0,267 949 multipliziert, so daß sich bei einem Träger über noch viel mehr Öffnungen die Zahlen einer Reihe von der fettgedruckten Zahl der Hauptdiagonale aus nach links und rechts wie folgt ergeben:

0,2887, −0,0773, 0,0207, −0,0056, 0,0015, −0,0004, 0,0001.

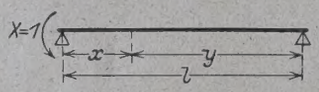


Abb. 2.

Die Einflußlinien der statisch unbestimmten Stützmomente erhält man nun bekanntlich aus den Biegelinien für die Zustände X = 1 in den einzelnen Feldern, wie Abb. 2 zeigt.

Eine solche Biegelinie hat den Verlauf:

$$(8)\qquad w = \frac{l^2}{6\,E\,J}(\xi - \xi^3) = \frac{l^2}{6\,E\,J}\,\alpha,$$

wo $\xi = \frac{x}{l}$, und zwar sind in den Mittelfeldern zwei solche Biegelinien mit verschiedenen Multiplikatoren entsprechend den oben angegebenen Zahlen zu multiplizieren und zu addieren. Die eine Biegelinie hat dabei den Verlauf wie in Gleichung (8), während die andere Biegelinie den umgekehrten Verlauf zeigt, weswegen man noch die Kurve

$$(9)\qquad \beta = \eta - \eta^3,$$

wo $\eta = \frac{y}{l}$, braucht. Nun geht aber jede der oben angegebenen Zahlen aus der vorhergehenden durch Multiplikation mit $\frac{1}{2+\sqrt{3}}$ hervor. Man braucht deswegen noch zwei weitere Kurven, und zwar:

$$10)\qquad \begin{cases} \gamma = \alpha - \dfrac{1}{2+\sqrt{3}}\,\beta, \\ \delta = \beta - \dfrac{1}{2+\sqrt{3}}\,\alpha. \end{cases}$$

Die Abb. 3 zeigt die einzelnen Kurven mit ihren Ordinaten bei Zehntelteilung des Feldes.

Beispiel.

Die Abb. 4 zeigt den Verlauf der Einflußlinie für X_3 eines Trägers über fünf Öffnungen. Von den in den einzelnen Feldern eingeschriebenen Zahlen geben die oberen den Verlauf der Einflußlinie in den einzelnen Feldern unter Bezugnahme auf die Linien der Abb. 3 an, während die untenstehenden Zahlen den Flächeninhalt dieser Kurven bezeichnen und damit ermöglichen, ohne weiteres die Größe des statisch unbestimmten Stützmomentes X_3 für irgendwelche feldweise Belastung anzugeben. Für die beiden Endfelder benutzt man als Grundkurven für die Einflußlinien die Linien α und β, während für die Zwischenfelder die Linien γ und δ benutzt werden. α- und γ-Grundlinien braucht man rechts, β und δ braucht man links der Stütze, für deren Stützmoment die Einflußlinie gezeichnet werden soll. Die hierfür gebrauchten Zahlenwerte sind

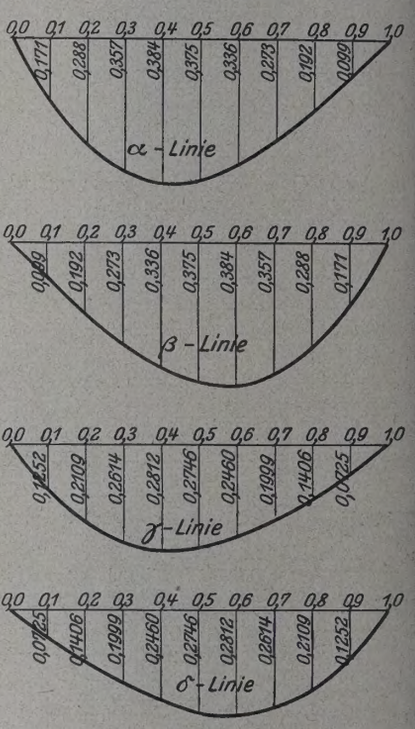


Abb. 3.

$$\frac{1}{2}\sqrt{3}\cdot a, \quad \frac{1}{8}\sqrt{3}\cdot a \quad \text{und} \quad \frac{1}{4}\cdot\frac{1+\sqrt{3}}{2+\sqrt{3}}\cdot a,$$

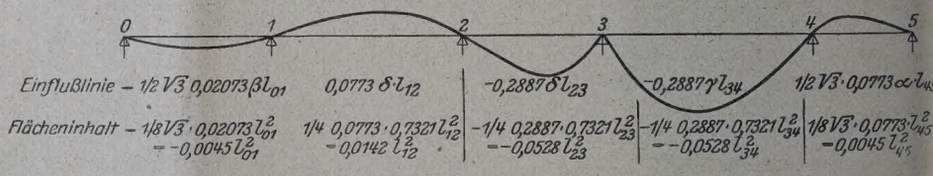


Abb. 4.

wo a die oben bereits angegebenen Zahlen des Zahlenrechtecks bedeuten.

a	$\frac{1}{2}\sqrt{3}\cdot a$	$\frac{1}{8}\sqrt{3}\cdot a$	$\frac{1}{4}\cdot\frac{1+\sqrt{3}}{2+\sqrt{3}}\cdot a$
0,28 867	0,25 000	0,06 259	0,05 283
0,07 735	0,06 698	0,01 674	0,01 415
0,02 073	0,01 795	0,00 449	0,00 379
0,00 555	0,00 481	0,00 120	0,00 102
0,00 149	0,00 129	0,00 032	0,00 027
0,00 040	0,00 034	0,00 009	0,00 007
0,00 011	0,00 009	0,00 002	0,00 002

Anwendungsregeln.

1. Man überzeuge sich, daß der durchlaufende Träger einigermaßen der Voraussetzung der Formel (5) genügt.

2. Man benötigt die Zahlen 0,0001, −0,0004, 0,0015, −0,0056, 0,0207, −0,0773, 0,2887, −0,0773, 0,0207, −0,0056, 0,0015, −0,0004 und 0,0001.

3. Wünscht man die Einflußlinie irgend eines Stützmomentes zu zeichnen, so ordne man dieser Stütze die Zahl 0,2887 zu, den übrigen Stützen ordnet man die Zahlen zu entsprechend der Reihenfolge links und rechts von dieser Zahl, die rechts folgende Stütze erhält also zugeordnet −0,0773 und ebenso die links folgende Stütze.

4. Der Verlauf der Einflußlinie in dem der betrachteten Stütze benachbarten Felde ist $-0{,}2887\ \gamma$ mal Stützweite und links $-0{,}2887\ \delta$ mal der Stützweite des links anstoßenden Feldes. Handelt es sich um einen Träger über nur zwei Öffnungen, ist also nur ein statisch unbestimmtes Stützmoment vorhanden, so lautet die Formel für die rechts anstoßenden Kurven, weil es sich um Endfelder handelt, $-\frac{1}{2}\sqrt{3}\cdot 0{,}2887\ \alpha$ mal der Stützweite des rechten Feldes und links $-\frac{1}{2}\sqrt{3}\cdot 0{,}2887\,\beta$ mal der Stützweite des linken Feldes. Sind die beiden übernächsten Öffnungen noch Mittelfelder, so wird wiederum links die Kurve δ und rechts die Kurve γ verwandt und je mit der zugehörigen Stützweite multipliziert. Der Multiplikator, mit dem diese Kurven aber noch multipliziert werden müssen, ist 0,0773. Handelt es sich aber bereits um ein Endfeld, so hat man rechts die Kurve α, links die Kurve β zu verwenden, je mit der zugehörigen Stützweite und mit dem Multiplikator $\frac{1}{2}\sqrt{3}\cdot 0{,}0773$ zu multiplizieren.

5. Für durchgehende feldweise Belastung benötigt man die Flächeninhalte der Kurven der Abb. 3. Diese sind für die α- und β-Kurve $\frac{1}{4}\times$ Stützweite, für die γ- und δ-Kurve

$$\frac{1}{4}\cdot\frac{1+\sqrt{3}}{2+\sqrt{3}}=0{,}18301.$$

6. Das Verfahren geht am einfachsten aus Abb. 4 für die Einflußlinie des statisch unbestimmten Stützmomentes der Stütze 3 eines über fünf Felder durchlaufenden Trägers hervor; zur Ausrechnung der Zahlenwerte benutzt man vorstehende Tabelle.

HÖLZERNE VOLLWANDBINDER FÜR DIE SCHAUHALLE DER DEUTSCHEN LANDWIRTSCHAFTS-GESELLSCHAFT IN BERLIN-LANKWITZ

Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L.

Im Süden der Reichshauptstadt, im Vorort Lankwitz, entstand im vergangenen Jahre ein Bau, der für die Fachwelt von einigem Interesse sein dürfte. Es handelt sich um die Schauhalle der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft in der Charlottenstraße am Bahnhof Lankwitz. Die Halle, die von außen einen bescheidenen Eindruck macht, wie Abb. 1 zeigt, enthält freitragende hölzerne Vollwandbinder von Spannweiten

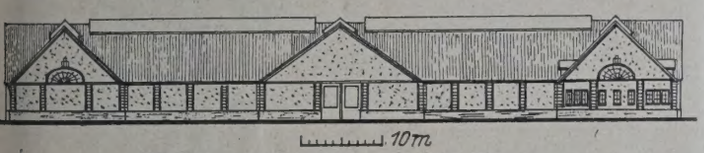


Abb. 1. Ansicht von der Charlottenstraße.

bis zu rd. 28 m, wie sie m. E. in gleicher Weise in Berlin noch nicht ausgeführt worden sind.

Die Ausarbeitung des Gesamtprojektes und die Bauleitung der Halle lagen in Händen des Herrn Baumeister Künzel, des Leiters der Bauabteilung der Deutschen Landwirtschafts-Gesellschaft. Der spezielle Entwurf der hölzernen Binder und der Dachkonstruktionen einschließlich der statischen Berechnungen wurde im Konstruktionsbüro der Hallenbauabteilung der Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, vom Verfasser dieses Aufsatzes bearbeitet. Die Binder einschließlich des Dachgespärres wurden im Nieskyer Werk hergestellt und unter Leitung hiesiger Richtmeister und Arbeiter an Ort und Stelle aufgestellt.

Allgemeines. Die Schauhalle in Lankwitz dient der Ausstellung von landwirtschaftlichen Maschinen aller Art. Da der Bau nicht nur für einen vorübergehenden Zweck gedacht ist, sondern für Schaustellungen dauernd benutzt werden soll, wurde von der Bauleitung besonderer Wert auf ein gutes Aussehen der Binder gelegt. Aus diesem Grunde entschied man sich auch für die Verwendung der Vollwandbinder, die verhältnismäßig teurer als Fachwerkbinder sind. Die Abb. 2 zeigt den Grundriß der Halle, die eine Gesamtlänge von 84,30 m und eine größte Breite von 44,30 m an den Seitenflügeln aufweist. Für eine Erweiterung ist ein fast gleicher Bau unmittelbar anschließend geplant. Die Mittellängshalle hat eine Breite von 20,50 m, die Seitenquerhallen eine solche von 15 m und die Mittelquerhalle von 20 m. Auf der einen Seite ist ein Anbau für Verwaltungszwecke an Stelle des einen Seitenquerhallenteiles vorgesehen. Die Seitenwände der Halle sind massiv ausgebildet und übertragen die Windkräfte auf die Binder. Die Dacheindeckung ist bei einer Dachneigung von rd 35° bzw. 43,5° mit holländischen Pfannen auf Lattung ausgeführt. Im Innern ist die Dachfläche durch eine gespundete und gefaste Schalung verkleidet. Des besseren Aussehens halber wurden alle innen sichtbaren Holzteile gehobelt angeliefert.

Im First befinden sich 5 m bzw. 4,50 m breite, in der Dachfläche liegende Oberlichter in einer für die ausreichende Beleuchtung der Halle erforderlichen Länge.

Die Binder, von denen die Halle insgesamt 29 Stück aufweist, haben alle die gleiche Grundform: einen Dreigelenkbogen mit gleichem Pfeil, aber verschiedenen Spannweiten und Binderabständen. Die Grundrißanordnung bedingte im ganzen acht verschiedene Bindertypen. Die Spannweiten schwanken zwischen 14 m und 27,78 m, und die Pfeilhöhe ist bei allen Typen rd 10,70 m. Die Abb. 3 und 4 geben eine Darstellung der normalen Längshallenbinder und der größten Kehlbinder der Mittelhalle. In den Mitten der Querhallen sind je zwei Kehlbinder im Kreuz aufgestellt. Die Binderfüße

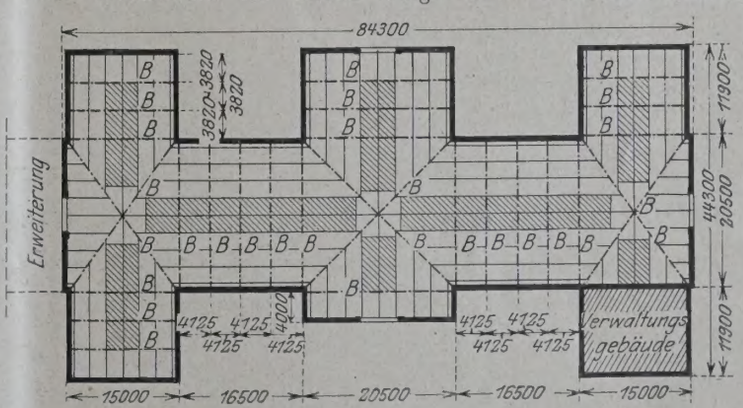


Abb. 2. Grundriß der Halle.

liegen 20 cm über Fußbodenoberkante. Die Fundamente sind in Stampfbeton vom Mischungsverhältnis 1:10 ausgeführt worden.

Für die Berechnung wurden die Binder als Dreigelenkbogen aufgefaßt und auf einfache Weise die Momente, Normalkräfte und Querkräfte in verschiedenen Punkten des Binders für die einzelnen Belastungsfälle: Eigengewicht, Schnee und Wind ermittelt.

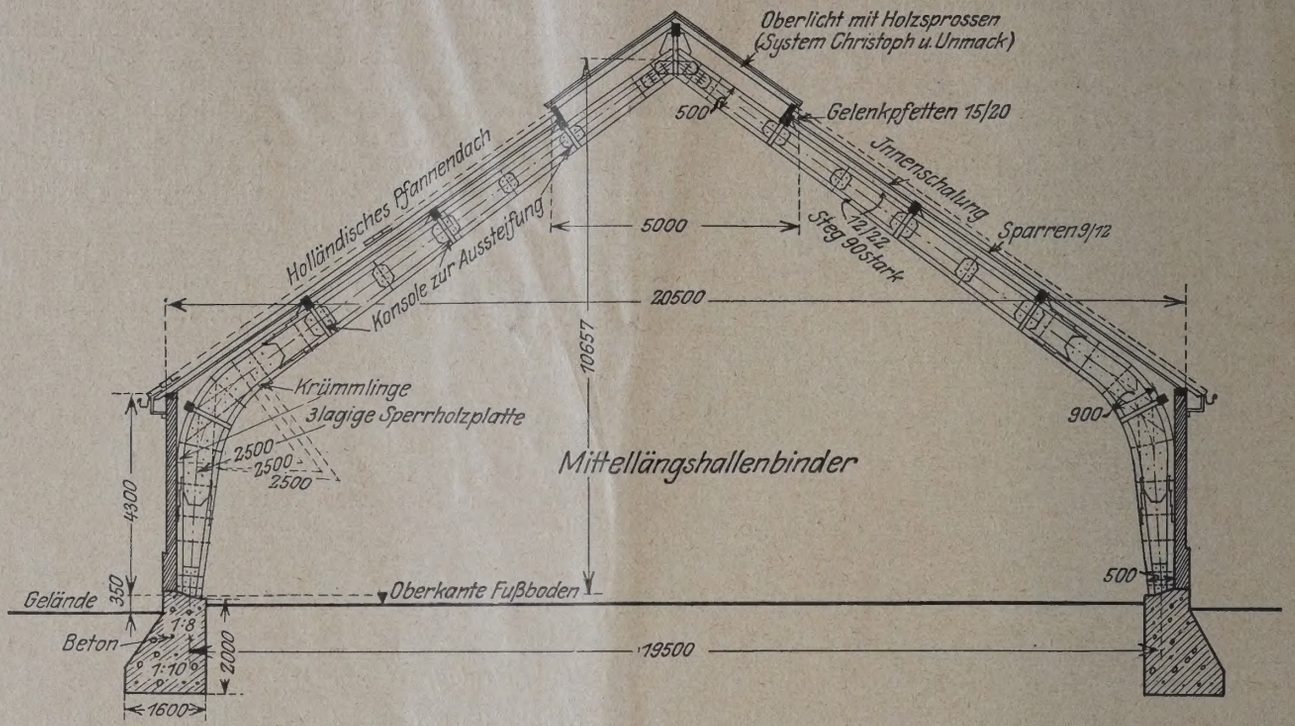


Abb. 3. Ansicht des Vollwandbinders der Schauhalle Lankwitz.

Es wurde mit folgenden Werten für die Belastungen gerechnet:

Eigengewicht des Pfannendaches einschließlich der inneren Schalung: 85 kg/m² Dachfläche,

Bindereigengewicht schwankt zwischen 38—45 kg/m² Grundfläche,

Schnee: 60 bzw. 51 kg/m² Grundfläche,

Wind: 41 bzw. 60 kg/m² normal auf Dachfläche,
100 kg/m² wagerecht auf Seitenwand.

Die Windkräfte der Seitenwand wurden zu dem Teil, den die Wände bei 1,5 facher Standsicherheit nicht selbst aufzunehmen vermögen, auf die Binder übertragen.

Die Beanspruchungen für Nadelholz wurden den preußischen Bestimmungen entsprechend gewählt.

Die Binderprofile sind I-förmig. Die Höhen schwanken zwischen 50 bis 100 cm. Das Profil ist aus Kanthölzern zusammengesetzt in der Weise, daß auf den Steg, der aus zwei hochkant zueinander stehenden gespundeten Kanthölzern besteht, beiderseits je ein Kantholz flachliegend als Gurtplatte aufgeleimt ist (vgl. Abb. 5). In den drei Fugen sind die vier Hölzer mittels Kaltleim fest miteinander verbunden. In dem mittleren gekrümmten Bogenteil wurden die Stöße der Hölzer angeordnet. Die Steghölzer sind miteinander verzapft. Der Restzwickel ist durch Hartholzkeile ausgefüllt worden. Die eigentliche Stoßdeckung wird durch eine beiderseits angeordnete Sperrholzplatte aus drei Lagen fichtener Bretter von je 22 mm Stärke bewirkt. Diese Sperrholzplatte, die bei den größten Mittelhallenkehlbindern von rd. 28 m Spannweite eine Länge von beinahe 4 m aufweist, ist mittels Bolzen und Hartholzdübel mit den Stegkanthölzern ausreichend verbunden.

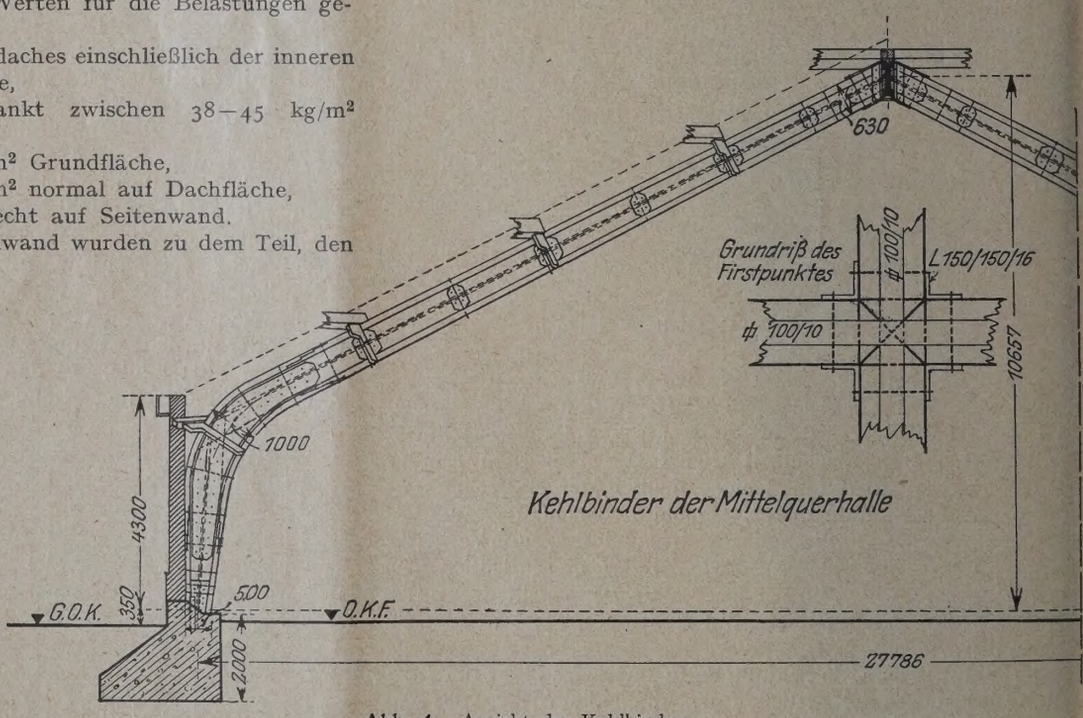


Abb. 4. Ansicht des Kehlbinders.

Die Gurtplatten werden in den gekrümmten Teilen ersetzt durch sogenannte Krümmlinge, d. h. 12 Bretter je 10 mm stark flach unter Druck zusammengeleimt und nach dem vorgeschriebenen Halbmesser von 2500 mm gebogen. Der Anschluß der Krümmlinge an die Gurtkanthölzer wird durch dreimaliges stufenförmiges Absetzen erreicht. Die Stoßflächen sind ebenfalls verleimt. Der Binderquerschnitt ist so bemessen, daß erst am Ende der wagerechten Leimfläche der volle Querschnitt zur Aufnahme der Momente und Normalkräfte benötigt wird. Die Länge der einzelnen Stufen bestimmt sich aus der Größe der anzuschließenden Querschnittsfläche und beträgt durchschnittlich je 30 cm.

Nach den Versuchen hat sich ergeben, daß die zusammengeleimten Stellen die gleiche Festigkeit haben, wie sie die einzelnen Holzfasern von Natur aus besitzen. Der Kaltleim ersetzt vollkommen das natürliche Bindemittel. An den Stellen, wo die Schubkraft den Wert $\tau = 10$ kg/cm² überschreitet, sind theoretisch eiserne Bolzen erforderlich und demzufolge auch angeordnet worden. Der größeren Sicherheit halber wurden auf Wunsch der Berliner Baupolizei in regelmäßigen Abständen weitere Bolzen längs durch das Binderprofil gehend vorgesehen.

Der knicksicheren Aussteifung des Binderprofiles dienen die in bestimmten Abständen unter den Pfetten angeordneten Konsole (vgl. Abb. 6). Zu diesem Zwecke verstärkte man

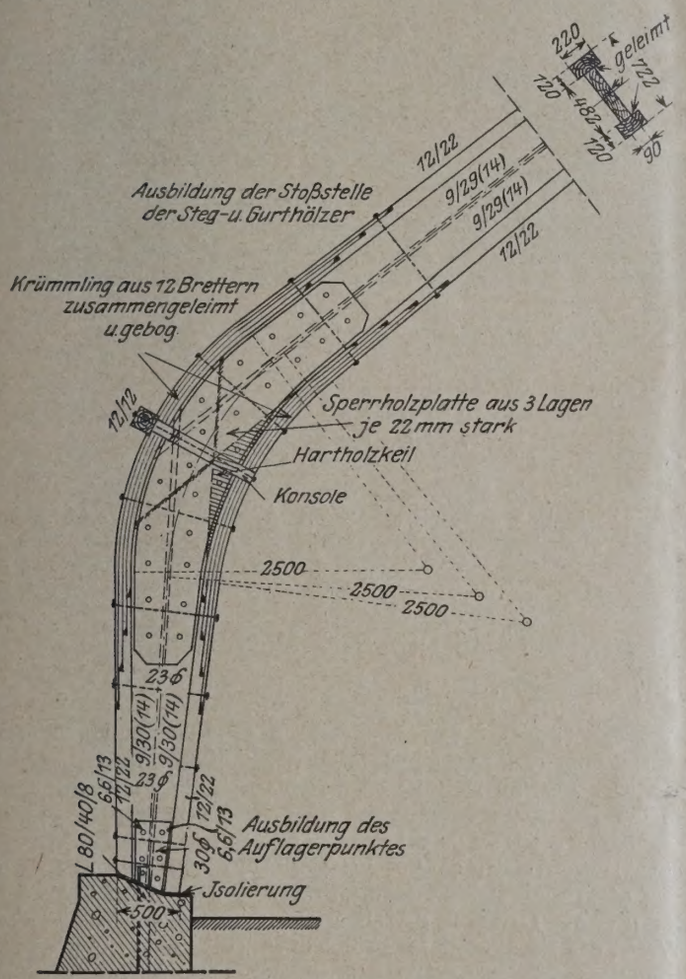


Abb. 5. Einzelheiten der Konstruktion der Vollwandbinder.

zunächst den Steg durch Platten aus Sperrholz und befestigte senkrecht zur Binderebene dreieckförmige Konsole, die oben in die Pfetten verzapft wurden.

Am Fußpunkt ist der Steg ebenfalls durch Platten verstärkt und die Verankerung mittels zweier Winkeleisen vorgenommen.

Die Ausbildung des Scheitels geht aus der Einzelzeichnung Abb. 7 hervor. Die beiden Binderhälften sind stumpf gestoßen und hierdurch die Druckkräfte gut übertragen. Zur Aufnahme der Querkräfte sind außer der Reibung, die rechnerisch nicht berücksichtigt worden ist, eiserne Dorne im Hirnholz vorgesehen, ferner gehen beiderseits Holzlaschen von einer Binderhälfte zur anderen, die mittels Tellerdübel einwandfrei mit den Bindern verbunden sind und die Querkräfte aufnehmen können. Schließlich sind Flacheisen auf den Gurtplatten oben und unten vorgesehen.

Schwieriger gestaltete sich die Verbindung im Scheitel der vier Kreuzbinder. Hier übertragen starke Winkeleisen die Querkräfte, außerdem sind die Flacheisen auf den Gurtplatten noch angeordnet. Die Flacheisen überdecken sich hier im Mittelpunkt gegenseitig. Die Konstruktion des Scheitelpunktes der vier Kehlbinder zeigt die Abb. 4.

Die Binder sind am Auflagerpunkt mit dem Hirnholz stumpf auf das Betonfundament aufgesetzt, nur durch eine Isolierpappschicht gegen Feuchtigkeit gesichert. Die Auflager-

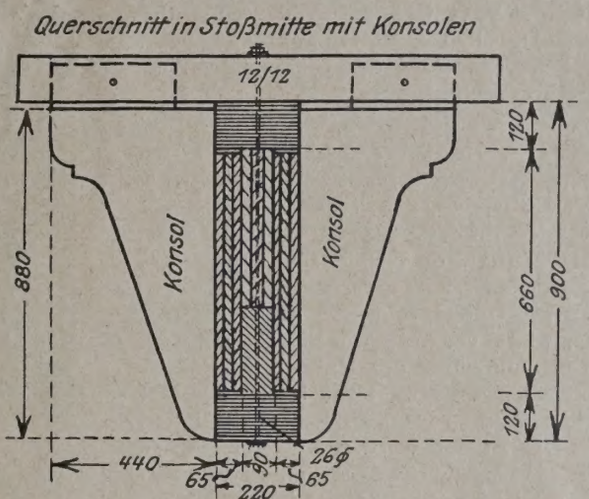


Abb. 6.

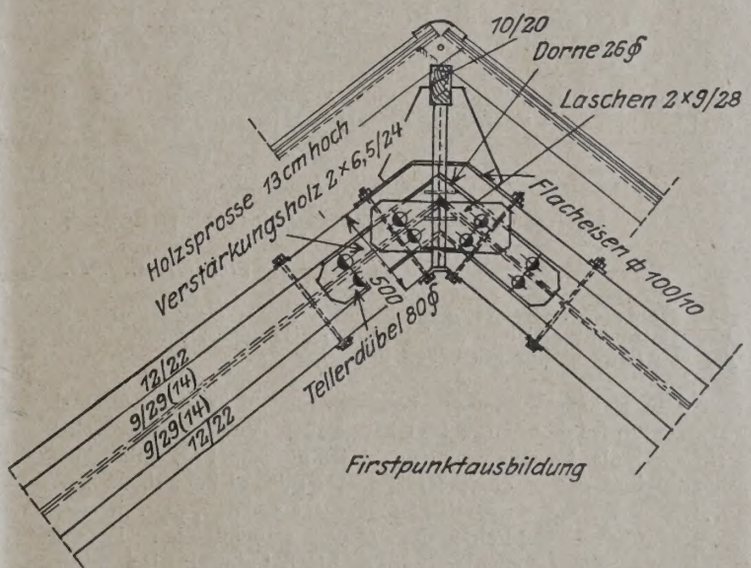


Abb. 7.

fläche ist entsprechend der Resultanten der Auflagerkräfte schräg gelegt, damit eine möglichst gleichmäßige Druckbeanspruchung entsteht. Gegen die Wände sind die Bindergurtplatten mittels Goudronanstrich isoliert.

Als Binderholz wurde ausschließlich Fichte verwandt.

Das Dachgespärre besteht aus Sparren und Pfetten. Die letzteren sind zum größten Teil als Gelenkpfetten ausgebildet und berechnet worden. Im Gelenk sind die Pfetten in der Weise angeschnitten, daß die Koppel- oder Schleppträgerenden mittels schräger Fläche auf den entsprechend schräg geschnittenen Kragträgerenden lagern. Zusammengehalten werden beide Teile durch einen in lotrechter Ebene schräg liegenden Bolzen in Verbindung mit einem Tellerdübel, der in einwandfreier Weise als Gelenkpunkt wirkt. In den Mittelhallen, über den Kreuzbindern, wurden teilweise die Pfetten als verdübelte Balken der großen Stützweite wegen ausgebildet. Die Verdübelung der beiden Balken, aus denen eine solche

Pfette besteht, geschah durch die Spezial-Tellerdübel der Firma Christoph & Unmack. Die auf diese Weise geschaffene Verbindung der beiden Balkenhälften besitzt eine solche Festigkeit, daß der Balken wie ein einfacher Balken beansprucht werden kann und demnach der Wirkungsgrad der Verdübelung gleich 1 gesetzt wird. Besonders schwierig gestaltete sich vielfach die Auflagerung der schweren Dübelbalkenpfetten auf dem Binder. Es sind zur Schaffung der notwendigen Auflagerfläche mehrfach noch besondere Verstärkungshölzer am Bindersteg vorgesehen.

Die Oberlichter haben die der Firma Christoph & Unmack ges. gesch. doppelt geleimten Holzsprossen aus Pitchpineholz mit kittloser Verglasung.

Die Montage der ganzen Halle fand im vergangenen Sommer statt und ging, abgesehen von Unterbrechungen durch mehrere Streiks, glatt vonstatten. Die Abb. 8 gibt eine Innenaufnahme der Halle während der Bauzeit wieder. Man sieht im Mittelpunkt die beiden größten Kehlbinder der Mittelquerhalle. Die Binder wurden in zwei Hälften fertig zusammengesetzt angeliefert. Auf der Baustelle wurden die Binder mittels einfacher Richtbäume hochgezogen und am First verbunden, wobei sie anfangs durch Steifen seitlich gehalten waren. Beim weiteren Fortschreiten der Montage konnten die einzelnen Binder dann gegenseitig abgestützt werden. Der Aufbau der ganzen Halle geschah ohne Unfall.

Zum Schluß folgen noch einige Angaben über den Materialverbrauch. An Fichtenholz benötigte ein Binder

Abb. 8. Innenansicht der Halle während des Baues.

von Spannweite 14,00 m: 3,8 m³
19,50 m: 5,2 m³
27,78 m: 8,0 m³
} einschl. des Hobelmaßes.

Der Eisenverbrauch betrug bei den Normalbindern von 19,50 m Spannweite 220 kg.

Die Halle wurde am 1. Dezember 1925 ihrem Bestimmungszweck übergeben.

DIE BEANSPRUCHUNG VON PILZDECKEN IN DER NÄHE DES STÜTZENKOPFES.

Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf.

Übersicht. Ersatz der Pilzplatte durch eine inhaltsgleiche Kreisplatte mit gleichen Auflagerungsbedingungen; Richtigstellung der von Lewe hierfür gegebenen Formeln.

Die Beanspruchungen von Pilzdecken in der Nähe des Stützenkopfes können bei gleichmäßiger Vollast aller Felder, wie erstmals Dr.-Ing. Dr. Lewe festgestellt hat, mit großer Genauigkeit denen einer Kreisplatte mit gleichartigem Lastangriff gleichgesetzt werden, die mit einem Felde der Decke flächengleich ist; der Stützenkopf ist hierbei monolithisch mit der Pilzplatte verbunden, so daß diese am Anschluß an diesen Verdrehungen nur insoweit erleiden kann, als dieser nachgibt. In sehr vielen Fällen wird es genügen, das gegenüber der Platte um ein Vielfaches größere Trägheitsmoment des Säulenkopfes als unendlich anzusehen, so daß man das System einer an ihrer inneren Begrenzung fest eingespannten Ringplatte zugrunde legen kann. An der äußeren Begrenzung der Platte sind die radialen Tangenten an die elastische Fläche ebenfalls wagerecht anzunehmen, wie sich ohne weiteres aus der Formänderung der Pilzplatte in der Mitte der Stützenverbindungslinien ergibt. Hierdurch ist also die Möglichkeit einer sehr einfachen und genügend genauen Erfassung der aus der Ausbildung des Stützenkopfs herrührenden Einflüsse gegeben.

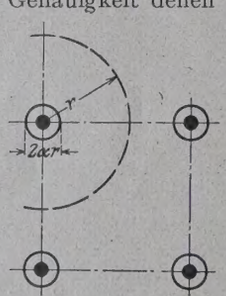


Abb. 1.

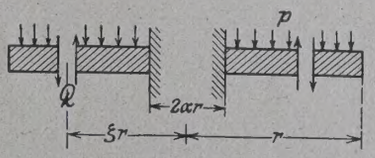


Abb. 2.

Der Lastfall ist mit einer Reihe anderer Fälle von Lewe in der Deutschen Bauzeitung 1922, Zementbeilage S. 142 behandelt; wie ich schon bei anderer Gelegenheit festgestellt habe, enthält die Ableitung Unrichtigkeiten, insbesondere verschwinden die Tangentialmomente an den Rändern der Platte nicht für $\mu = 0$. Da sie in derselben Form in das neu erschienene Werk des genannten Forschers über „Pilzdecken und andere trägerlose Eisenbetonplatten“ übernommen ist, gestatte ich mir, im folgenden das Problem nochmals kurz zu behandeln, damit nicht jeder einzelne vor die Notwendigkeit einer Berichtigung gestellt wird.

Wir gehen aus von der Differentialgleichung der Kreisplatte für axialsymmetrische Belastung:

$$1) \qquad \xi^2 \frac{d^2\varphi}{d\xi^2} + \xi \frac{d\varphi}{d\xi} - \varphi + r^2 \frac{m^2-1}{m^2 E i} Q_\xi \xi^2 = 0;$$

Im vorliegenden Falle ist die Schubkraft Q je Längeneinheit des kreisförmigen Schnitts:

$$2) \qquad Q_\xi = -\frac{P}{2\pi r}\left(\frac{1}{\xi} - \xi\right);$$

$P = p r^2 \pi$ ist die Säulenlast oder die dieser gleiche auf ein Plattenfeld entfallende Gesamtlast. Setzt man (2) in (1) ein und integriert, so findet man als allgemeine Lösung:

$$3) \qquad \varphi - \frac{P r}{4\pi D}\left(\xi \ln \xi - \frac{1}{2}\xi - \frac{1}{4}\xi^3\right) + A\xi + \frac{B}{\xi} = 0$$

wenn man mit $D = \frac{m^2 E i}{m^2 - 1}$ den Plattenmodul bezeichnet.

Von der Richtigkeit kann man sich durch Bildung der Derivationen und Einsetzen in (1) leicht überzeugen.

Die Konstanten A und B bestimmen sich, wenn man die Randbedingungen

$$\varphi = 0 \text{ für } \xi = \alpha$$
$$\varphi = 0 \text{ für } \xi = 1$$

in (3) einsetzt, zu

4) $$A = \frac{-1}{1-\alpha^2}(4\alpha^2 \ln\alpha - 2\alpha^2 - \alpha^4 + 3)\frac{Pr}{16\pi D}$$

und

5) $$B = \frac{\alpha^2}{1-\alpha^2}(1 + 4\ln\alpha - \alpha^2)\frac{Pr}{16\pi D}.$$

Die radialen und tangentialen Biegemomente je Längeneinheit am Anschluß an den Säulenkopf ergeben sich, wenn man mit Hilfe von (3), (4) und (5)

$$M_r = \frac{D}{r}\left(\varphi' + \mu\frac{\varphi}{\xi}\right)$$

und

$$M_t = \frac{D}{r}\left(\frac{\varphi}{\xi} + \mu\varphi'\right)$$

bildet, wo

$$\mu = \frac{1}{m},$$

und alsdann $\xi = \alpha$ setzt, und zwar wird

6) $$M_{r\alpha} = \frac{P}{8\pi(1-\alpha^2)}(3 - 4\alpha^2 + \alpha^4 + 4\ln\alpha)$$

7) $$M_{t\alpha} = \frac{P}{8\pi(1-\alpha^2)}\mu(3 - 4\alpha^2 + \alpha^4 + \ln\alpha)$$

Die Momente an den übrigen Stellen der Kreisplatte interessieren nicht, da sie nur schlechte Übereinstimmung mit den gesuchten Werten der Pilzplatte zeigen. Die folgende Tafel gibt für die hauptsächlich vorkommenden Werte der Stützkopfausladung, $\alpha = 0,\ 0{,}1,\ 0{,}2,\ 0{,}3,\ 0{,}4$ die Auswertung der Gl. (6) und (7) für die Querdehnungszahlen $\mu = 1/4$ und $\mu = 0$.

α	$M_{r\alpha}$		$M_{t\alpha}$	
	$m = \infty$	$m = 4$	$m = \infty$	$m = 4$
0,1	− 0,2515		0	− 0,0629 P
0,2	− 0,1492		0	− 0,0373 P
0,3	− 0,0950		0	− 0,0238 P
0,4	− 0,0607		0	− 0,0152 P

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zuschrift.

Beitrag zur Berechnung von Behälterböden und Stützen.

Zu dem unter obigem Titel in Heft 37, Jahrg. 1925, dieser Zeitschrift erschienenen Aufsatze von Dipl.-Ing. W. Clemens erlaube ich mir folgendes zu bemerken:

Die Berechnung eines Durchlaufträgers, der über den Stützen von Außenmomenten M_p ergriffen wird, läßt sich mit Hilfe der Außenmomentengleichung[1]) einheitlich durchführen.

Man findet sie, wenn der Träger nach Abb. 1 freigemacht ist, aus der Bedingung, daß die Summe der Endverdrehungswinkel ν_p und μ_p verschwindet, die Tangente über der Stütze „p" demnach erhalten bleibt. Mit den für diese Winkel geltenden Ausdrücken folgt unmittelbar die gesuchte Gleichung:

1) $$\frac{l_{p-1}}{J_{p-1}}(2\,{}_rM_p + {}_lM_{p-1}) + \frac{l_p}{J_p}(2\,{}_lM_p + {}_rM_{p+1}) = 0.$$

${}_lM_p$, ${}_rM_p$ usw. sind die infolge der Außenmomente M_p nächst den Stützen p geweckten linken bzw. rechten inneren Momente. Als Zusatzgleichung zu (1) kommt noch die Bedingung:

2) $$M_p = {}_rM_p - {}_lM_p$$

hinzu, durch welche die Forderung erfüllt ist, daß an der freigemachten Stütze die Momentensumme verschwindet. Ist kein Außenmoment

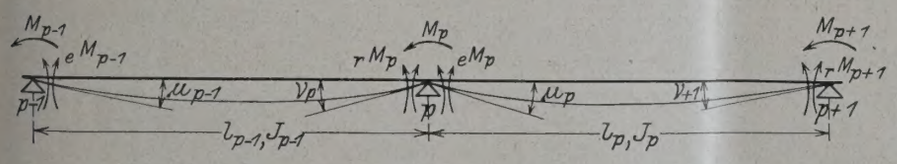


Abb. 1.

vorhanden, so sind die Schnittmomente zugleich auch die Stützenmomente ${}_sM_p$; dann besteht:

3) $${}_rM_p = {}_lM_p = {}_sM_p.$$

Bei der Freimachung des Trägers wurden in üblicher Weise die nach aufwärts drehenden Momente als positiv bezeichnet.

Für den Auflagerdruck R findet man (Abb. 2):

4) $$R_p = \frac{1}{l_{p-1}}({}_lM_{p-1} - {}_rM_p) + \frac{1}{l_p}({}_rM_{p+1} - {}_lM_p).$$

Die einzelnen Summenglieder stellen die Auflagerdrücke ${}_lA_p$, ${}_rA_p$ nächst der Stütze p dar, wie sie in den freigemachten Trägerteilen l_{p-1}, l_p auftreten.

[1]) Siehe Herzka, „Die Berechnung des zweistieligen, symmetrischen Stockwerksrahmens für beliebigen Kraftangriff", Zeitschrift für Betonbau, 1916, Heft 7—10; als Sonderdruck erschienen bei Lehmann & Wentzel, Wien.

Die Anwendung der Gl. (1) und (4) erfolgt stufenweise für zwei angrenzende Felder. Für den Fall gleicher Feldweiten l und konstantem J vereinfachen sie sich zu:

1′) $${}_lM_{p-1} + 2({}_lM_p + {}_rM_p) + {}_rM_{p+1} = 0$$

4′) $$R_p = \frac{1}{l}\{{}_lM_{p-1} - [{}_lM_p + {}_rM_p] + {}_rM_{p+1}\}$$

Anwendung: Berechnet werden die Trägerfälle S. 1018, Post 2 und 3 obigen Aufsatzes.

Zu Post 2:

Vor allem muß (Abb. 3) die Randbedingung bestehen:

$$M_0 + M_A = 0$$

daher: $$M_A = {}_lM_{p-1} = -M_0;$$

ferner ist nach Gl. (3):

$${}_rM_p = {}_lM_p = {}_sM_C$$
$${}_rM_{p+1} = {}_sM_D$$

Für den Trägerteil $\overline{ACD}$ gilt daher durch Anwendung der Gl. (1′):

$$-M_0 + 2\cdot 2\,{}_sM_C + {}_sM_D = 0$$

und für $\overline{CDB}$: $${}_sM_C + 2\cdot 2\,{}_sM_D = 0$$

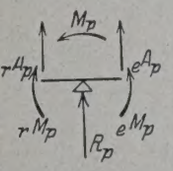


Abb. 2.

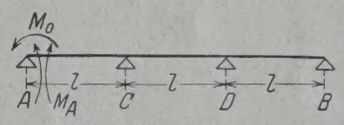


Abb. 3.

Daraus folgt sofort:

$${}_sM_C = \frac{4}{15}M_0; \quad {}_sM_D = -\frac{M_0}{15};$$

ferner aus Gl. (4′) der Reihe nach:

$$R_A = \frac{1}{l}(M_0 + {}_sM_C) = \frac{19}{15}\cdot\frac{M_0}{l}$$

$$R_C = \frac{1}{l}(-M_0 - 2\,{}_sM_C + {}_sM_D) = -\frac{24}{15}\cdot\frac{M_0}{l}$$

$$R_D = \frac{1}{l}({}_sM_C - 2\,{}_sM_D) = \frac{6}{15}\cdot\frac{M_0}{l}$$

$$R_B = \frac{1}{l}\,{}_sM_D = -\frac{1}{15}\cdot\frac{M_0}{l}$$

Zu Post 3, Abb. 4:

Aus Gl. (1′) folgt:

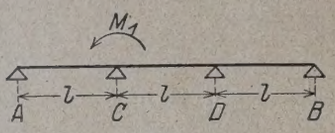


Abb. 4.

$$2\,({}_lM_C + {}_rM_C) + {}_sM_D = 0$$

$${}_lM_C + 2 \cdot 2\ {}_sM_D = 0$$

Hierzu kommt Gl. (2):

$${}_rM_C - {}_lM_C = M_1.$$

Die Auswertung ergibt:

$${}_rM_C = \frac{7}{15} M_1; \quad {}_lM_C = -\frac{8}{15} M_1; \quad {}_sM_D = \frac{2}{15} M_1$$

Die Stützendrücke finden sich aus Gl. (4′):

$$R_A = \frac{1}{l}\,{}_rM_C = \frac{7}{15} \cdot \frac{M_1}{l}$$

$$R_C = \frac{1}{l}\left(-\left[{}_lM_C + {}_rM_C\right] + {}_sM_D\right) = \frac{3}{15} \cdot \frac{M_1}{l}$$

$$R_D = \frac{1}{l}\left({}_lM_C - 2\,{}_sM_D\right) = -\frac{12}{15} \cdot \frac{M_1}{l}$$

$$R_B = \frac{1}{l}\,{}_sM_D = \frac{2}{15} \cdot \frac{M_1}{l}$$

Für an beiden Enden nach außen wirkende Momente M (s. Beispiel S. 1020) vereinfacht sich die Anwendung der Gl. (1) und (4′) ganz wesentlich, da wegen der Lastensymmetrie $R_A = R_B$, $R_C = R_D$, $M_A = M_B$ und ${}_sM_C = {}_sM_D$ bestehen müssen. Es ist daher:

$$M_A = M_B = -M$$

und aus Gl. (1′): $\quad -M + 2 \cdot 2\ {}_sM_C + {}_sM_D = 0$

$${}_sM_C = {}_sM_D = \frac{M}{5}$$

Aus Gl. (4′) folgt:

$$R_A = R_B = \frac{1}{l}\left(M + {}_sM_C\right) = +\frac{6}{5} \cdot \frac{M}{l}$$

$$R_C = R_D = \frac{1}{l}\left(-M - 2\,{}_sM_C + {}_sM_D\right) = -\frac{6}{5} \cdot \frac{M}{l}$$

Wien, 30. Dezember 1925. Ing. L. Herzka.

Brückenbau bei San Francisco.

Die Verkehrsverhältnisse um San Francisco herum sind zur Zeit der Gegenstand lebhaftester Erörterungen in den Vereinigten Staaten. Die Aufgaben, die dort eine baldige Lösung erheischen, sind nicht nur von lokaler Bedeutung, sie beschäftigen vielmehr wegen ihrer Größe und Schwierigkeit die gesamte dortige Ingenieurwelt. Sie dürften daher auch bei uns einiges Interesse beanspruchen.

Ein Blick auf die Landkarte zeigt uns, was der Stadt San Francisco ihre Bedeutung verschafft hat: ihre einzigartige Lage am Eingang zum großartigsten natürlichen Seehafen der Welt, und als Hinterland Kalifornien mit seinem unermeßlichen Reichtum an Naturschätzen. Hiermit sind aber gleichzeitig gewisse Verkehrsschwierigkeiten gegeben. Die bis zu 20 km breiten Buchten östlich der Stadt schneiden sie gewissermaßen vom Festlande ab, zum mindesten sind sie für den Verkehr von Norden und Osten her außerordentlich hinderlich. Die Verbindung zwischen den um die Buchten herumliegenden Ortschaften wird zwar durch einen lebhaften Fährverkehr aufrechterhalten, aber es scheint doch, als ob die Grenze für die Aufnahmefähigkeit dieses Verkehrsmittels erreicht ist, besonders nach dem lawinenartigen Anwachsen des Automobilverkehrs in letzter Zeit. Im Jahre 1924 beförderten die Dampffähren bereits mehr als 1¼ Millionen Automobilfahrzeuge. Die Folge davon ist natürlich eine zeitweise starke Überfüllung, wenn nicht gar Verstopfung der Fähren. Man befürchtet, daß viele Automobiltouristen deswegen San Francisco vermeiden, und daß, wer dorthin muß, zu Zeiten des stärksten Verkehrs, an Wochenenden und Feiertagen, den weiten und teuren Umweg um die Südspitze der San Francisco Bay vorzieht. Im Eisenbahnverkehr macht sich dieser Übelstand wohl weniger fühlbar. Die Züge der Hauptlinien, insbesondere der Southern Pacific R.R., enden in Oakland und Alameda. Hier ist die San Francisco Bay etwa 7,5 km breit, die eigentliche von den Eisenbahnfähren zurückzulegende Wasserstrecke beträgt jedoch nur

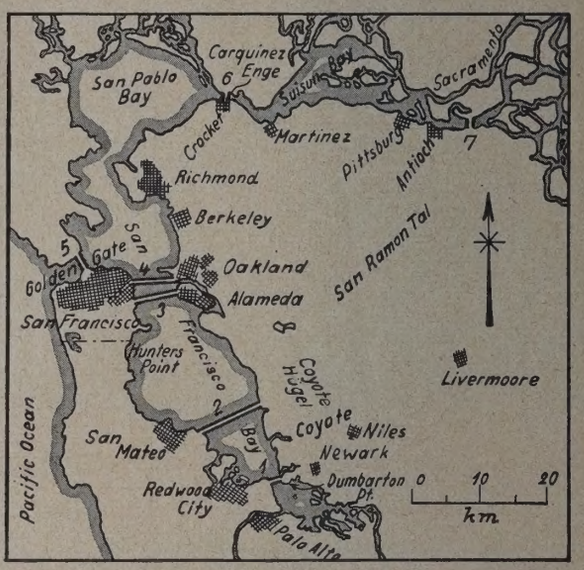


Abb. 1. Lageplan von 7 geplanten Brücken an der San Francisco Bay. Brücke über die Carquinez-Enge bei 6.

etwa 4,5 km, da von Oakland und Alameda aus etwa 3,0 km lange Dämme in die Bucht vorgestreckt sind. Immerhin hat die Stadt San Francisco ein sehr starkes Interesse an einer unmittelbaren Schienenkreuzung der Bucht. Der Grund hierfür zeigte sich deutlich bei einer der letzten Besprechungen, die das Kriegsdepartement mit den beteiligten öffentlichen Körperschaften, selbständigen Unternehmern und Vertretern von Ingenieurfirmen abhielt. Es kam hier hauptsächlich die unmittelbare Verbindung zwischen San Francisco und Oakland—Alameda zur Sprache. Nicht weniger als 13 Projekte wurden vorgelegt[1]) und die gegensätzlichen Meinungen prallten scharf aufeinander. Die Vertreter der Kriegsflotte, die in Mare Island, am Nordende der Bucht, einen Kriegshafen besitzt, waren gegen jede Kreuzung, welche die Operationen der Flotte irgendwie stören könnte, ebenso natürlich die Schiffseigentümer. Bezeichnenderweise opponierte

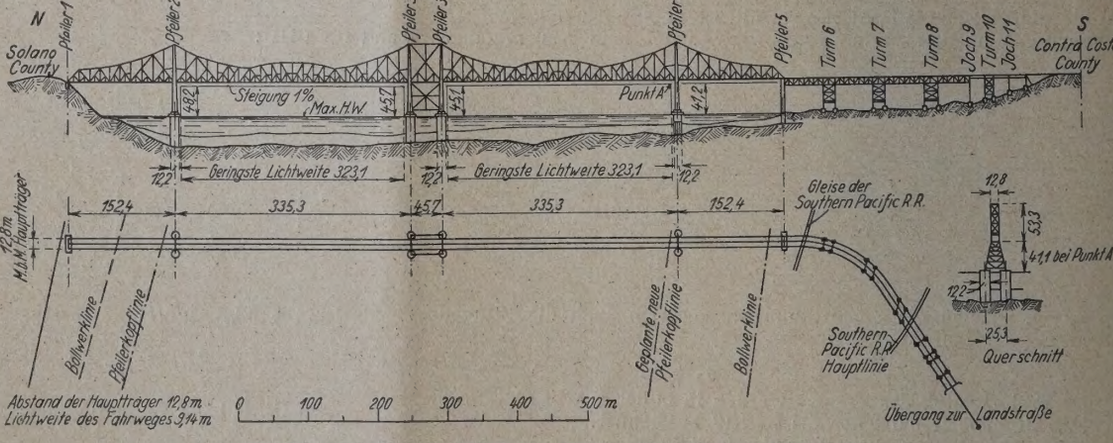


Abb. 2. Grund- und Aufriß der Brücke über die Carquinez-Enge.

aber auch sehr heftig die Stadt Oakland, die, aus der isolierten Lage San Franciscos Nutzen ziehend, das Ziel verfolgt, der größte Seehafen des Pacific zu werden. Hier zeigt sich deutlich die Gefahr, die der Stadt San Francisco tatsächlich droht, wenn sie nicht für eine unmittelbare Verbindung mit dem Festlande sorgt.

Vorläufig liegen diese Pläne aber noch in weitem Felde. Man

*) Näheres hierüber s. Eng. News Rec. vom 31. 12. 1925, S. 1086 ff.

ist sich noch nicht einmal über die Lage der Kreuzung, viel weniger über die Art des Bauwerks, ob Tunnel oder Brücke, einig. Dagegen sind einige der schon früher vorgeschlagenen Landstraßenbrücken an verhältnismäßig schmalen Übergangsstellen am Nord- und Südende des Buchtengebietes, so bei Dumbarton Point im Süden, bei Antioch und Carquinez im Norden, bereits im Bau weit vorgeschritten. Über die letztere, deren Bau im April 1923 begonnen wurde, liegen im Eng. News Rec. vom September 1925 beachtenswerte Angaben vor. Die Lage der Brücke geht aus der kleinen Kartenskizze (Abb. 1) und die Hauptabmessungen aus dem Grund- und Aufriß (Abb. 2) hervor. Wie ersichtlich, handelt es sich um eine Auslegerbrücke mit zwei Mittelöffnungen und zwei Seitenöffnungen; die Mittelöffnungen enthalten je einen Koppelträger. Bemerkenswert sind die Gründe, die zur Wahl dieses Systems geführt haben. Der erste Entwurf sah eine versteifte Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 488 m und zwei gleichen Seitenöffnungen von je 244 m vor. Der südliche Strompfeiler stand hierbei in einer Entfernung von nur 122 m von der südlichen Pfeilerkopflinie. Hiergegen erhob die Aufsichtsbehörde der Landschaft Contra Costa Einspruch und verlangte im Interesse der Schiffahrt, daß zwischen Strompfeiler und äußerster Uferlinie ein Abstand von mindestens 305 m verbleiben sollte. Man hatte nun die Wahl zwischen zwei Tragwerkarten. Wollte man bei der Hängebrücke bleiben, so mußte die mittlere Spannweite auf 595 m erhöht werden. Die gestellte Bedingung ließ sich aber auch erfüllen, wenn man das in Abb. 2 dargestellte Auslegersystem wählte. Bei einer vergleichenden Prüfung ergaben sich für die Auslegerbrücke so überragende Vorteile, daß sie schließlich für die Ausführung allein in Betracht kam. Die Ergebnisse dieser Prüfung sind im folgenden zusammengefaßt.

Die Verankerungen einer Hängebrücke hätten einen Zug von rd. 10 500 t aufnehmen müssen, der noch dazu mehr als 40 m über dem Hochwasserspiegel lag und infolgedessen sehr große und teure Endpfeiler erfordert hätte. Namentlich am Südende wären die großen Pfeiler für die geplante Erweiterung des Güterbahnhofs der Southern Pacific R. R. sehr störend gewesen. Demgegenüber war die Auslegerbrücke mit ihren viel kleineren Endpfeilern, die ausschließlich vertikale Lasten zu übertragen haben, erheblich im Vorteil.

Die Hängebrücke ruht auf zwei Strompfeilern, die Auslegerbrücke hat zwar vier Strompfeiler, wodurch aber eine bessere Verteilung der Gesamtlasten auf die Brückenlänge erreicht ist.

Die Gesamtlänge der Hauptkonstruktion beträgt bei der Hängebrücke 1150 m, bei der Auslegerbrücke dagegen nur rd. 1020 m. Die bei letzterer fehlenden 130 m entfallen auf die weniger kostspieligen Zufahrtbrücken. Die größere Länge der Zufahrtbrücken hat außerdem die Vorteile, daß sich eine größere Nachgiebigkeit der Brückenkonstruktion in der Längsrichtung und günstigere Steigungsverhältnisse der Zufahrtrampe ergeben.

Die sehr großen Windstärken, die hier zeitweise, und zwar meistens senkrecht zur Brückenachse auftreten, verlangen eine besonders sorgfältig ausgebildete Aussteifung der Brücke in der Querrichtung. Die hierfür erforderlichen Wind- und Querverbände fügen sich der Konstruktion einer Auslegerbrücke ohne Schwierigkeiten ein. Wollte man bei der Hängebrücke eine gleiche Steifigkeit erreichen, so würden sich auf Grund der großen konstruktiven Schwierigkeiten die geschätzten Kosten der Brücke um wenigstens 2 000 000 $ erhöhen.

Das Auslegersystem hat gegenüber der Hängebrücke außerdem den Vorzug vollkommener statischer Bestimmtheit, der hier, abgesehen von der dadurch erreichten Materialersparnis, im Hinblick auf die zu erwartenden Erschütterungen durch Erdbeben besonders ins Gewicht fällt. Auch die geringere Höhe der Turmpfeiler ist in dieser Beziehung von Vorteil.

Verstärkungen, die durch anwachsende Verkehrslasten in späteren Jahren notwendig werden, lassen sich bei einer Auslegerbrücke einfacher, billiger und schneller anbringen als bei einer Hängebrücke. Es ist sehr wahrscheinlich, daß die Brücke schon in nächster Zukunft für Güterzug-Eilverkehr eingerichtet werden muß. Hierfür eignet sich die in jeder Hinsicht steifere Konstruktion der Auslegerbrücke besser als die unter dieser Belastung voraussichtlich weit stärker schwingende Hängebrücke.

Auch erfordert die Aufstellung einer Auslegerbrücke viel weniger Mühe, Kosten und Zeit. Die möglichste Verkürzung der Bauzeit ist hierbei von besonderer Bedeutung, da die auf 6 000 000 $ geschätzten Baukosten durch Brückenzölle in Höhe des früheren Fährtarifes amortisiert werden sollen, was natürlich eine beschleunigte Inbetriebnahme der Brücke wünschenswert macht.

Zum Schluß noch einige Angaben über das für die Brückenträger verwendete Material und dessen Gewicht. Für die Seitenöffnungen, die Fahrbahnträger und die Zufahrtbrücken wurde Kohlenstoffstahl, für die Koppelträger, die Auslegerarme, die Konstruktion zwischen den beiden Mitteltürmen sowie für die Türme selbst Siliciumstahl vorgesehen. Eine Ausnahme bilden nur die großen Augenstäbe in den Hauptträgern, die aus geschmiedetem Kohlenstoffstahl hergestellt werden. Die Gewichte der verschiedenen Baustoffe wurden wie folgt geschätzt: Kohlenstoffstahl 9890 t, Siliciumstahl 2470 t, geschmiedeter Kohlenstoffstahl 950 t, Gußstahl 55 t, insgesamt 13 635 t. Die Notwendigkeit, das Eigengewicht der Brücke noch weiter herabzumindern, wird voraussichtlich eine weitergehende Verwendung des Siliciumstahls erforderlich machen.

Den weiteren Berichten über dieses immerhin beachtenswerte Bauwerk kann man mit Interesse entgegensehen. Mit ihm ist, wie gesagt, erst der Anfang zur Bewältigung jener ungeheuren Aufgaben gemacht, die dem Ingenieur in der Umgebung von San Francisco noch bevorstehen.

Magistratsbaurat
Cajar.

Hervorragende Ingenieurbauten des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten.

In 42 Lichtbildern bringt die New Yorker Zeitschrift Engineering News-Record vom 14. Januar 1926 (S. 65—72) eine Übersicht der hervorragenden Ingenieurbauten des Jahres 1925 in den Vereinigten Staaten. Die zwei eigenartigsten sind nachstehend wiedergegeben (Abb. 1 u. 2).

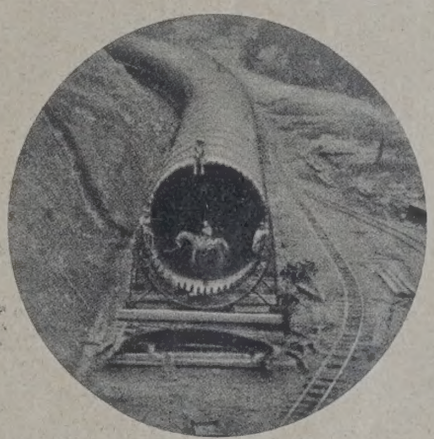


Abb. 1.

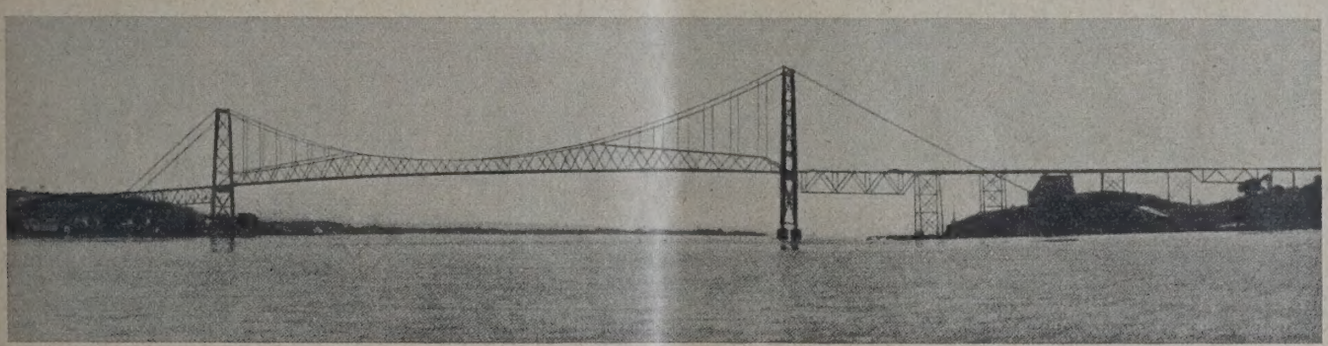


Abb. 2.

Berechnung eiserner Brücken.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 5268 nachstehende Verfügung vom 19. Juni 1926 bekannt:

„Es scheinen Zweifel darüber zu bestehen, ob die bei der Berechnung oben offener Brücken anzunehmende Seitenkraft von $^1/_{100}$ der größten Stabkraft der beiden benachbarten Gurtstäbe als Haupt- oder als Zusatzkraft zu betrachten ist. Diese Seitenkraft ist als Hauptkraft aufzufassen; für die Pfosten, Querträger und Querrahmen, die hiermit zu berechnen sind, gelten demnach die zulässigen Spannungen der Spalte 3 der Tafel 15 in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken (BE). Das Eisenbahn-Zentralamt ist beauftragt, Deckblätter zu den Berechnungsgrundlagen zu verteilen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
I. A.: Schaper."

Der Welland-Schiffahrtskanal.

Der jetzige Umbau des Welland-Schiffahrtskanals, der die Niagarafälle auf der Westseite umgeht, ist der dritte seit der Eröffnung des Kanals im Jahre 1829 und verkürzt die Länge um 4 km auf 40 km, die Durchfahrzeit von 18 auf 8 Stunden, bringt die Sohlbreite auf 60, die Wasserspiegelbreite auf 93 m, die Wassertiefe auf 7,5 m, vermindert die Zahl der Schleusen von 25 auf 8 und erweitert sie auf 240 und 24 m nutzbare Länge und Weite und 9 m Wassertiefe über den Drempeln. Der Höhenunterschied zwischen dem Erie- und dem Ontario-See wird durch 7 Schleusen, darunter 3 Zwillingsschleusen, mit je 14 m Gefälle überwunden, die erste dient als Schutzschleuse gegen die Wasserstandsschwankungen des Eriesees, die 3,6 m erreichen gegen nur 2 m am Ontariosee. Die Abb. 1 u. 2 veranschaulichen diese gewaltigen Bauwerke. Die Umläufe mit 3,6 m Weite und 4,8 m Höhe füllen oder entleeren die Schleusen durch 25 Öffnungen, 0,9 auf 1,2 m, in jeder Wand in 8 Minuten; das Schleusungswasser der sechs unteren Schleusen wird zur Vermeidung starker Strömungen in den Haltungen aus Ausgleichbecken von 25 bis 60 ha Fläche, bei der siebenten Schleuse zumT eil aus der Haltung genommen. Die Mündungen des Kanals sind durch Wellenbrecher aus Beton von 3,3 m Höhe geschützt (Abb. 3), die auf Betonsenkkästen von 33 m Länge, 15 m Breite und 9,3 bis 4,8 m Höhe ruhen. Die Senkkästen (Abb. 4) sind in zerlegbaren Prahmen hergestellt, mit Hilfe von einstweiligen hölzernen Zwischenböden schwimmend an Ort und Stelle gebracht, durch Wassereinlassen auf den vorbereiteten Felsgrund versenkt und mit Steinen ausgefüllt und an der Seeseite hinterfüllt worden. Die Ausgaben für den Umbau haben schon 60 Mill. Dollar überschritten, wobei noch fast die Hälfte der Erdbewegung von rd. 30 Mill. m³, des Felsaushubs von 5,8 Mill. m³ und der Betonmassen von 2,4 Mill. m³ zu leisten ist. (Aus Engineering vom 9. April 1926, S. 451—454 u. 466 und Taf. 38—41 mit 19 Abb.) N.

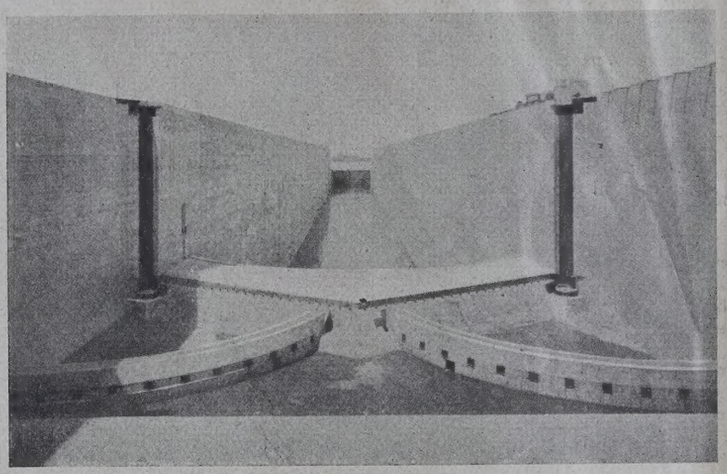


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

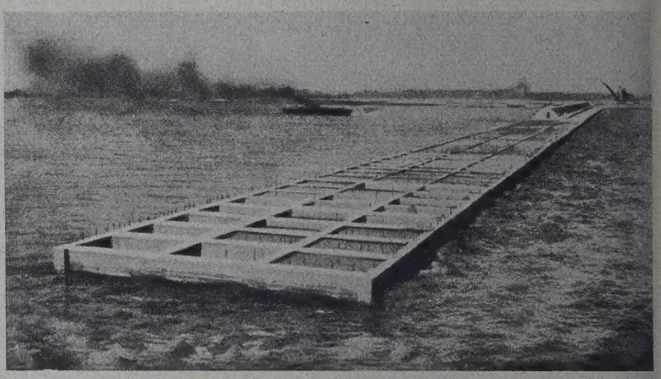


Abb. 4.

Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl (St. 48).

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 4049 II. Ang. nachstehende Verfügung vom 18. 6. 1926 bekannt:

„Im Anschluß an die in der Zeit vom 8. bis 11. Juni 1926 in Altona abgehaltene Besprechung mit den Dezernenten für Brücken- und Ingenieurhochbau und den Vertretern des Deutschen Eisenbauverbandes.

Auf Grund eingehender Versuche ordnen wir hiermit an, daß die Setzköpfe der Niete aus hochwertigem Baustahl künftig abgeflacht werden und das erhabene H auf der Abflachung angebracht wird. Um unbedingt sicher zu gehen, daß das H beim Schlagen der Niete nicht verschwindet, sind die Gegenhalter an der Stelle, die dem H gegenüberliegt, mit einer Vertiefung zu versehen.

Bei Absatz V d) der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Baustahl St. 48" ist handschriftlich auf diese Verfügung hinzuweisen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
I. A. Schaper."

Personalien.

Von der Technischen Hochschule Braunschweig ist auf den einstimmigen Antrag der Bauingenieurabteilung die Würde eines Dr.-Ing. E. h. verliehen worden an Herrn Ingenieur Heinrich Butzer in Dortmund in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den praktischen Eisenbetonbau im In- und Ausland und um seine wissenschaftliche Förderung.

Zum Rektor Magnificus der Technischen Hochschule Karlsruhe ist für das kommende Jahr Herr Professor Dr.-Ing. E. Probst von der dortigen Bauingenieurabteilung gewählt worden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung Basel.

Die technischen Exkursionen.

Die Exkursionen wiederholen sich wöchentlich während der 2½ Monate der Ausstellung.

Montagstour: In Autocars zu den Rheinkraftwerken Augst und Laufenburg. Abfahrt ab Basel Centralbahnplatz. Besichtigung des Kraftwerkes und der Schiffsschleuse Augst. Fahrt nach Laufenburg, Mittagessen. Nachmittags Besichtigung des Kraftwerkes Laufenburg und Rückfahrt nach Basel.

Dienstagtour: Besuch der Kraftwerke Eglisau und Schaffhausen sowie des Rheinfalls. Eisenbahnfahrt Basel—Zürich, dann Exkursion in Autocars von Zürich nach dem Kraftwerke Eglisau, Besichtigung desselben, Fahrt im Autocar an den Rheinfall, Mittagessen. Nachmittags Fahrt nach Schaffhausen, Besichtigung des historisch interessanten Moserdammes über den Rhein und des Elektrizitätswerkes der Stadt Schaffhausen. Rückfahrt im Autocar nach Zürich und per Bahn nach Basel. (Die Tour wird nur bei Teilnahme von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Mittwochtour: Besichtigung der Hochdruckanlagen im Wäggital. Reise Basel—Zürich per Bahn; von hier in Autocars längs des linken Zürichseeufers nach Siebnen und in das romantische Wäggital. Besichtigung der Staumauer und des Stausees. Mittagessen in Innertal; Rückfahrt nach der Zentrale Rempen, Besichtigung der Druckleitung, Wasserschloß, Zentrale, Staumauer und Stausee Rempen. Autofahrt nach Siebnen, Besichtigung der Druckleitung und Zentrale. Rückfahrt über die Seebrücke nach Rapperswil und längs des rechten Ufers des Zürichsees nach Zürich. (Die Tour wird nur bei einer Beteiligung von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Donnerstag- und Freitagtour: Nach den Kraftwerken der Schweizerischen Bundesbahnen an der Gotthardlinie. Eisenbahnfahrt von Basel über Luzern und längs des Vierwaldstättersees nach Amsteg, Mittagessen. Besichtigung der Druckleitung und Zentrale Amsteg, Abfahrt nach Gurtnellen, Besichtigung der Bogenstaumauer am Pfaffensprung und der Wasserfassung. Bahnfahrt Gurtnellen—Göschenen durch den Gotthardtunnel nach Ambri; Fahrt mit der Drahtseilbahn von Ambri nach dem Ritomsee, Besichtigung der Staumauer, des Stausees und der Wasserfassung. Mittagessen. Rückfahrt mit der Drahtseilbahn nach Ambri, Besichtigung der Zentrale, Eisenbahnrückfahrt Ambri—Basel. (Die Tour wird nur bei einer Beteiligung von mindestens 10 Personen ausgeführt.)

Samstagtour: Besichtigung der Eisenwerke Clus und der Niederdruckwerke Wangen a. A. und Olten-Gösgen. Abfahrt im Autocar ab Basel, Fahrt durch den Jura nach der Balsthaler Clus. Besichtigung der L. von Rollschen Eisenwerke in Clus. Mittagessen. Fahrt nach dem Kraftwerk Wangen a. A. Besichtigung desselben. Fahrt nach Olten, Besichtigung der Wehranlage und der Niederdruckzentrale Gösgen, Rückfahrt über den Hauenstein nach Basel.

Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung Basel.
Der Pressedienst.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 3. Juni 1926.

Kl. 1a, Gr. 41. V 20145. Franz Völlmecke, Dortmund-Scharnhorst, Am Westheck 343. Verfahren zum Ausbessern beschädigter Holzgerenne für Kohlenwäschen mit Zementmörtel. 20. XII. 23.

Kl. 19a, Gr. 8. S 67189. Dipl.-Ing. Alois Siebeck, Ratingen. Schienenunterlegplatte, insbes. für Grubenbahnen. 25. IX. 24.

Kl. 19a, Gr. 15. St 38268. Otto Stinner, Eichwalde, Kr. Teltow. Sicherung für Laschenschrauben. 6. VIII. 24.

Kl. 19a, Gr. 28. K 90680. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf (Wannseebahn), Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363593. 21. VIII. 24.

Kl. 19a, Gr. 28. S 62449. Siemens-Schuckert-Werke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Bohrknarrenhalter zum Arbeiten an eingebauten Gleisschwellen mit einem Druckbügel. 24. III. 23.

Kl. 19a, Gr. 29. B 121661. Julius Brune, Hamborn, Marienstr. 3. Als Handstock ausgebildete Meßvorrichtung mit aufklapp- und feststellbaren Schenkeln. 5. IX. 25.

Kl. 20a, Gr. 1. W 69732. Franz Wagner, Dresden-Blasewitz, Weinbergstraße 3. Ablaufanlage für Verschiebebahnhöfe. 26. VI. 25.

Kl. 20h, Gr. 4. T 30713. August-Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Hubvorrichtung für Gleisbremsen. 19. VIII. 25.

Kl. 20h, Gr. 7. P 51325. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Rangieranlage. 19. IX. 25.

Kl. 20i, Gr. 3. P 50894. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 25. Elektrische Lichtsignalvorrichtung. 11. VII. 25. V. St. Amerika 11. VII. 24.

Kl. 20i, Gr. 3. W 70166. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy und Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 12. VIII. 25. V. St. Amerika 23. I. 25.

Kl. 20i, Gr. 28. L 63527. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Wechselstromblockeinrichtung. 1. VII. 25.

Kl. 37a, Gr. 4. St 35840. Georg Streubel, Quedlinburg. Holzwand aus Derbholzstangen nach Patent 399326; Zus. z. Pat. 399326. 17. I. 22.

Kl. 37e, Gr. 13. V 19030. Walther Voigt, Leipzig-Schleußig, Stieglitzstraße 99. Vorrichtung zum Reinigen gebrauchter Schalungsbretter. 17. III. 24.

Kl. 80a, Gr. 34. Z 13160. Julius Gottlob Zwicker, Berkeley, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. H. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Maschine zum Herstellen von Röhren, vornehmlich aus Beton o. dgl. 31. V. 22.

Kl. 80b, Gr. 3. E 32692. Elektroschmelze G. m. b. H., Zschornewitz, Bez. Halle. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 24. VI. 25.

Kl. 80b, Gr. 18. Sch 74073. Fa. Schuhmachersche Fabrik Bietigheim, Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von porösen Steinen für Filterzwecke. 8. V. 25.

Kl. 80b, Gr. 18. Sch 74075. Fa. Schuhmachersche Fabrik Bietigheim, Stuttgart. Verfahren zur Herstellung von porösen Materialien, besonders für Filterzwecke. 8. V. 25.

Kl. 81e, Gr. 126. W 67183. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-Aktiengesellschaft u. Max Jaschke, Halle a. d. S. Absetzvorrichtung zum Verstürzen von Abraummassen. 25. IX. 24.

Kl. 84a, Gr. 3. L 61546. Dipl.-Ing. Paul Leybold, Geißlingen Stg. Antrieb für Freifallschützen. 29. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 3. Juni 1926.

Kl. 5c, Gr. 10. 430816. Theodor Bußmann G. m. b. H., Essen. Ruckweise mittels eines Handhebels bedienbare Zugvorrichtung zum Rauben von Grubenstempeln. 17. VI. 24, B 114507.

Kl. 19d, Gr. 7. 430694. Fa. Polenski & Zöllner, Driesen N.-M. Vorrichtung zum Ein- und Ausbau von Gleisbrücken; Zus. z. Pat. 416083. 9. I. 24. P 47307.

Kl. 20g, Gr. 1. 430823. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Drehscheibe mit Wagenkipper. 24. XI. 25. M 92167.

Kl. 20i, Gr. 3. 430491. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann. Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Eisenbahnlichtsignal. 13. III. 25. W 68780. Großbritannien 13. III. 24.

Kl. 35b, Gr. 1. 430673. Johannes Kahrmann, Berlin-Halensee, Eisenzahnstr. 4. Verladebrücke mit einer Katze für Greifer- und Kipperbetrieb. 9. VII. 20. K 73742.

Kl. 37c, Gr. 11. 430591. Karl Preß, South-Bend, Indiana, V. St. A.; Vertr.: Leonhardt Preß, Thiersheim, Oberfranken. Vorrichtung zum Asphaltieren und Teeren von Dächern. 15. III. 24. P 47705.

Kl. 37f, Gr. 7. 430593. Octave Borguet u. Maurice Borguet, Braine le Comte, Belg.; Vertr.: J. Havemann, Pat.-Anw., Nürnberg. Entlüftungsschacht. 20. III. 23. B 108984.

Kl. 37f, Gr. 8. 430507. Fa. Breest & Co., Berlin. Schiebetor. 29. X. 24. B 116295.

Kl. 80b, Gr. 3. 430768. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Prüfung der Bindezeit von Zement. 15. II. 25. S 68940.

Kl. 81e, Gr. 126. 430545. Friedrich Brennecke, Borna b. Leipzig. Abraumkippenförderer. 5. III. 25. B 118517.

Kl. 84d, Gr. 2. 430546. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Trockenbagger mit ortsveränderlich einstellbarem Gegengewicht. 17. XI. 23. L 58967.

Kl. 85c, Gr. 1. 430669. Theodor Franz, Bochum-Riemke, Elisabethstraße 15. Verfahren zur Reinigung von Abwässern. 22. I. 24. F 55300.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Eisenbeton-Zahlentafeln. Von Weese, Oberregierungsbaurat a. D. Teil II. Zusammengestellt in Übereinstimmung mit den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom September 1925. III. Auflage. 1925. Preis 14,— RM. Zu beziehen durch den Selbstverlag Weese, Kirchmöser (Havel).

Die letzte Auflage der sehr zweckmäßigen und in der Praxis bestens eingeführten Tabellen erschien im Jahre 1916. Demgemäß bedingten die neuen Vorschriften für den Verbundbau vom September 1925 eine teilweise Umarbeitung und Ergänzung, die jetzt vorliegt. Dieser Notwendigkeit dient der z. Zt. neu erschienene Teil II, so daß jetzt die Tabellen in Teil I und II vorliegen. Teil I konnte deshalb bestehen bleiben, weil ein erheblicher Teil der Tabellen auch nach Einführung der neuen Bestimmungen Gültigkeit behält. Teil II bringt als Ergänzung bzw. Umänderung: Zahlentafeln über die zulässigen Biegungsmomente für Nutzhöhen für Rechteckquerschnitte bzw. Plattenbalken mit $d > x$ für Nutzhöhen bis 29 cm bei $\sigma_e = 1500$ bzw. 1250 und 1000 kg/cm² (bei $h < 10$ cm bzw. 8 cm). Weitere Tabellen geben die Spannweite von Decken bei einem Biegungsmoment $\frac{q\,l^2}{8}$ $\frac{q\,l^2}{11}$ $\frac{q\,l^2}{12}$ $\frac{q\,l^2}{15}$ $\frac{q\,l^2}{18}$ bei Verwendung von Normal- bzw. hochwertigem Zement, und St. 37, dann weiter für letztere Zementart und St. 48 und die hierfür zugelassenen Spannungswerte. Zum Schlusse sind Tafeln für die zulässigen Biegungsmomente der Steineisendecken gegeben für $\sigma_e = 1200$, 1000, 900 kg/cm² sowie für die zulässige Spannweiten solcher Decken bei $\sigma_e = 1200$, $\sigma_d = 36$, ferner $\sigma_e = 1000$, $\sigma_d = 30$ und $\sigma_e = 900$; $\sigma_d = 27$ kg/cm².

Die außerordentlich praktisch angelegten Zahlentafeln bilden eine wertvolle Ergänzung des bisher erschienenen ersten Teils des Weeseschen Werkes und werden, allen neuzeitlichen Forderungen Rechnung tragend, dessen weitere allgemeine Einführung in der Praxis des Verbundbaues fördern. Dem Verfasser gebührt Dank und Anerkennung der beteiligten Fachkreise für seine vorbildliche und bedeutsame Arbeit. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Der neue Betriebsbahnhof der Allgemeinen Berliner Omnibus-Aktiengesellschaft (ABOAG) in der Helmholtzstraße.

Der Berliner Westen soll künftig mehr denn bisher mit Omnibuslinien versehen werden. Der Betriebsbahnhof, der zu dieser Erweiterung des Betriebes notwendig ist, wurde in Charlottenburg auf dem Gelände zwischen Spree und Landwehrkanal nahe der Einmündung des Kanals in die Spree errichtet. Die großzügig gebaute Anlage wurde am 23. Juni von der Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen besichtigt. Herr Regierungsrat a. D. Quarg, Direktor der ABOAG, und Herr Baurat Ahrens, der sämtliche Betriebsanlagen der ABOAG gebaut hat, übernahmen liebenswürdigerweise die Führung.

Das Gelände an der Helmholtzstraße war das einzige noch verfügbare größere Gelände in solcher Nähe der Stadt, wohl weil der Baugrund außerordentlich schlecht und erst in 4 bis 8 m Tiefe tragfähig ist. Die neueren Erfahrungen in Amerika, London und Paris hat man sich beim Entwurf zunutze gemacht; erstrebt wurde eine möglichst große stützenfreie Rangierfläche. Die Hallen bedecken eine Fläche von ca. 8000 m², ihre Länge beträgt 90 m. Die Wagenhalle ist 53 m, die Waschhalle 19 m, die Werkstatthalle 10 m breit. Überspannt werden die Hallen von vollwandigen Dreigelenkbogen mit Zugband (Ausführung A. Druckenmüller G. m. b. H.). Der Binderabstand beträgt 18 m[1]). Mit der einen Stirnseite stößt die Halle an eine Straße, nach der anderen Seite ist sie nach Bedarf zu erweitern, da der Binder unmittelbar an die Stirnwand gesetzt ist.

Die Tore nach der Straße sind nur für den Notfall bestimmt. Für den Betrieb befinden sich auf der Hofseite Ein- und Ausfahrtwege zur Helmholtzstraße. Die Halle bietet Raum für 200 Wagen. Diese fahren, wenn sie aus dem Verkehr gezogen werden, von der Helmholtzstraße auf den Hof, dort übernimmt ein Hofchauffeur den Wagen, fährt ihn in die Waschhalle; nachdem dieser dort gründlich gereinigt ist, nimmt der Wagen in der Wagenhalle Aufstellung. Beim Reinigen werden die Wagen mit Schläuchen, die von oben herabhängen, abgespritzt; das Wasser wird durch Gatter nach unten abgeführt. Heizbare Gruben zum Ausbessern der Wagen von unten sind eingebaut.

Da eine solche große Anzahl von Omnibussen in einem Raum Aufstellung findet, hat die Feuerpolizei ganz besondere Sicherheitseinrichtungen verlangt. Eine Sprinkleranlage wurde eingebaut; ihre Kosten belaufen sich auf ca. 130 000 M. Es ist ein Trockenrohrsystem mit Läuteeinrichtung. Sprinklerköpfe für 70° Schmelztemperatur bilden den Verschluß. Das Rohrsystem steht unter 2 at Druck. Sobald ein Sprinklerkopf durchschmilzt, tritt die Sprinkleranlage automatisch in Tätigkeit. Gespeist wird sie zuerst von einem 30 m³ fassenden Wasserbehälter, der unter 14 at Druck steht. Ein Differentialventil stellt den Ausgleich zwischen den 14 at des Wasserkessels und den ungefähr 2 at in der Trockenleitung her. Sobald die Sprinkleranlage in Tätigkeit kommt, schalten auf das Läuten hin die anwesenden Leute die Pumpen ein, die aus den 25 m³ fassenden Wasserbehälter und aus der öffentlichen Wasserleitung pumpen. Neben der Sprinkleranlage sind außerdem Feuerhydranten, Sandeimer, Feuerlöschapparate usw. vorhanden.

Die Benzinanlage befindet sich außerhalb der Halle auf dem Hof. 200 Wagen sind in 2 Stunden mit je 130—200 l Brennstoff zu versehen. Vorhanden sind 5 Füllstellen nebeneinander. Die Füllung geschieht nicht durch Füllsäulen, sondern von einer Brücke in leichter Eisenkonstruktion. Drei unterirdische Kessel von je 60 m³ enthalten das Benzin. Ihre Fundierung machte in dem schlechten Baugrunde große Schwierigkeiten. Jede Benzinzapfstelle liefert 150 l in der Minute. Das Benzin läuft durch Schläuche durch 2 Messer von der Brücke nach unten zu. Der Benzinverwalter hat in einem kleinen Raum die 10 Ablegestellen auf einer Tafel vereint vor sich. Oben im Benzinhaus sind Wohnungen und Büroräume.

[1]) Konstruktionsangaben erscheinen u. a. im Jahrbuch der D. G. f. B. 1926.

Besuch der Baseler Ausstellung.

Um unseren Mitgliedern den Besuch der Baseler Ausstellung zu erleichtern, haben wir gemeinsam mit dem Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt und dem Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband bei der Eisenbahndirektion Berlin den Antrag gestellt, am 15. Juli d. J. einen Sonderzug von Berlin nach Basel zum Besuch der Ausstellung laufen zu lassen mit einem Drittel Fahrpreisermäßigung. Nach Angabe des Referenten der Eisenbahndirektion wird dem Antrag voraussichtlich stattgegeben werden. Der Sonderzug würde voraussichtlich am 15. Juli nachmittags 4 Uhr von Berlin Anhalter Bahnhof ausgehen, Halle, Erfurt, Frankfurt a. M. zur Aufnahme von Fahrgästen berühren und am 16. früh gegen 10 Uhr in Basel eintreffen. Der Zug soll im allgemeinen 3. Klasse, jedoch auch einige Wagen 2. Klasse führen. Damit das Verkehren des Sonderzuges mit Sicherheit zustandekommt, ist es dringend notwendig, daß die Fahrkarten so früh wie möglich bei den Fahrkartenausgabestellen der obengenannten Stationen bestellt werden. Näheres durch Veröffentlichung der Reichsbahn oder durch Befragen bei den Fahrkartenausgabestellen der Wohnorte der Mitglieder.

Sollte wider Erwarten die erforderliche Benutzerzahl nicht erreicht werden, so wird durch die Reichsbahn das Nichtfahren des Sonderzuges einige Tage vorher öffentlich bekanntgemacht werden. Auf die Veröffentlichung der Reichsbahn ist daher auf jeden Fall zu achten. Für den Fall des Nichtfahrens des Sonderzuges wird auf die Möglichkeit, Preisermäßigungen für gewöhnliche Züge bei Beteiligung von 30 Personen zu erlangen, hingewiesen.

Ein weiterer Sonderzug ist zum Beginn der Weltkraftkonferenz in Basel, 29. September d. J., in Aussicht genommen.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, wolle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 einzahlen.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing E h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 9. Juli 1926 Heft 28

DIE BETRIEBSEINRICHTUNG BEI DER SCHLEUSE FLAESHEIM.

Von Dipl.-Ing. W. Eggers, Obering. der Firma Hüser & Cie, Obercassel, Siegkreis.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins am 5. 3. 1926 in Berlin.

Die Schleuse Flaesheim liegt im Zuge des Lippe-Seitenkanals etwa 5 km oberhalb der zuständigen Bahnstation Haltern i. W. — Ausschreibende und vergebende Behörde ist das Kanalbauamt Datteln bzw. die Kanalbauabteilung Essen im Auftrage der Reichswasserstraßenverwaltung. Ausgeführt wird sie von der Arbeitsgemeinschaft der Firmen Hüser & Cie. und Gebrüder Rank. Alle 6 Schleusen des Lippe-Seitenkanals werden zunächst als einkammerige Schleppzugschleusen ausgebaut, gegebenenfalls folgt später eine zweite Kammer ebenfalls als selbständiges Bauwerk. Die Zustellung sämtlicher Materialien und Maschinen erfolgt für Flaesheim von Haltern aus auf einer am ganzen Kanal entlangführenden 90 cm-Schmalspurbahn.

Bezüglich der Betriebseinrichtungen beanspruchen die Wasserhaltung und insonderheit die Betonierungsarbeiten größeres fachliches Interesse.

Zunächst einige kurze Angaben über Konstruktion und Größenverhältnisse des Bauwerkes (Abb. 1):

Die Bodenart an der Baustelle ist bis zur Gründungstiefe fast gleichbleibender feiner Sandboden mit eisenhaltigen Einlagerungen, die ihn im trockenen Zustande sehr fest werden und zu Kluftbildungen neigen lassen. Der normale Grundwasserstrom geht von Süden nach Norden zur Lippe. Da die Baustelle jedoch in unmittelbarer Nähe der Lippe liegt, ist sie ebenfalls bei höheren Wasserständen deren Rückstau unterworfen. Diese verschiedenen Strömungen in Verbindung mit den Bodenverhältnissen bedingten eine Sicherung des Bauwerkes gegen Unterwaschungen. Es wurde daher für die Schleuse Flaesheim als einzige der 6 Schleusen des Lippe-Seitenkanals eine Trogausbildung mit vollständiger Spundwandeinfassung gewählt. Die Länge von Außenkante Unterhaupt bis Außenkante Oberhaupt beträgt reichlich 240 m, die Sohlenstärke der Kammer 3,50 m, diejenige der Häupter 5 m, die lichte Höhe der Kammer 10 m, die lichte Breite 12 m. Diese Maße entsprechen zum Teil nicht der Abb. 1, die den ursprünglichen Entwurf darstellt, der später namentlich in bezug auf die Häupter wesentlich abgeändert wurde. Für die Betriebseinrichtungen sind jedoch diese Änderungen ohne Bedeutung. In Rücksicht auf die im Bergbaugebiet auftretenden Bodenbewegungen ist das Bauwerk aufgeteilt in 9 durch vollständige Fugen getrennte Baublöcke, und zwar die beiden Häupter und 7 Kammerblöcke von je 30 m Länge mit kräftiger Armierung besonders in der oberen und unteren Zone der Sohle und in der oberen Zone der Wände (Abb. 6 u. 7). In den Häuptern, die mit Hubtoren versehen werden, ist die Rundeisenbewehrung zum großen Teil ersetzt durch Formeisen, das gleichzeitig als Unterstützungsgerüst für die Hubtorkonstruktion dient (Abb. 8).

Das umliegende Gelände liegt auf rund + 39, die Baugrube war bei Auftragserteilung ausgeschachtet bis + 31,50, der Grundwasserstand in der Baugrube betrug + 35,60. Die Bauwerksunterkanten reichen in der Kammer rd. 2 m, in den Häuptern rd. 3,50 m unter die vorhandene Baugrubensohle. Die gesamten Gußbetonmengen betrugen gemäß Ausschreibung 39000 m³.

Die Lage der Baustelle zur Lippe und der vorhandene Sandboden machten es unmöglich, nur mit offener Wasserhaltung auszukommen. Die Trockenlegung der Baugrube erfolgte durch Grundwasserabsenkung (Abb. 2). Lediglich im Anfang wurde vorübergehend für die Anlage der ersten Brunnenstaffel eine offene Wasserhaltung eingerichtet.

Von vornherein den genauen Umfang einer Grundwasserabsenkungsanlage festzusetzen, ist unmöglich, da die in Betracht kommenden Faktoren, wie Bodenart, Lage zu bestehenden Wasserläufen und Wasserscheiden, Verlauf des Grundwasserträgers, Witterungsverhältnisse z. T. sehr schwer klar zu erfassen, z. T. sehr veränderlich sind, so daß nur umfangreiche Vorversuche oder die Betriebsergebnisse des ersten Ausbaues ein klares Bild bringen können. Unsere Anlage erforderte in der Hauptsache 2 Staffeln, lediglich am Oberhaupt, wo die Einschnürung zwischen Baugrube und Lippe besonders eng ist, noch eine dritte Staffel. Die Anlage der Grundwasserabsenkung ohne Kraftstation wurde von uns weiter an die Firma Johannes Brechtel, Ludwigshafen, vergeben.

Die Filterbrunnen, bestehend aus 100 mm weitem Brunnensaugrohr, 150 mm weitem Filterrohr ohne Tressengewebe und 533 mm weitem Kiesfilter, wurden 10 m tief angelegt. Das Bohren und in ungleich größerem Maße das Ziehen der Bohrrohre gestaltete sich bei dem sehr dicht gelagerten Sand, der zu starken Saugwirkungen neigte, äußerst schwierig. Das beim Ziehen entstehende Vakuum hielt die Bohrkessel so stark zurück, daß selbst 80 t Zugkraft zur Überwindung häufig nicht ausreichten und vor einem weiteren Ziehen erst das Vakuum durch Sackenlassen des Rohres gebrochen werden mußte. Der Durchmesser der Saug- und Druckleitungen beträgt 250 mm, das Abpumpen erfolgt in die Lippe bzw. in die anschließenden Kanalhaltungen.

Zunächst wurde das Wasser mit offener Wasserhaltung von 35,60 auf + 34 abgesenkt, und dann auf dieser Höhe gehalten, bis die erste Staffel auf der Berme + 34,50 ringförmig um die Baugrube mit 4 Pumpenaggregaten und insgesamt 117 Brunnen angelegt und in Betrieb genommen war. Die Entfernung der Brunnen voneinander wurde auf der Lippeseite zu 5,70 m, auf der Landseite zu 6,70 m gewählt, also ziemlich eng, was aber in Rücksicht auf den feinen Sandboden und die Gefährdung durch etwaige hohe Lippewasserstände geboten erschien.

Mit Inbetriebnahme der ersten Staffel wurde das in der Baugrube noch stehende Wasser durch die offene Wasserhaltung entfernt, was nunmehr ohne Bedenken erfolgen konnte, da ja der Zustrom von der Seite her durch die erste Brunnenstaffel abgeschnitten war. Ein Absaugen des offenen Wassers durch die Brunnen erfolgte kaum. Nach Entleerung der Baugrube zeigte sich der Grund, es hatte sich eine dicht gelagerte Schicht feinster Schlammteilchen abgesetzt, die ein Abfließen des Wassers durch den Boden zu den Brunnen vollständig abschnitt (Abb. 5).

Durch die erste Staffel wurde im günstigsten Fall das Wasser nach längerer Pumpdauer im Unterhaupt bis etwas unter Kammersohle abgesaugt, im Oberhaupt blieb es etwa 1 m höher stehen. Der Einfluß des Grundwasserstandes machte sich jedoch jeweilig ziemlich stark bemerkbar, so daß stärkere Schwankungen in den Beobachtungsbrunnen nicht ausbleiben konnten. Da aber die noch erforderliche weitere Absenkung nicht bedeutend war, wurde die zweite Staffel zunächst nur auf der Nordseite und um die Häupter herum auf + 31,50, d. h. in Höhe der vorhandenen Baugrubensohle ausgebaut.

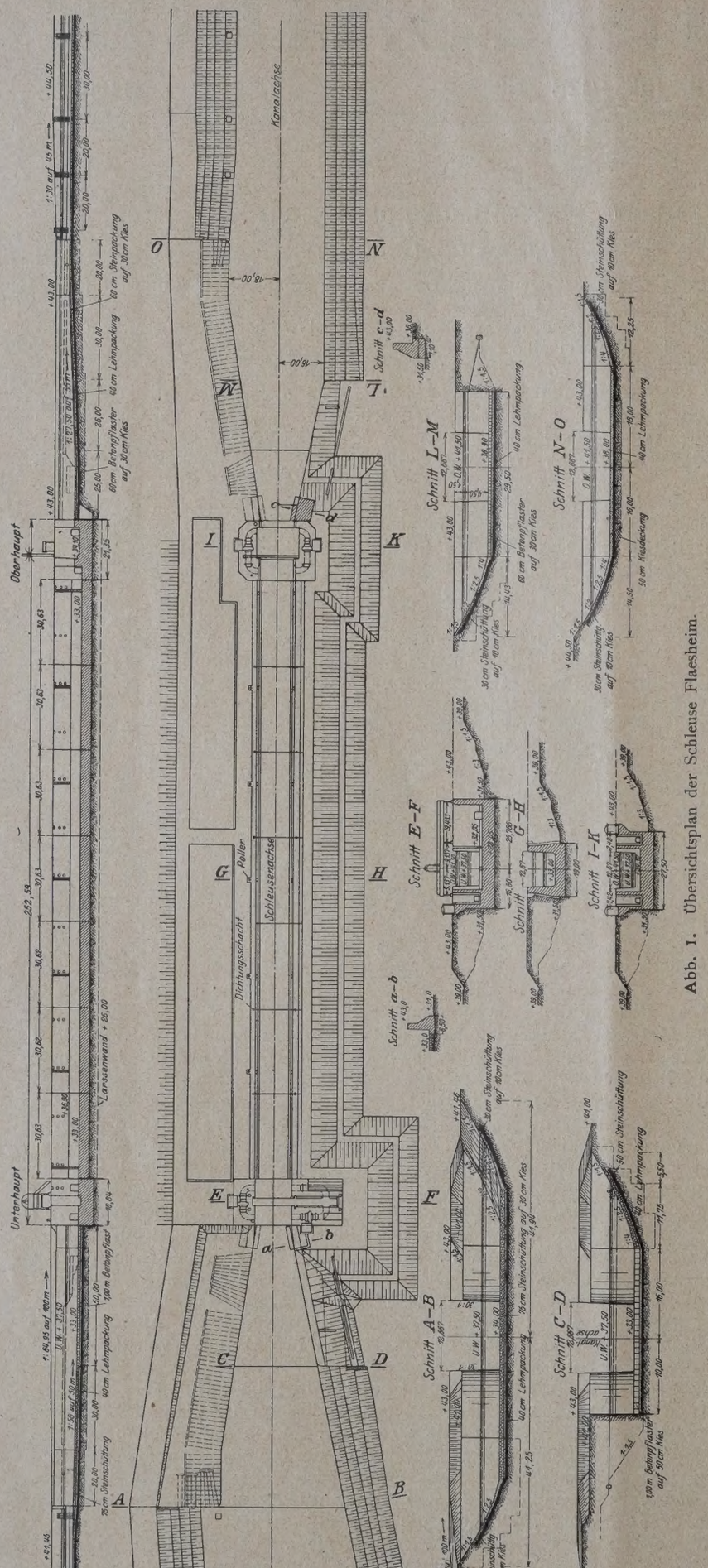


Abb. 1. Übersichtsplan der Schleuse Flaesheim.

Mittlerweile war noch verwaltungsseitig die Anordnung einer sehr soliden Sohlenisolierschicht zum Schutze gegen die im Grundwasser festgestellte aggressive Kohlensäure verfügt. Trotzdem mit dem ersten Ausbau der zweiten Staffel für die Gründungstiefe der Kammer die Absenkung einwandfrei erreicht wurde — das Wasser stand von nahezu 1 m bis über 2 m unter der Gründungsunterkante —, wurde auf Wunsch der Bauverwaltung zum Schutze gegen stark ansteigendes Grundwasser von Süden her eine noch weitergehende Sicherheit getroffen und auch der Südstrang noch voll ausgebaut, wenngleich uns diese Anlage wegen der dort liegenden Laufbahn der Gießtürme sehr unangenehm war (Abb. 6). Für die zweite Staffel genügten 2 Pumpenaggregate, nur für die tiefere Baugrube des Unterhauptes wurde vorübergehend noch ein drittes Aggregat angeschlossen. Die Brunnenentfernung ist mit Ausnahme der Umschließung der Häupter ungefähr doppelt so groß wie in der ersten Staffel. Die Brunnenzahl der zweiten Staffel betrug im ersten Ausbau 56, die später auf der Südseite durch 15 weitere ergänzt wurden. Für die Trockenlegung der tieferen Baugrube des Oberhauptes mußte ebenfalls in Rücksicht darauf, daß während der Herstellung der Sohlenisolierung unter allen Umständen jede Grundwasserfeuchtigkeit aus der Baugrube ferngehalten werden sollte, noch eine dritte Staffel um das Oberhaupt herum angelegt werden mit 1 Pumpenaggregat und 11 Brunnen; sie liegt 2 m unter der zweiten Staffel.

Zur Sicherstellung des Pumpbetriebes sind zwei Kraftquellen vorhanden, einmal eine eigene Kraftstation, bestehend aus 2 kompressorlosen Dieselmotoren, Fabrikat Deutz, von 150 und 100 PS Leistung, die parallel geschaltet werden können, und einmal ein Anschluß an das Überlandnetz der vereinigten Elektrizitätswerke Westfalen. Die Motoren haben sich sowohl in bezug auf Bedienung als auch auf den Betriebsstoffverbrauch als sehr wirtschaftlich erwiesen und behalten auch bei stark schwankender Kraftentnahme einen sehr günstigen Wirkungsgrad. Die Schalttafel ist so eingerichtet, daß der insgesamt verbrauchte Arbeitsstrom und der insgesamt verbrauchte Blindstrom, ferner der für die Grundwasserabsenkung allein verbrauchte Arbeitsstrom besonders gezählt werden.

Das Flächenausmaß der trocken zu legenden Baugrube betrug in Höhe des mittleren Grundwasserstandes etwa 22 000 m². Nach Fertigstellung der zweiten Staffel konnte die erste Staffel außer Betrieb gesetzt werden, so daß zeitweise die ganze Baugrube mit rd. 70 Brunnen und 2 Pumpenaggregaten trocken gehalten wurde bei einer Absenkung von 8—9 m unter dem mittleren Grundwasserstand, nur bei hohem Lippewasser oder besonders starkem Zustrom von der Landseite mußte die erste Staffel z. T. wieder mit eingesetzt werden. Zur Verfolgung des ganzen Absenkungsvorganges sind verwaltungsseitig eingehende Wassermessungen gemacht und eine größere Anzahl von Beobachtungsbrunnen in der Baugrube und in größerem Umkreis angelegt und laufend genau kontrolliert. Leider ist es nicht möglich, in diesem Zusammenhang nähere Angaben über die Auswertung der gegenseitigen Beziehungen und Beeinflussungen zwischen den insgesamt zuströmenden Wassermengen, dem Grundwasserstand, der Bodendichtigkeit, der Anzahl der im Betrieb befindlichen Brunnen und Pumpenaggregate, der manometrischen Druckhöhe und der Druckhöhenverluste sowie dem Strom-

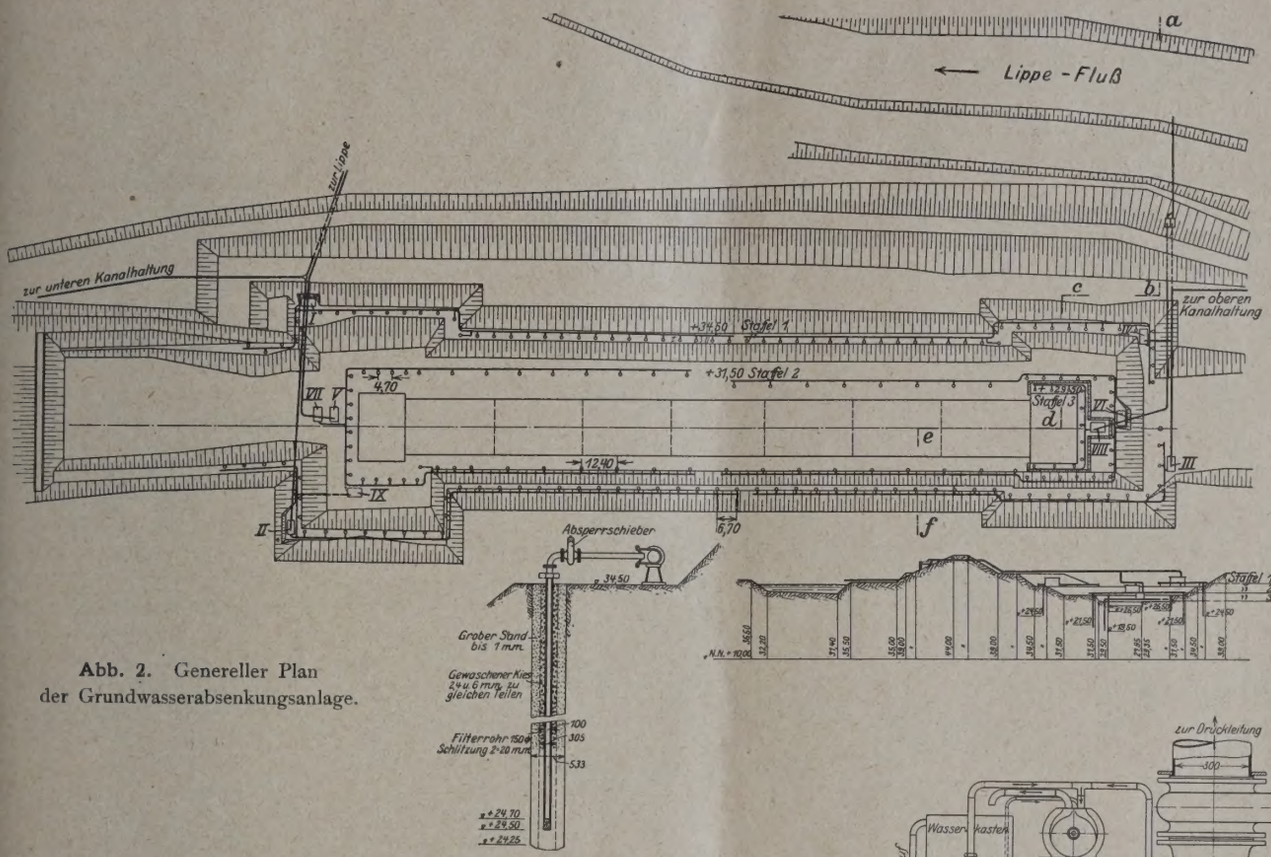


Abb. 2. Genereller Plan der Grundwasserabsenkungsanlage.

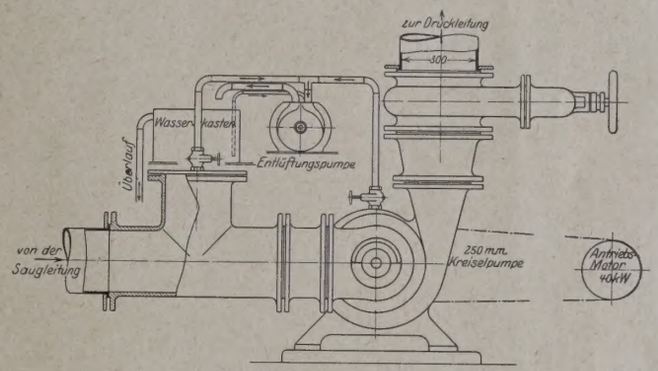


Abb. 2a. Pumpenanlage.

verbrauch, bezogen auf die abgesaugte Wassermenge, zu bringen, es erfolgt hierüber gegebenenfalls eine besondere Veröffentlichung.

Sofort nach Trockenlegung der Baugrube durch die erste Brunnenstaffel wurde mit dem Rammen der Umfassungsspundwand und nach Fertigstellung einer genügend großen Länge mit dem Ausbaggern der tieferen Baugrube durch Löffelbagger begonnen. Mittlerweile war auch die zweite Staffel genügend weit ausgebaut, so daß in ihrem Schutz im Anschluß an vorerwähnte Arbeiten die Sohlenisolierschicht und weiter die Armierung der einzelnen Sohlenblöcke eingebracht werden konnten. Diese Arbeiten sind normale Ausführungen ohne weiteres Interesse in bezug auf die erforderlichen Betriebseinrichtungen. Zu erwähnen wäre vielleicht, daß für die Sicherung der Sohlenarmierung gegen irgendwelche Erschütterungen beim Betonieren ein besonderes Unterstützungsgerüst aus Formeisen eingebaut wurde (Abb. 7), das es gleichzeitig ermöglichte, vor dem Einbringen des Betons auch die obere Lage der Sohlenarmierung fix und fertig einzubringen, so daß Unterbrechungen bei den Betonarbeiten selbst vermieden wurden.

Die Grundlagen für die Wahl der Betonierungseinrichtung sind kurz folgende:

Antransport und Lagerung der Materialien, Länge des Bauwerks, seine Ausbildung als Trog und die Aufteilung in eine Reihe von Baublöcken, die wegen der starken Armierung und der besonderen Ausbildung der Fugendichtung eine wechselweise Herstellung der Blöcke in der Reihenfolge 1—3—5—7—2—4—6, ferner getrennte Herstellung von Sohle und aufgehenden Wänden bedingten, Ausnutzung des natürlichen Gefälles der vorhandenen Böschungen, Mischungsverhältnis und die Forderung, die Bindemittel vorzumischen. Wegen der bereits angedeuteten umständlichen Antransportverhältnisse war zu befürchten, daß während der Bauzeit die Materialien nicht in genügender Menge angeliefert werden konnten, zumal auch die benachbarte Schleuse Ahsen gegebenenfalls gleichzeitig mit versorgt werden mußte. Der gesamte Bedarf an Sand und Grobkies war daher schon zum großen Teil vor Auftragserteilung antransportiert, der Rest folgte während der Zeit der Einrichtung. Für die Bindemittel, Zement und Traß wurde Lagerungsmöglichkeit für 30 000 Sack Zement = 1080 m³ und 750 m³ Traß vorgeschrieben. An und für sich ist für jeden größeren Baubetrieb zur Lagerung der Materialien die Verwendung von Silos das idealste und bei laufender Anlieferung das wirtschaftlichste. Auch für die Zuschlagsstoffe wäre ihre Anlage an einem vorhandenen Hang ohne weiteres möglich gewesen. In unserem Falle schied jedoch hierfür diese Einrichtung aus bereits erwähnten Gründen, für die Bindemittel wegen des ungünstigen Verhältnisses der zu lagernden zu den insgesamt anfallenden Mengen von vornherein aus.

Nach eingehenden Vorstudien und Vergleich verschiedener Möglichkeiten in betriebstechnischer und wirtschaftlicher Beziehung sowie unter Berücksichtigung der neueren Entwicklung des Gußbetonbaues kamen wir dann zu folgendem Arbeitsvorgang (Abb. 3):

Zentral zu den auf die ganze Baustellenlänge sich erstreckenden Sand- und Kieslagern wurde die Aufbereitungsanlage errichtet mit Zement- und Traßlager in normalen Schuppen und dem Aufbereitungsturm in der Mitte. Der lose angelieferte Traß wird von einer hochgelegenen Bühne aus abgekippt, der Zement in Säcken gelagert.

Die Material-Transportwagen sind entsprechend den verwendeten Mischgütern Sand, Kies und gemischten Bindemitteln und entsprechend deren Mengenverhältnis dreiteilig eingerichtet. Sand und Kies werden nacheinander aus fahrbaren Silos, die mittels Greifer gefüllt werden, entnommen, die Bindemittel aus der Vormischung im Aufbereitungsturm. Der Materialzug mit den drei getrennten Mischgütern fährt dann zu den in der

Längsrichtung der Schleuse verfahrbaren Gießtürmen, die auch die Mischanlage tragen, um ein unnötiges Verfahren des fertigen Mischgutes zu vermeiden.

Um für das Abrutschen zur Mischmaschine das nötige Gefälle zu bekommen, mußte in der Längsrichtung der Baugrube am oberen Teil der Böschung noch eine einfache Transportbühne errichtet werden.

Eingehendere Betrachtung verdienen die Gießtürme und die Aufbereitungsanlage, die das Ergebnis sorgfältiger gemeinsamer Überlegungen zwischen meiner Firma und der Inter-

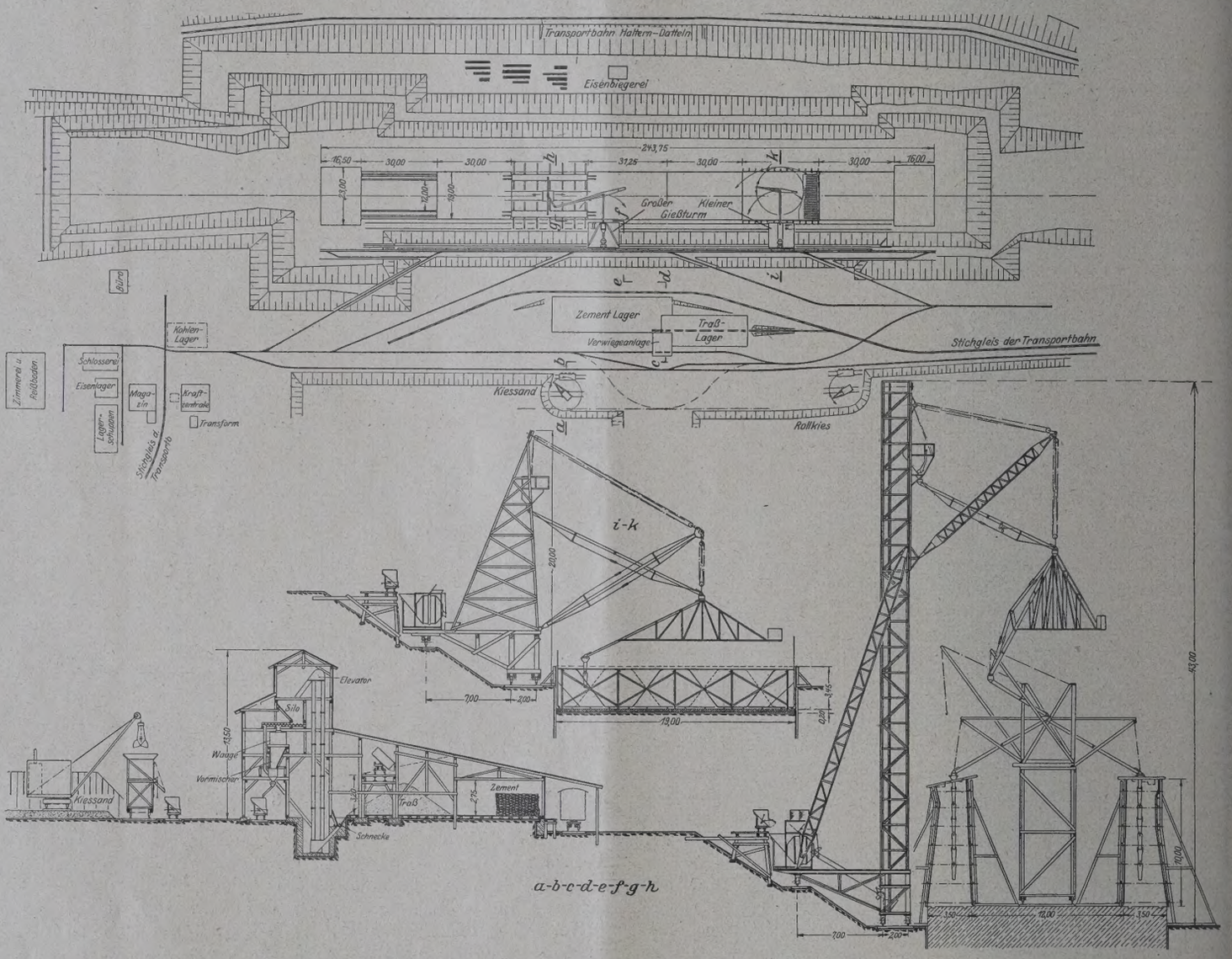


Abb. 3. Genereller Plan der gesamten Betriebseinrichtungen für die Betonarbeiten.

nationalen Baumaschinenfabrik A.-G., Neustadt a. d. Haardt, als Lieferantin darstellen. Für diese Anlagen hatten wir uns vorher unabhängig von unsern eigenen Ausarbeitungen verschiedene Entwürfe machen lassen. Alle fremden Entwürfe sahen feststehende Türme vor. Sie hätten eine große Länge der Gießrinnen, häufiges, sehr umständliches Umhängen der Rinnen und eine sehr große Höhe der Türme bedingt.

Diese technischen und betrieblichen Mängel ließen sich nur durch eine möglichst leicht bewegliche Turmkonstruktion vermeiden. Wir forderten daher die Ibag, deren Urprojekt ebenfalls feste Türme vorsah, auf, einen an der Baugrubenböschung längs verfahrbaren Turm mit vollständiger Mischeinrichtung durchzukonstruieren, und zwar einen Turm, der in jeder Stellung standfest blieb, ohne durch Ankerseile gesichert zu sein. Unsere Absicht war, den Turm durch Transmission und Zahnradübertragung auf die Laufräder zweier Laufbahnen anzutreiben. Dadurch wäre unter Umständen auch ein Verfahren während des Betonierens bei unveränderlicher Lage des Rinnensystems möglich gewesen, was gleichzeitig den Vorteil der überhaupt erreichbaren kürzesten Rinnenlänge gebracht hätte.

Die genaue Berechnung und Konstruktion zeigten jedoch, daß diese Idee nicht restlos durchführbar war. Es mußten wegen der ungleichen Höhenlage der Fahrschienen an der Böschung und wegen des Gewichtes der ganzen Konstruktion drei Laufbahnen vorgesehen werden. Dadurch fiel auch der unmittelbare Zahnradantrieb auf die Laufräder fort, um Eckungen zu vermeiden, und es mußte der Antrieb erfolgen durch Motor und Winden, die auf dem Fahrgestell des Turmes angebracht sind, und durch ein endloses Seil, das an den beiden Enden der Laufbahnen über feste Rollen läuft.

Die Höhe des großen Turmes (Abb. 9 u. 10) über Schienen-Oberkante beträgt 43 m. Die Aufzugswinde ist sehr kräftig konstruiert und so eingerichtet, daß durch Auswechslung des Antriebmotors und geringfügige Änderungen die Aufzugsgeschwindigkeiten gesteigert werden können bis zu 2,5 m/sec. Die erforderliche Motorenstärke würde in diesem Fall für die von uns gewählte Mischtrommelfüllung 120 PS sein. Diese Motorenstärke hätte natürlich in unserer Kraftstation erhebliche Stromstöße verursacht. Wir haben daher nur eine Aufzugsgeschwindigkeit von $^2/_3$ m/sec verwandt, da diese auch für die zu erreichende Höhe vollständig genügt.

An der Winde ist ein Höhenzeiger angebracht, so daß der Windenführer an der Winde selbst genau feststellen kann, wann der Aufzugskasten die Auskipphöhe erreicht hat. Zur Sicherheit ist kurz über der jeweiligen Höchstlage des Aufzugkastens ein Maximalausschalter angebracht, der die Winde selbsttätig ausschaltet, sobald der Aufzugkasten durch ein Versehen übers Ziel hinausfährt. Durch ein Lichtsignal kann der Mann auf der Auskipp-Plattform dem Windenführer unten ein Zeichen geben, falls er den Aufzugkasten in der Kippstellung anhalten soll.

Die Mischtrommel mit 12—14 Umdr./min ist gebaut für einen Normalinhalt von 1000 l. Wir haben jede Mischung zu 1213 l losem Material gewählt, wobei zu beachten ist, daß Sand und Grobkies getrennt angeliefert sind und nach eingehenden Versuchen der Verwaltung 1000 l getrennte Zuschlagsstoffe ungefähr 835 l gemischten Zuschlagsstoffen entsprechen, so daß die 1213 l rd. 1050 l bei gemischten Zuschlägen gleichkommen, d. h. der normale Trommelinhalt wird um ein geringes, jedoch zulässiges Maß überschritten. Über der Mischtrommel sind zwei Wasserkästen angebracht, die abwechselnd ihren Inhalt in die Trommel entleeren. Durch genaue Maßeinteilung der Wasserkästen kann der Zusatz, der bekanntlich von der Naturfeuchtigkeit der Zuschlagsstoffe, von der Kornzusammensetzung, vom Mischungsverhältnis, von der Luftfeuchtigkeit, von der Länge der Gießrinnen und von der Temperatur abhängig ist, jeweilig einwandfrei festgelegt werden. Der Arbeitsvorgang ist dadurch gegeben. Die Transportwagen entleeren in einen Vortrichter, von da rutscht das Mischgut in die Mischmaschine, aus dieser fließt es durch eine kurze Rinne in einen zweiten Trichter, von da in den Aufzugkasten, der oben wieder in einen Trichter entleert, weiter durch die Rinnen an die Verwendungsstelle. Der obere Trichter ist mit Segmentschieber versehen, durch den der Betonstrom genau reguliert werden kann.

Die Rinnenkonstruktion mit dem oberen Auffangtrichter hängt an einem in seiner Höhenlage leicht verstellbaren Schlitten. Die Rinnenköpfe sind als feste in senkrechter Richtung um Zapfen, in wagerechter Richtung auf einem Kugellager drehbare Verbindung ausgebildet. Dadurch erhält das ganze Rinnensystem eine sehr große Stabilität bei leichter Manövrierfähigkeit. Eine Verstopfung an den Rinnenköpfen, die vielfach befürchtet wurde, ist im Betrieb nicht aufgetreten. Die Rinnen selbst sind mit leicht auswechselbaren Schleißblechen ausgelegt. Zur Kontrolle der jeweiligen Rinnenneigung sind noch Neigungsmesser angebracht. Die mittlere Neigung betrug 25°.

Kurz hinweisen möchte ich noch darauf, daß es sich empfiehlt, den Kopf des Turmes, die Führungsschienen des Aufzugkastens und den Ausleger für das Rinnensystem nebst Schlitten besonders kräftig auszubilden. Auch das Aufzugsgerüst selbst muß stabil ausgeführt sein. Die von der ganzen Konstruktion während des Betriebs aufzunehmenden Stöße und Erschütterungen können sehr erheblich werden. Es gilt daher auch bei einem Gießturm die gleiche Losung wie bei allen Baumaschinen: Kräftige saubere Ausführung bei leichtem Spielen aller Bewegungsvorrichtungen.

Ich habe bereits angedeutet, daß der Turm durch die Forderung der Standfestigkeit ohne Anbringen von Ankerseilen ziemlich schwer geworden ist. Da er doch an der jeweiligen Arbeitsstelle immer längere Zeit verbleibt, würde man vielleicht zweckmäßig diese Forderung fallen lassen und dafür die verhältnismäßig geringe Umständlichkeit des Verseilens in der jeweiligen Stellung in Kauf nehmen. Der ganze Turm wird dadurch leichter, man wird vielleicht mit zwei Laufbahnen auskommen, damit den erstrebenswerten unmittelbaren Zahnradantrieb ermöglichen und die Beweglichkeit steigern.

Für die Betonierung der aufgehenden Wände wurde noch ein zwischen den Wänden fahrbares Bockgerüst benutzt, das oben eine in beide Mauern reichende Verteilungsrinne trägt, die durch Umstellen einer Klappe in der Mitte ein einfaches wechselweises Betonieren gestattet. In den Mauern selbst haben wir zunächst hineingehängte Rinnen verwandt, die bis kurz über die jeweilige Betonhöhe reichten. Das Verhängen der Rinnen erfolgte durch Derricks ebenfalls vom Bockgerüst aus. In der verhältnismäßig engen Schalung und bei den vielen Schalungsankern war das jedoch sehr umständlich, weshalb wir dazu übergingen, teleskopartige Abfallrohre zu verwenden, die zwischen zwei hinübergelegten Balken aufgehängt und durch die Derricks des Bockgerüstes oder mittels Turmdrehkrans einfach versetzt werden können. Es hat sich gezeigt, daß bei 2—3 m Freifallhöhe noch ein gutes Durcharbeiten des Betons möglich ist, bei höherem Freifall werden die Leute durch das Umherspritzen des Betons zu sehr behindert.

Während des Betonierens eines Baublocks bleibt der Turm stehen. Dafür muß das Rinnensystem je nach der Betonierungsstelle verzogen werden, was jedoch wegen der leicht drehbaren Aufhängung keinerlei Mühe macht. Wie bereits angedeutet, erfolgte die Betonierung der Sohle von Oberkante des fertigen Armierungsgerippes, die Betonierung der Wände von Oberkante der fix und fertigen Schalung bzw. des Bockgerüstes aus. Die Sohle und die Wände bestehen daher — jeder Teil für sich — in voller Stärke bzw. Höhe aus einem Guß, sofern nicht hier und da unvermeidliche Betriebsstörungen eine Unterbrechung verursachten.

Da also der Rinnenauslauf während der Betonierung eines Bauteils seine Höhenlage nicht veränderte, konnte er jeweils abgestützt werden. Das ist natürlich nicht bei jedem Bau möglich; wo es aber zu erreichen ist, ist es ein wesentlicher Vorteil, denn das sonst nicht zu vermeidende unangenehme Schwanken des Fliegers bringt nicht nur starke Beanspruchungen in die Turmkonstruktion, sondern die Freifallhöhe des Betons schwankt ebenfalls in beträchtlichen Grenzen.

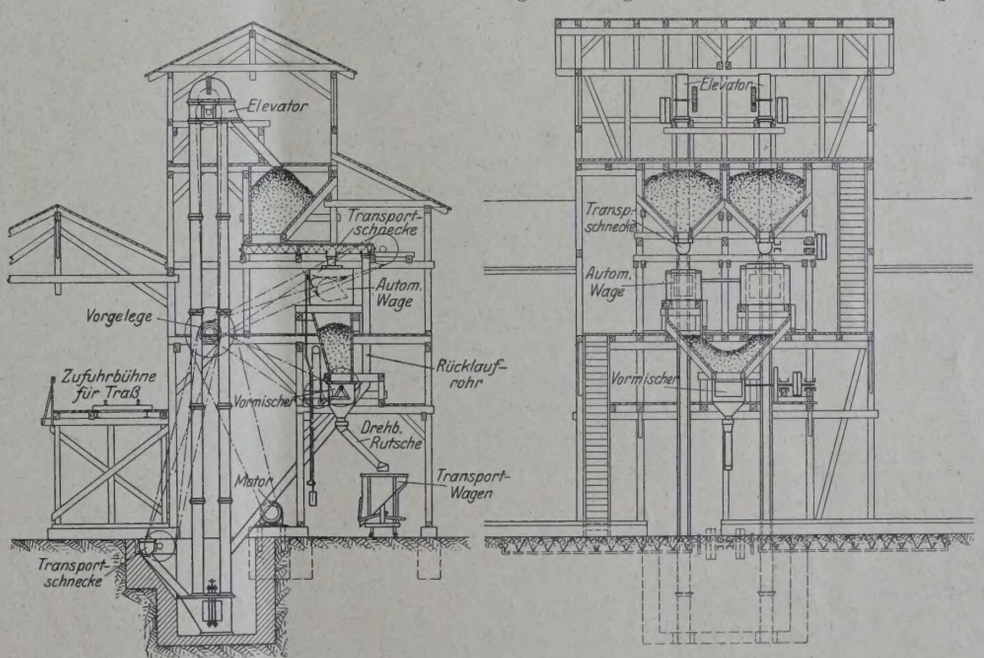


Abb. 4. Aufbereitungsanlage.

Der außerdem in Abb. 3 dargestellte zweite Gießturm ist eine Konstruktion, wie sie für die Herstellung des größten Teiles

der Sohle verwendet wurde (Abb. 6 u. 7), weil der große Turm nicht rechtzeitig geliefert werden konnte. Das Prinzip ist im Grunde genommen das gleiche, eine Erklärung erübrigt sich.

Zur Vormischung von Zement und Traß dient die Aufbereitungsanlage (Abb. 4). Der Aufbereitungsturm liegt zentral zwischen Zement- und Traßlager. Förderschnecken befördern von beiden Seiten her die Bindemittel in Elevatoren, durch die sie in kleine Vorratssilos, die im oberen Turm untergebracht sind, gelangen. Aus den Silos werden sie wieder durch Schnecken abgezapft, die sie den automatischen Wiegeapparaten zuführen. Diese sind den in den Zementfabriken üblichen Sackwagen nachgebildet und von der Registrierwagenfabrik V. Bauer in Siegburg geliefert. Die Wagen sind genau auf das vorgeschriebene Gewicht entsprechend einer Trommelfüllung eingestellt, sind aber in bestimmten Gewichtsgrenzen verstellbar. Nach erfolgter Füllung wird der weitere Zustrom automatisch abgesperrt. Die Wagen sind außerdem mit Zählapparaten versehen, so daß jederzeit die Anzahl der verarbeiteten Mischungen abgelesen werden kann. Sie entleeren beide gleichzeitig in eine kleine Mischtrommel, aus der die gemischten Bindemittel in die Transportwagen abgezapft werden. Sämtliche maschinellen Teile werden durch einen Motor angetrieben, jeder Teil ist aber für sich allein auszuschalten.

Abb. 5. Baugrube nach Entleerung, Anlage der 2. Brunnenstaffel.

Abb. 6. Betonierung des Sohlenblocks I, Anlage des Südstrangs der 2. Staffel.

Zwischen erfolgter Füllung und Entleerung der selbsttätigen Wagen entsteht naturgemäß eine Pause. Damit dann keine Verstopfung oder Überlaufen der oberen Förderschnecken eintritt, ist noch ein Überlaufrohr angebracht, das die überfließende Menge wieder in die Elevatoren zurückleitet. Dies geht jedoch nur bei kurzen Stockungen in der Entleerung der Wiegeapparate, bei längeren Pausen müssen die oberen Förderschnecken ausgeschaltet werden, da sonst leicht eine Verstopfung der Elevatoren eintritt. Das ist auch weiter nicht störend, da sowieso ein Mann zur Aufsicht im Turm sein muß. Die Bedienung der selbsttätigen Wagen und der Vormischtrommel erfolgt von außen durch den Mann, der die Füllung der Transportwagen besorgt. Sobald die Wiegeapparate gefüllt sind, schließt sich ein Kontakt, und es erscheinen im Turm und draußen Lichtsignale, rot und grün für Zement und Traß. Durch einen Hebelzug, mit dem gleichzeitig der Lichtkontakt unterbrochen wird, erfolgt die Entleerung in die Vormischtrommel und nach erfolgter Mischung durch einen zweiten Hebel die Entleerung in die Transportwagen. Das Lichtsignal im Turm gibt dem Aufsichtsmann im Turm das Zeichen, die Zubringerschnecken abzustellen, sobald es innerhalb einer bestimmten Zeit nicht erlischt.

Soweit es überhaupt erreichbar ist, sind sämtliche Teile staubdicht abgeschlossen. Ganz zu vermeiden ist eine Staubentwicklung jedoch nicht.

Wie wir gesehen haben, werden die Zuschlagsstoffe Sand und Kies in den Transportwagen nach Raummaß bestimmt — das Sackmaß auf dem Transport von der Entnahmestelle bis zur Mischmaschine läßt sich schon nach kurzem Betrieb mit großer Sicherheit berücksichtigen —, die Bindemittel nach Gewicht.

Für die Bindemittel ist die Verwendung von Wiegeapparaten ohne Frage einwandfreier als Raummeßapparate, da die fein pulverisierten Stoffe beim Einlauf in Meßgefäße unter Umständen sehr viel Luft aufnehmen und die wirklichen Mengen daher sehr schwankend sein können. Diese Unsicherheit ist bei Gewichtsbestimmung ausgeschlossen. Da das Mischungsverhältnis, wie allgemein üblich, nach Raumteilen bemessen wird, genügt es, von Anfang an für die Bindemittel ein bestimmtes Raumgewicht festzulegen. Im Einverständnis mit der Verwaltung sind für die Schleuse Flaesheim 1,4 t/m³ Zement und 1 t/m³ Traß zugrunde gelegt. Die Nachprüfungen des Soll- und Istverbrauches haben sehr zufriedenstellende Ergebnisse gehabt, die aufgetretenen Unterschiede sind ohne

weiteres durch die mehrmalige Verladetätigkeit, durch den Antransport auf Baugleis, durch Sack- und Staubverlust begründet.

Besonders zu beachten ist noch die Ausbildung der Schalung (Abb. 3 u. 11). Sie besteht aus vier einzelnen Konstruktionsteilen, und zwar aus Schalungstafeln, die auf

Abb. 7. Übersicht während der Ausführung der Sohle mit Sohlenblöcken in verschiedenen Baustadien. Im Hintergrund Montage des großen Gießturms.

der Kammerseite 5/5 m, auf der Außenseite wegen des vorhandenen Knickes 5/3,50 m groß und aus 4 cm starken ungespundeten Bohlen und Kanthölzern kräftig hergestellt sind, ferner aus Rundeisenankern mit Doppelmuttern auf den Innenseiten der Schalung, damit die äußeren Ankerenden nach genügender Erhärtung entfernt und die entstehenden Löcher einwandfrei gedichtet werden können, aus I-Trägern zur Übertragung des Druckes von den Tafeln auf die Verankerungen und aus Böcken zur Aufnahme der Ankerschrauben und zur Montage der Tafeln und I-Träger. Montage und Demontage erfolgt durch Turmdrehkran. Wir haben dadurch erreicht, mit einem Minimum an Holz eine sehr stabile Schalung herzustellen unter Wahrung des leichten Auf- und Abbaus. Wo eine einwandfreie Verankerung nach innen möglich ist, ist sie fraglos einer Absteifung nach außen vorzuziehen, da diese mit wenigen Ausnahmen bei schnell steigenden Gußbetonmassen eine Deformation nicht vermeiden läßt. Berechnet ist die Konstruktion auf Grund der Untersuchungen von Dr.-Ing. Noack über den Seitendruck von flüssigem Beton, die zurückgehen auf die Theorie von Janssen über den Getreidedruck in Silozellen[1]). Die Ausführung hat sich in jeder Beziehung bewährt. Die Betonflächen sind einwandfrei, Schalungsgrate sind kaum sichtbar, ganz lassen sie sich eben auch bei noch so tadellos gearbeiteter Schalung nicht vermeiden. Die Sichtflächen im Innern der Schleuse werden daher wahrscheinlich auch keine besondere Bearbeitung erfahren.

Meines Wissens ist die hier gezeigte fahrbare Gießturmanlage die erste derartige Konstruktion, die auf dem Gebiet der Weiterentwicklung des Gußbetonbaues einiges Interesse beansprucht.

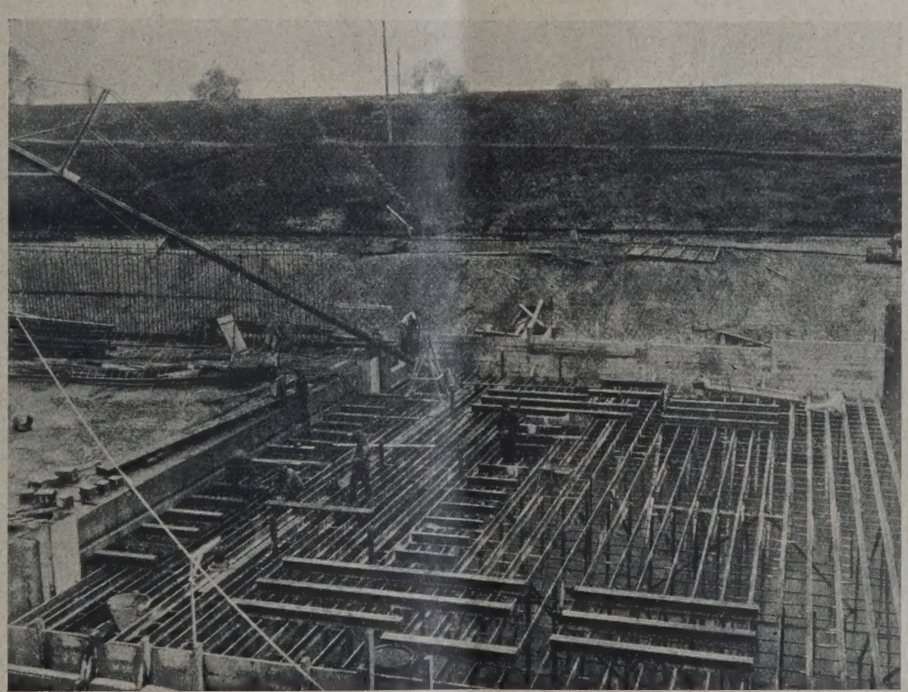


Abb. 8. Armierung und Auflagergerüst des Hubtores in der Sohle des Unterhauptes.

Wenn man bedenkt, daß die Gußbetonbauweise für uns in Deutschland noch verhältnismäßig neu ist, so ist es nicht nur zu empfehlen und zu begrüßen, sondern es ist außerordentlich notwendig, daß überall dort, wo es nur irgendwie zu erreichen ist, umfangreiche Versuche über sämtliche in Betracht kommenden Faktoren gemacht werden, um Angriffe erfolgreich abwehren zu können, die grundlegenden Bedingungen zur Erreichung einer möglichst hohen Bauwerksgüte kennen zu lernen unter gleichzeitiger Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit und der Bedeutung des Bauwerks und die Punkte herauszukehren, die zur Vermeidung von Rückschlägen unbedingt beachtet werden müssen. Ausführungen, die nicht von dem notwendigen Verantwortlichkeitsgefühl geleitet sind, können eine junge Bauweise in Mißkredit bringen, der an und für sich nicht berechtigt ist.

Von seiten der Verwaltung sind daher auch während der Bauzeit der Schleuse Flaesheim eingehende Versuche gemacht über Kornzusammensetzung der getrennten und der gemischten Zuschlagsstoffe, über die Raumverringerung nach erfolgter Mischung, über den erforderlichen Wasserzusatz unter gleichzeitiger Kontrolle durch Konsistenzprüfungen, über die Natur-

[1]) „Schweizerische Bauzeitung" Nr. 9 vom 1. 9. 1923.

feuchtigkeit, Raumgewichte, Wasserdichtigkeit des Betons, über die Festigkeit des Betons, und zwar Würfelfestigkeit und Festigkeit im fertigen Bauwerk und über die Temperaturbewegung während der Erhärtungszeit.

Über das Ergebnis dieser Untersuchungen wird demnächst von seiten der Bauverwaltung eine besondere Veröffentlichung erscheinen. Es ist mir aber gestattet worden, schon jetzt einige summarische Angaben, die allgemein interessieren dürften, zu bringen.

Das verwendete Mischungsverhältnis war 1 Teil Zement : 0,6 Teilen Traß : 3 Teilen Kiessand : 4,5 Teilen Grobkies.

Diese Mischung entspricht nach eingehenden Feststellungen 1 Teil Zement : 0,6 Teilen Traß : 6,25 Teilen gemischten Zuschlagsstoffen, da ein großer Teil des Kiessandes schon zur Ausfüllung der Hohlräume im Grobkies dient. Bei obigen Zahlen handelt es sich selbstverständlich um naturfeuchtes Zuschlagsmaterial. Die Raumverringerung der Zuschlagsstoffe

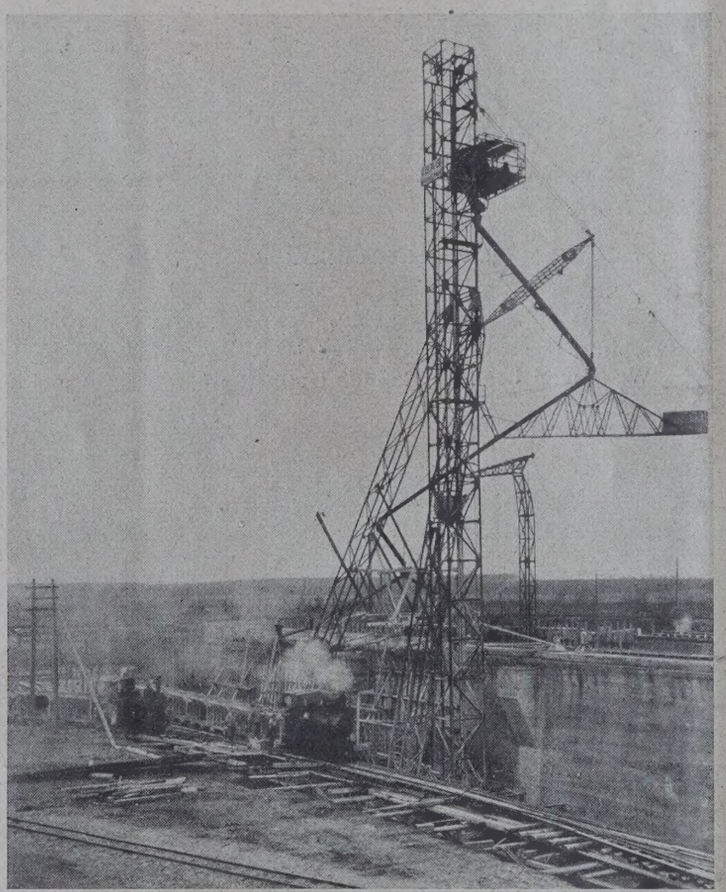


Abb. 9. Großer Gießturm vom Gelände aus aufgenommen.

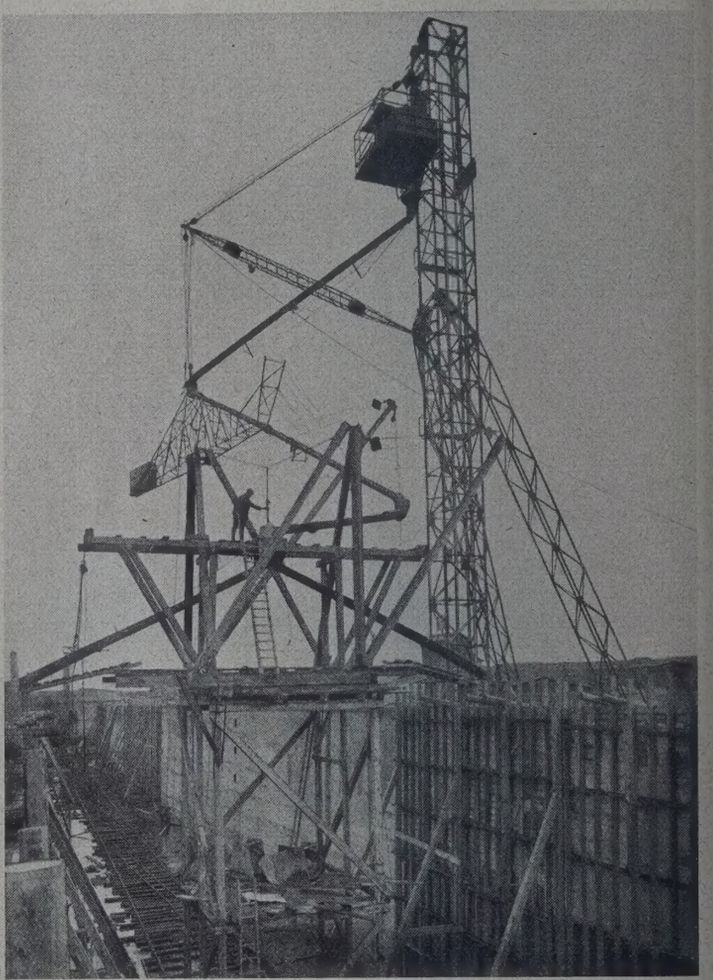


Abb. 10. Großer Gießturm und fahrbares Bockgerüst mit Verteilungsrinne.

allein nach ihrer Mischung drückt sich also aus durch das Verhältnis 7,5 : 6,25 = 1,2 : 1. Die Ermittelungen über die Kornzusammensetzung haben eine sehr gute Übereinstimmung mit der bekannten Fuller-Kurve ergeben. Auch die Gewichtsbestimmungen für die getrennten und gemischten Zuschlagsstoffe im lose eingelaufenen und eingerüttelten Zustande haben die außerordentlich günstige Kornzusammensetzung bewiesen. Gemischt und eingerüttelt ist das mittlere Gewicht zu 2,1 t/m³ ermittelt worden. Bei einem spezifischen Gewicht von rd. 2,6 bedeutet das eine Undichtigkeit von knapp 20 %, was in bezug auf die Güte der Materialien als ganz glänzend bezeichnet werden muß.

Die Festigkeit im Bauwerk ist an Probekörpern, die aus dem vollen Beton herausgestemmt wurden, nach einem halben Jahr zu 150 kg/cm² ermittelt. Hierbei ist zu berücksichtigen, daß die Probekörper nicht sehr groß waren und das Gefüge daher fraglos beim Herausstemmen schon gelitten hat. Die wirkliche Festigkeit ist deshalb nach meiner Überzeugung wesentlich höher. Die Würfelfestigkeiten haben meines Erachtens nur eine geringe Bedeutung, da die Vorgänge in den kleinen Würfeln ganz andere sind als in größeren Bauwerksmassen.

Die Naturfeuchtigkeit der Zuschlagsstoffe ist im Mittel festgestellt zu 3,5 Gewichtsprozenten bei Kiessand und 2,5 Gewichtsprozenten bei Grobkies. Die Schwankungen bei verschiedenen Temperaturen und Feuchtigkeitsgraden der Luft und unter dem Einfluß der Niederschläge sind sehr gering. Der Wasserzusatz, der so bemessen wurde, daß bei einer mittleren Rinnenneigung von 25° noch ein gutes Fließen möglich war, ergab sich unter Berücksichtigung der Naturfeuchtigkeit zu rd. 9 Gewichtsprozenten, 15 Raumprozenten, wenn das Raummaß der getrennten Zuschlagsstoffe in Betracht gezogen wird, und zu reichlich 17 Raumprozenten bei gemischten Zuschlagsstoffen. Bei hohen Lufttemperaturen im Sommer erhöhten sich diese Zahlen bis zu etwa 5 % wegen der Wasserverdunstung während des Fließens und wegen der Austrocknung der Gießrinnen, die gewissermaßen immer wieder neu geschmiert werden müssen. Der Wasserzusatz ist für die erreichbare Festigkeit von höchster Bedeutung. Er muß so niedrig wie möglich gehalten werden und richtet sich nach der Forderung, daß eine gleichmäßige Fortbewegung der zusammenhängenden zähflüssigen Betonmasse erfolgt. Schärfste Beobachtung und einfache Regulierbarkeit ist daher unbedingt erforderlich.

Die Kurven der Temperaturmessungen während der Zeit der Erhärtung zeigen den bekannten charakteristischen Verlauf: Steiles Ansteigen in den ersten 5 Tagen, einige Tage ungefähr gleichbleibend und langsames Fallen bis zum Ausgleich mit der Außentemperatur nach mehreren Wochen. Der größte Unterschied gegenüber der Außentemperatur wurde zu etwa 25° festgestellt.

Die Dichtigkeit des Betons im fertigen Bauwerk scheint nach der Struktur ausgezeichnet zu sein. Wie bereits bei der Bauausführung erwähnt, haben wir in den aufgehenden Wänden zunächst mit schrägen Rinnen gegossen, später mit senkrechten Teleskoprohren. Um die Freifallhöhe zu ermitteln, sind einige Versuche gemacht worden. Es wurden verschiedene Probekörper 1 m² im Querschnitt und 1,50 m hoch gegossen, und zwar einmal durch Auslauf aus einer schrägen Rinne direkt in den Schalungskasten, dann mit senkrechtem 10 m, 4 m und 2 m Freifall, sämtliche 4 Körper, ohne den Beton durchzurühren (Abb. 12a u. b). Nach etwa 3½ Monaten sind die Körper gesprengt worden. Die Struktur ist bei allen vier nicht wesentlich verschieden. Gegen den senkrechten Auslauf war daher nichts einzuwenden. Alle Sprengstücke zeigen aber eine starke Porosität — größere Luftblasen sind an den Außenflächen deutlich erkennbar — und geringe Festigkeit, da nur wenige Kiesel in sich gespalten sind. Ein Vergleich mit einem Stemmstück aus dem vollen Mauerwerk (Abb. 12c), bei dem Luftblasen kaum festzustellen und fast sämtliche Kiesel in sich gespalten sind, zeigt, wie außerordentlich wichtig in bezug auf die zu erzielende Dichtigkeit und Festigkeit ein gutes Durchrühren des Betons ist. Ein von uns vorgenommener Versuch, die relative Dichtigkeit der verschiedenen Sprengstücke zueinander durch Vergleich der Raumgewichte festzustellen, zeigte zwar durchweg ein geringeres Raumgewicht der Probekörper gegenüber dem Beton aus dem Bauwerk, ergab aber kein unbedingt klares Bild. Dies ist wohl darauf zurückzuführen, daß die Kornzusammensetzung für das Gewicht eine wichtige Rolle spielt und diese sich in verschiedenen kleinen Betonkörpern naturgemäß erheblich verschieben kann. Es müßten dazu größere Betonkörper genommen werden, von denen anzunehmen ist, daß die mittlere Kornzusammensetzung die gleiche ist. Die Höhe des zulässigen senkrechten Freifalls richtet sich also nach der Forderung, ein gutes Durchrühren an der Gießstelle zu gewährleisten. Es hat sich gezeigt, daß man über 2—3 m Freifall nach Möglichkeit nicht hinausgehen soll, da sonst die Arbeiter durch das Umherspritzen des Betons zu stark belästigt werden. In engen Bauteilen ist ein weiterer Nachteil bei höherem Freifall noch der, daß die Schalung zu stark bespritzt wird und die kleinen an der Schalung klebenden Betonteilchen schon erhärten, bevor der Gußkörper die betreffende Stelle erreicht.

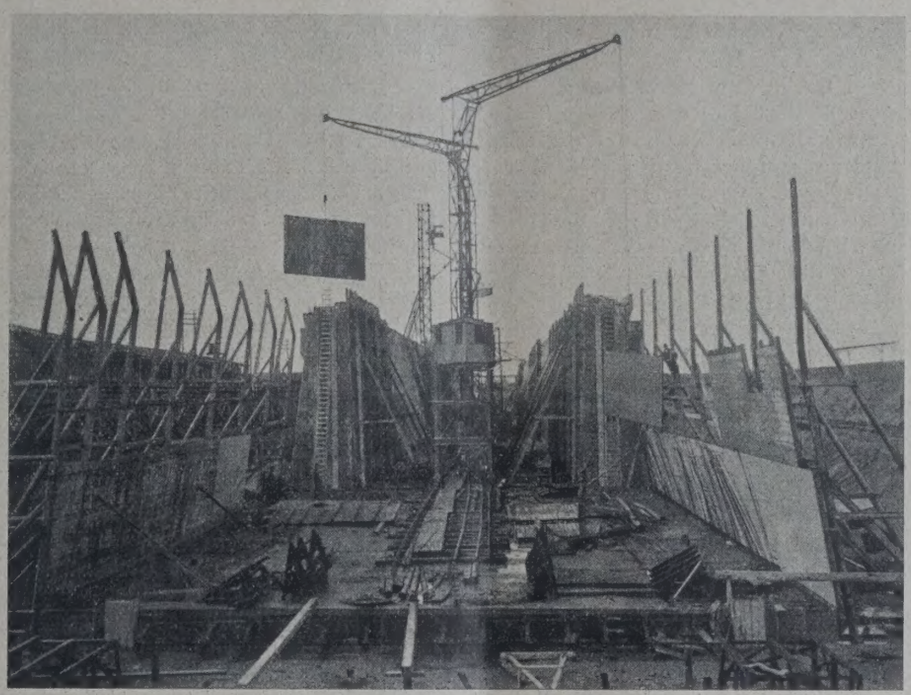


Abb. 11. Versetzen der Schalung mittels Turmdrehkran.

Es dürften diese kurzen Angaben bewiesen haben, wie wichtig es ist, eingehende Untersuchungen anzustellen, und es ist zu wünschen, daß bei allen behördlichen Bauten, wo beide Teile das gleiche Interesse an der Erforschung der Bauweisen haben, im engsten Zusammenwirken zwischen Bauherrn und Unternehmer alle wichtigen Fragen in praktischer, wirtschaftlicher und wissenschaftlicher Beziehung möglichst eingehend untersucht werden zwecks Erreichung höchster Bauwerksgüte und zum Ruhm deutscher Arbeit. Das Ergebnis der Untersuchungen mit möglichst umfassender Begründung und unter Klarlegung der Verhältnisse muß schnellstens der Fachwelt zugänglich gemacht werden, und es darf im Interesse der Gesamtentwicklung nicht vorkommen, daß gewisse Stellen die Bekanntgabe unnötig hinauszögern oder gar ganz unterschlagen.

Abb. 12a. Sprengstücke aus Probekörpern mit 10 m, 2 m und 4 m Freifall.

Abb. 12b. Sprengstück aus einem Probekörper ohne Freifall.

Abb. 12c. Probestück aus dem fertigen Bauwerk.

BERECHNUNG EINES KÜHLTURMUNTERBAUES ALS RÄUMLICHES STABWERK.

Von Dr.-Ing. Erich Reisinger, Dresden.

Übersicht. Aufstellung der Berechnung eines 12eckigen Kühlturm-Unterbaues als räumliches Stabwerk, Durchrechnung eines Beispieles, allgemeine Kritik der Belastungsannahmen.

Die Berechnung von Kühlturmunterbauten stellt den Statiker vor eine interessante Aufgabe. Bei den modernen Großkonstruktionen wird der Schlot zumeist in Eisenfachwerk mit Holzverschalung hergestellt, während die Stützen, welche den Schlot tragen, nebst dem Kaltwasserbecken und der Tropfplatte fast stets in Eisenbeton ausgeführt werden. Die Stützen bilden ein räumliches Rahmenwerk von meist polygonalem Grundriß. Kreisförmiger Grundriß ist selten anzutreffen, auch viereckiger Grundriß wird kaum angewandt, in den weitaus meisten Fällen erfolgen die Ausführungen nach einem 6- bis 12eckigen Grundriß. Die Stützen, welche im allgemeinen eine Höhe von 8,0 — 12,0 m besitzen, werden an ihrem oberen Ende durch einen Ringbalken versteift. Auf den Köpfen der Stützen sind die Eckstiele des eisernen Schlotes befestigt. Eine Belastung des Ringbalkens durch den Schlot findet nur in ganz geringem Umfang statt, das unterste Feld der Verschalung lagert auf dem Ringbalken.

Die Stützen werden starr oder gelenkig mit den Fundamenten verbunden. Je nach dem vorliegenden Grundriß entstehen dann hochgradig statisch unbestimmte Systeme, welche einer zuverlässigen Berechnung nicht zugänglich sind.

In der Praxis berechnet man diese Systeme meist unter der Annahme, daß der Kopfring starr ist, oder man zerlegt das System in Anpassung an den Grundriß in n ebene Rahmen, deren Stiele an den Ecken jeweils zusammenfallen.

Die Unzulänglichkeit der gemachten Annahmen beeinflußt in erheblichem Maße die Sicherheit der Berechnung und führt unter gewissen Umständen zu einer falschen Kräfteverteilung.

Eine genaue und einfache Berechnung dieser Systeme ist durchführbar, wenn die Stützen in die Fundamente eingespannt werden und weiterhin die Annahme gemacht wird, daß die Riegel gelenkig an die Stützen angeschlossen werden. In Abb. 1 ist das System eines derartigen Kühlturmes skizziert, welcher einen 12eckigen Grundriß besitzt. Die Annahme eines

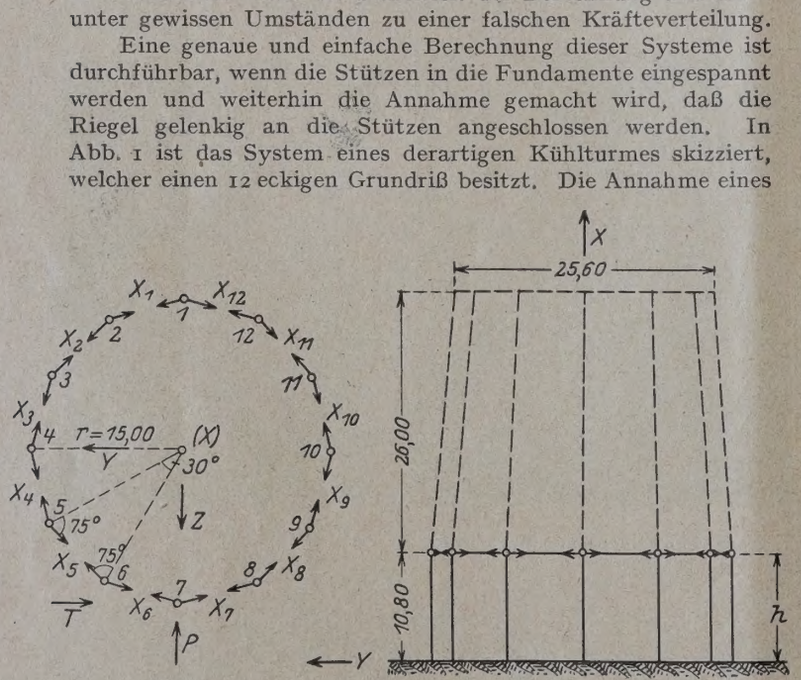


Abb. 1. System eines 12eckigen Kühlturmunterbaues.

gelenkigen Riegelanschlusses ist um so mehr berechtigt, als die geringe Belastung der Riegel auch nur einen geringen Querschnitt dieser erfordert, dann aber stellt diese Annahme auch den Grenzfall dar, welcher entsteht, wenn infolge Überlastung des Systems die Riegel an ihren Anschlüssen reißen. Frühere Untersuchungen des Verfassers an ähnlichen Systemen haben gezeigt, daß steife Kopfringe erhebliche Verdrehungsmomente erhalten, welche eine schwierige und unwirtschaftliche Bewehrung der Riegel erfordern. Die bei Annahme eines starren Kopfringes auftretenden Momente können nur dann aufgenommen werden, wenn der Ring durch kräftige Querausteifungen biegungsfest verspannt wird. Der Zweck dieser Bauwerke verbietet jedoch Einbauten innerhalb des Kopfringes.

Die weiteren Ausführungen, welche hier gemacht werden, erfolgen im Anschluß an die Berechnungsart, welche vom Verfasser im „Bauingenieur 1924" Heft 1 auf Seite 5—6 mitgeteilt wurde. Dort wurde gezeigt, wie die Berechnung räumlicher Stabwerke mit Hilfe der allgemeinen Arbeitsgleichung in einfacher und übersichtlicher Weise vorgenommen werden kann.

Der Berechnung sei das System der Abb. 1 zugrunde gelegt. Die Höhe des Unterbaues sei h, der Radius des dem Zwölfeck umbeschriebenen Kreises sei r. Die Stellung der Stützen erfolge radial, dann fallen die Hauptachsen des Stützenquerschnittes mit der Richtung des Radius und der Tangente zusammen. Der Centriwinkel des Zwölfecks beträgt 30° und die Riegelachsen schließen mit der Tangente im Eckpunkt Winkel von 15° ein. Zur Bestimmung der Vorzeichen legen wir ein Koordinatensystem derart, daß die Y-Achse mit der jeweiligen Riegelachse zusammenfällt und die Z-Achse nach innen weist. Ein Fortschreiten im System erfolgt dann in der positiven Richtung der Y-Achse. Hierbei zählen wir den positiven Drehungssinn eines Momentes entgegen dem Sinne des Uhrzeigers.

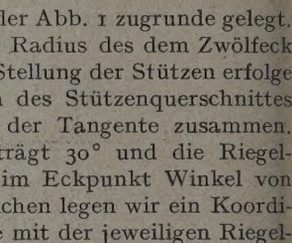


Abb. 2. Kraftzerlegung an einer Ecke.

Das System ist zwölffach statisch unbestimmt. Als Überzählige führen wir die Normalkräfte X_1 bis X_{12} der 12 Riegelstäbe in die Berechnung ein. Eine an einem Eckpunkt angreifende Unbekannte zerlegen wir in die Richtungen der beiden Hauptachsen der Stütze und finden nach Abb. 2:

$$Z_n = X_n \sin 15° = 0{,}259\, X_n$$

und

$$Y_n = Y_n \cos 15° = 0{,}966\, Y_n$$

Weiter bezeichnen wir in der üblichen Weise die Steifigkeiten der Stütze mit

$$h_y = \frac{J_c}{J_y} \cdot h$$

und

$$h_z = \frac{J_c}{J_z} \cdot h.$$

Gilt die Superposition

$$M' = M_0 + M_1 X_1 + M_2 X_2 + \ldots\ldots + M_{12} X_{12}$$

und

$$N' = N_0 + N_1 X_1 + N_2 X_2 + \ldots\ldots + N_{12} X_{12},$$

so lauten die Elastizitätsgleichungen

$$\sum P_m = \delta_{m1} + X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + X_3 \delta_{13} + \ldots\ldots + X_{12} \delta_{1,12} + s_1 + \delta_1 t = 0$$

usw.

Man erhält 12 Gleichungen mit 12 Unbekannten. In diesen Gleichungen bezeichnen Δs_n die Formänderung des n^{ten} Riegels infolge der Normalkraft $X_n = 1$, $\delta_n t$ diejenige infolge einer Temperaturänderung t. Mit genügender Annäherung kann im allgemeinen $\Delta s = 0$ gesetzt werden. Die an den Stützenköpfen angreifenden Unbekannten X erzeugen in den Stützen Momente, welche in der Abb. 3 z. B. für die Unbekannten X_{12}, X_1 und X_2 skizziert sind. $X_1 = 1$ ruft am Fuß-

punkt der Stütze 1 die Momente $M_y = -0{,}259\,h$ und $M_z = +0{,}966\,h$, an jenem der Stütze 2 $M_y = -0{,}259\,h$ und $M_z = -0{,}966\,h$ hervor.

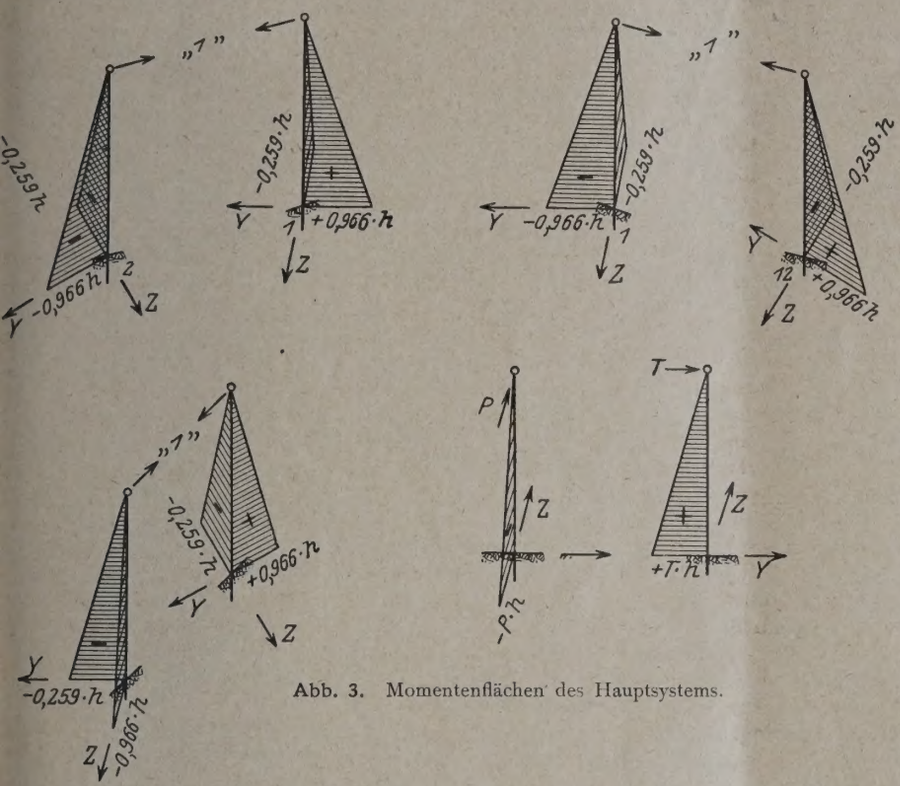


Abb. 3. Momentenflächen des Hauptsystems.

Durch Verbindung der entsprechenden Momentenflächen erhält man:

$$E J_c \delta_{11} = 2\left(\frac{1}{3}\cdot 0{,}966^2\, h^2\, h_z + \frac{1}{3}\cdot 0{,}259^2\, h^2\, h_y\right)$$
$$= \frac{2}{3} h^2 (0{,}933\, h_z + 0{,}0671\, h_y)$$
$$= E J_c \delta_{22} = E J_c \delta_{33} = \ldots\ldots = E J_c \delta_{12,12}$$

und ferner:

$$E J_c \delta_{1,2} = E J_c \delta_{2,1} = \left(-\frac{1}{3} 0{,}966^2\, h^2\, h_z + \frac{1}{3}\cdot 0{,}259^2\, h^2\, h_y\right)$$
$$= \frac{1}{3} h^2 (-0{,}933\, h_z + 0{,}0671\, h_y)$$
$$= E J_c \delta_{2,3} = E J_c \delta_{3,4} = \ldots\ldots = E J \delta_{1,12},$$

oder allgemein:

$$\delta_{11} = \delta_{ii} = \delta_{kk} = \ldots\ldots$$
$$\delta_{12} = \delta_{23} = \delta_{ik} = \delta_{kl}$$

und $$\delta_{13} = \delta_{14} = \ldots\ldots = \delta_{il} = \delta_{in} = \delta_{im} = 0.$$

Zur Abkürzung setzen wir:

$$\delta_{ii} = \delta_{kk} = \ldots\ldots = a$$
$$\delta_{ik} = \delta_{kl} = \ldots\ldots = b$$

und
$$a + b = c$$
$$a - b = d.$$

Dann nehmen die Elastizitätsgleichungen die allgemeine Clapeyronsche Form an:

$$N_1 + a X_1 + b X_2 + b X_{12} + s_1 + \delta_1 t = 0$$
$$N_2 + b X_1 + a X_2 + b X_3 + s_2 + \delta_2 t = 0$$
$$N_3 + b X_2 + a X_3 + b X_4 + s_3 + \delta_3 t = 0$$
usw.

Die Berechnung der 12 Unbekannten aus diesen Gleichungen bietet keinerlei Schwierigkeiten, sie kann mit jeder gewünschten Genauigkeit vorgenommen werden.

Als äußere Kräfte greifen an einem Kühlturmunterbau die Stützkräfte der Eckstiele des Schlotes an. Diese Stützkräfte können allgemein in drei Kräfte zerlegt werden, welche in die Richtungen der Hauptachsen der Stütze fallen. Man erhält dann eine vertikal gerichtete Stützkraft V und zwei horizontal gerichtete Kräfte R und T, welche in die Richtungen des Radius und der Tangente fallen.

a) Belastung R am Stützenkopf 7 angreifend.

Das Einspannungsmoment der Stütze 7 infolge Wirkung von R ist $-Rh$. Dann wird nach zyklischer Vertauschung der Momentenflächen der Abb. 3 b und c unter Verbindung mit d:

$$E J_c \delta_{m6} = E J_c \delta_{m7} = +\frac{1}{3} R h \cdot 0{,}259\, h\, h_y$$
$$= \frac{0{,}259}{3} R h^2 h_y = N_6$$

und $$\delta_{m1} = \delta_{m2} = \ldots\ldots = \delta_{m12} = 0.$$

Weiter folgt aus der Symmetrie des Systems und der Belastung:

$$X_1 = X_{12},\ X_2 = X_{11},\ X_3 = X_{10},$$
$$X_4 = X_9,\ X_5 = X_8,\ X_6 = X_7$$

und die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\begin{aligned}
c X_1 + b X_2 &= 0\\
b X_1 + a X_2 + b X_3 &= 0\\
b X_2 + a X_3 + b X_4 &= 0\\
b X_3 + a X_4 + b X_5 &= 0\\
b X_4 + a X_5 + b X_6 &= 0\\
b X_5 + c X_6 &= -N_6
\end{aligned}$$

Die Auflösung dieser Gleichungen ist mittels Kettenbruches in der üblichen Weise leicht durchzuführen.

b) Belastung T am Stützenkopf 7 angreifend.

In entsprechender Weise erhält man, da das Einspannungsmoment der Stütze 7 unter der Last T + T h beträgt:

$$-E J_c \delta_{m6} = +\frac{1}{3} T h \cdot 0{,}966\, h\, h_z = +\frac{0{,}966}{3} T h^2 h_z = -N_6$$

und $$\delta_{m1} = \delta_{m2} = \ldots\ldots = \delta_{m12} = 0.$$

Aus der Symmetrie der Elastizitätsgleichungen und infolge $\delta_{m6} = -\delta_{m7}$ folgt:

$$X_1 = -X_{12},\ X_2 = -X_{11},\ X_3 = -X_{10},\ X_4 = -X_9,\ X_5 = -X_8,\ X_6 = -X_7.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\begin{aligned}
d X_1 + b X_2 &= 0\\
b X_1 + a X_2 + b X_3 &= 0\\
b X_2 + a X_3 + b X_4 &= 0\\
b X_3 + a X_4 + b X_5 &= 0\\
b X_4 + a X_5 + b X_6 &= 0\\
b X_5 + d X_6 &= -N_6
\end{aligned}$$

Die Auflösung kann in gleicher Weise wie oben erwähnt erfolgen.

Die Bestimmung der Überzähligen infolge gleichzeitiger Wirkung der äußeren Lasten P_1 bis P_{12} erfolgt dann durch Superposition der Überzähligen der Teilbelastungen. Diese Ausrechnung ist gerade im ersten Rechnungsgang zweckmäßig,

um einen genauen Einblick in die Kraftverteilung zu erhalten. Sonst bietet hier auch die Methode des Zahlenrechteckes nach Dr. Dr. L e w e gute Dienste.

c) Wirkung der Temperatur.

Infolge der Symmetrie wird

$$\delta_1 t = \delta_2 t = \delta_3 t = \ldots = \delta_{12} t = \delta_t$$

und

$$E J_c \delta_t = E J_c \varepsilon t l.$$

Ferner wird:

$$X_1 = X_2 = X_3 = \ldots = X_{12} = X$$

und

$$X = -\frac{\delta_t}{\delta_{kk} + \delta_{ik} + \delta_{kl}} = -\frac{\delta_t}{\delta_{kk} + 2\delta_{ik}}.$$

Da alle Überzähligen einander gleich werden, so heben sich ihre Y-Komponenten auf und es verbleiben lediglich die Z-Komponenten, welche sich addieren.

Infolge Temperaturwirkung greifen daher am Hauptsystem radial gerichtete Kräfte von der Größe

$$R_t = 2 X \cdot 0{,}259\, t = \underline{0{,}518\, X\, t}$$

an.

d) Einfluß der Drehung zweier Fundamente auf das System.

Werden zwei Stützen des Systems derart belastet, daß die zulässige Bodenpressung überschritten oder eine Kippbewegung angestrebt wird, so verhindert die räumliche Verspannung eine unzulässige Bewegung dieser Stützen. Einen gewissen Belastungsanteil werden sie selbst aufnehmen, den Überschuß

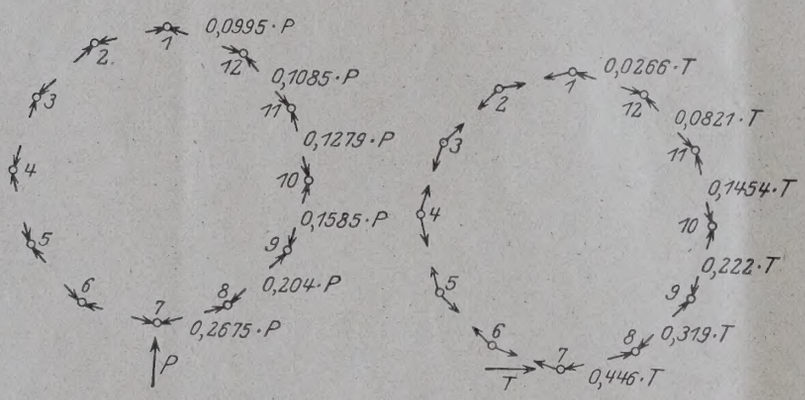


Abb. 4. Ringkräfte infolge Kraftangriff P.

Abb. 5. Ringkräfte infolge Kraftangriff T.

jedoch an das räumliche System abgeben. Will man dessen Verteilung auf das übrige System berechnen, so sind im System an jenen beiden Stützen Fußgelenke anzunehmen.

Greifen dann an den beiden Stützen 7 und 8 je eine radial gerichtete Kraft S an, so zerlegen wir diese Kraft in die angrenzenden Riegelkräfte und erhalten:

$$N_6 = N_7 = N_8 = \frac{S}{2} \cdot \frac{1}{\sin 15^\circ} = 1{,}93\, S = S'.$$

Im Riegel 7—8 heben sich die beiden Kräfte auf; als angreifende Kräfte verbleiben dann am System je eine Kraft $1{,}93 \cdot S = S'$ an den Knoten 6 und 9 angreifend. Im unbestimmten System entfallen die Unbekannten X_6, X_7 und X_8, infolge der Symmetrie wird ferner:

$$X_2 = X_{12},\ X_3 = X_{11},\ X_4 = X_{10},\ X_5 = X_9.$$

Weiterhin ist:

$$\delta_{m5} = \delta_{m9} = -\delta_{5,6} S' = -\delta_{1,2} S'$$

und

$$\delta_{m1} = \delta_{m2} = \ldots\ldots = \delta_{m,12} = 0.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$\begin{aligned} a X_1 + 2 b X_2 &= 0 \\ b X_1 + a X_2 + b X_3 &= 0 \\ b X_2 + a X_3 + b X_4 &= 0 \\ b X_4 + a X_5 &= -\delta_{m5}. \end{aligned}$$

Beispiel.

Wir wollen den Gang der Berechnung weiter an einem Kühlturmunterbau erläutern, welcher zur Zeit von der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Dresden, ausgeführt wird.

Der Kühlturm besitzt einen Durchmesser von 30 m. Der Schlot, welcher in Eisenfachwerk mit Holzverschalung ausgeführt wird, ist 26 m hoch. Er ruht auf einem zwölfeckigen Eisenbetonunterbau, dessen Höhe h = 10,80 m beträgt. Die Stützen stehen radial, sie besitzen einen mittleren Querschnitt von 1,35/0,75 m.

Die Trägheitsmomente der Stütze betragen:

$$J_y = \frac{0{,}75 \cdot 1{,}35^3}{12} = 0{,}1538\ m^4,$$

$$J_z = \frac{1{,}35 \cdot 0{,}75^3}{12} = 0{,}0475\ m^4 = J_c$$

und die reduzierten Höhen:

$$h_y = \frac{J_c}{3{,}24\, J_c} h = 0{,}309\, h$$

$$h_z = \frac{J_c}{J_c} h = h.$$

Nun findet man:

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{11} = 1{,}9074\ t/m$$

und

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{12} = -0{,}9123\ t/m.$$

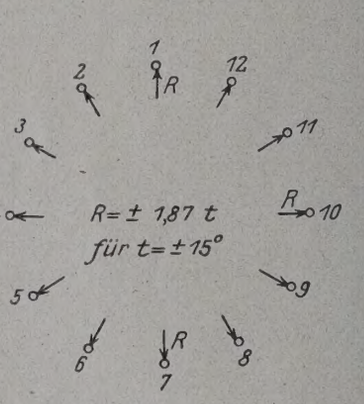


Abb. 6. Ringkräfte infolge Temperaturänderung T.

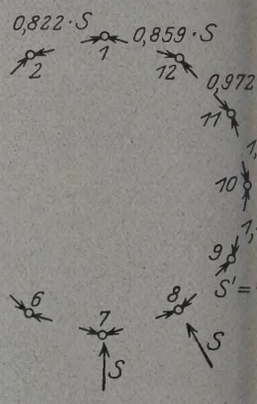


Abb. 7. Ringkräfte infolge Kraftangriff

Belastungsfall a: R am Stützenkopf 7 angreifend.

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{m6} = 0{,}08\, R\ t/m$$

Nach Auflösung des Kettenbruches erhält man:

$$\begin{aligned} X_6 = X_7 &= -0{,}2675\ R \\ X_5 = X_8 &= -0{,}204\ R \\ X_4 = X_9 &= -0{,}1585\ R \\ X_3 = X_{10} &= -0{,}1279\ R \\ X_2 = X_{11} &= -0{,}1085\ R \\ X_1 = X_{12} &= \ \ 0{,}0995\ R \end{aligned}$$

Belastungsfall b: T am Stützenkopf 7 angreifend.

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{m7} = -\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{m6} = 0{,}966\ T\ t\,m$$

und

$$\begin{aligned} X_6 = -X_7 &= +0{,}446\ T \\ X_5 = -X_8 &= \ \ 0{,}319\ T \\ X_4 = -X_9 &= \ \ 0{,}222\ T \\ X_3 = -X_{10} &= \ \ 0{,}1454\ T \\ X_2 = -X_{11} &= \ \ 0{,}0821\ T \\ X_1 = -X_{12} &= \ \ 0{,}0266\ T \end{aligned}$$

Belastungsfall c: Temperatur.

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_t = 0{,}020 \text{ t t/m}$$

Man erhält

$$X_t = - \frac{0{,}020 \text{ t}}{1{,}9074 - 2 \cdot 0{,}9123} = - 0{,}241 \text{ t}$$

für $t = \pm 15°$:

$$X_t = \mp 3{,}61 \text{ t}$$

Belastungsfall d: S am Stützenkopf 7 und 8 angreifend.

$$\frac{E J_c}{\frac{h^3}{3}} \delta_{m5} = 0{,}9123 \, S'$$

und

$$X_5 = X_9 = - 1{,}485 \, S$$
$$X_4 = X_{10} = - 1{,}173 \, S$$
$$X_3 = X_{11} = - 0{,}972 \, S$$
$$X_2 = X_{12} = - 0{,}859 \, S$$
$$X_1 = - 0{,}822 \, S$$

Nach den ministeriellen Bestimmungen ist für den Schlot eine Windbelastung von 150 kg/m², für den Rieselervorbau von 125 kg/m² senkrecht getroffene Fläche anzunehmen. Da der Vorbau mit Jalousien versehen ist, werden nur 50% jener Flächen in Ansatz gebracht.

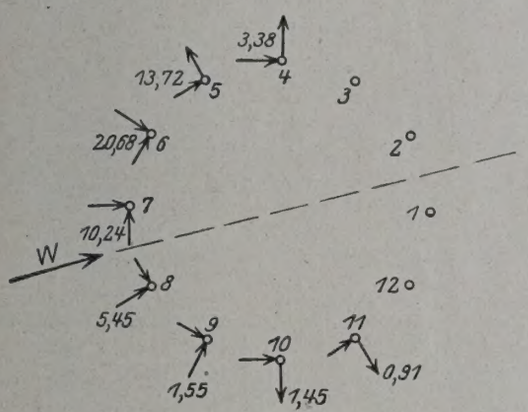


Abb. 8. Am Unterbau angreifende Horizontalkräfte.

Als äußere Belastung des Unterbaues erhält man dann die in Abb. 8 zusammengestellte Kräftegruppe. Die entstehenden Überzähligen werden unter Benutzung der Ergebnisse der Belastungsfälle a und b durch Multiplikation und zyklische Vertauschung gefunden:

$$X_1 = - 10{,}11 \text{ t}$$
$$X_2 = X_{12} = - 10{,}68 \text{ t}$$
$$X_3 = X_{11} = - 12{,}14 \text{ t}$$
$$X_4 = X_{10} = - 11{,}21 \text{ t}$$
$$X_5 = X_9 = - 0{,}57 \text{ t}$$
$$X_6 = X_8 = + 17{,}41 \text{ t}$$
$$X_7 = + 26{,}66 \text{ t}$$

Ihre Komponenten in bezug auf die Hauptachsen des Querschnitts betragen:

$$Z_n = (X_{n-1} + X_n) \sin 15°$$
$$Y_n = (X_n - X_{n-1}) \cos 15°$$

Damit erhält man die in Abb. 9 skizzierte Kraftverteilung.

Unter den besonderen örtlichen Verhältnissen, mangelhafter Baugrund und hoher Grundwasserstand, wurde die größte Horizontalkraft, welche die windseitigen Stützen bei gleichzeitig größter vertikaler Zugkraft aufzunehmen haben, auf 13,0 t bemessen. Der Unterschied von S = 16,86 — 13,0 = 3,86 t muß dann durch das übrige System aufgenommen werden. Nach Auswertung des Belastungsfalles d und Superposition der Ergebnisse wird die endgültige Kräfteverteilung erhalten, welche in Abb. 6 dargestellt ist.

Aus der Abb. 9 erkennt man die Wirkungsweise des räumlichen Systems. Infolge der starren Verbindung der Stützenköpfe durch das Gelenkeck der Riegel entstehen im statisch-unbestimmten System hauptsächlich radial gerichtete Kräfte in den Stützen. Vertauscht man die Trägheitsmomente der Stützen, d. h. stellt man die Stützen tangential, so ändert sich auch der Kräfteverlauf. Führt man die Berechnung in gleicher Weise durch, so erhält man die in Abb. 11 dargestellte Kräfteverteilung, welche der Abb. 9 entspricht. Durch einen Vergleich beider findet man, daß selbst bei tangentialer Stützenstellung erhebliche radial gerichtete Kräfte auftreten, welche eine Verstärkung des Stützenquerschnittes in radialer Richtung erforderlich machen. Dann nähert sich aber der Kräfteverlauf demjenigen der radialen Stützenstellung. Man wird daher im allgemeinen der radialen Stützenstellung den Vorzug geben.

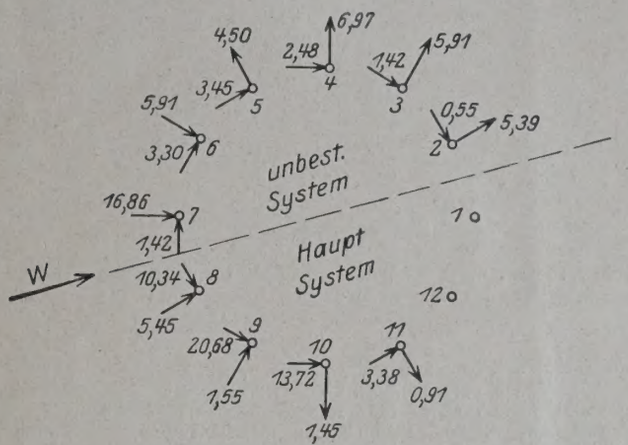


Abb. 9. Kraftverteilung bei radialer Stützenstellung.

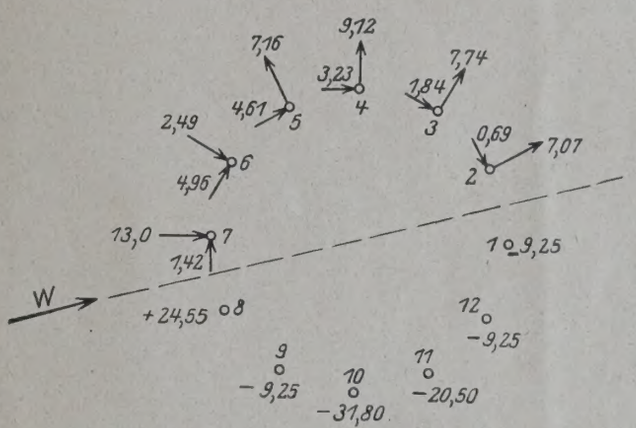


Abb. 10. Endgültige Kraftverteilung.

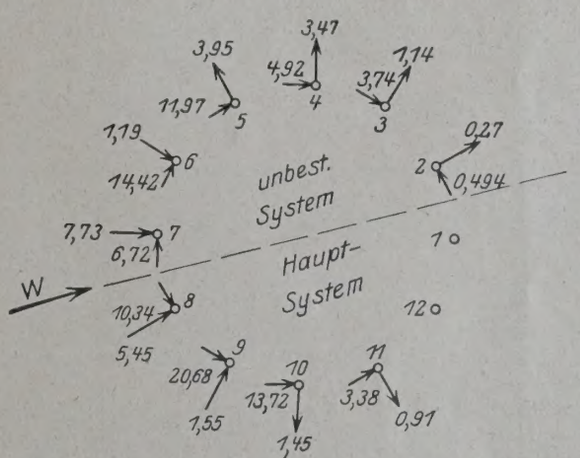


Abb. 11. Kraftverteilung bei tangentialer Stützenstellung.

Die Konstruktion eines Kühlturmunterbaues wird durch die angreifenden Kräfte bestimmt. Leider besteht gerade in der Annahme dieser eine erhebliche Unklarheit. Die Konstrukteure der Kühlturmschlote berechnen jene unter der Annahme, daß der n-eckige Schlot aus n ebenen Scheiben zusammengesetzt ist, welche durch einen Kopfring oder durch eingezogene Diagonalen versteift werden. Die Scheiben werden durch den Winddruck belastet. Die Knotenlasten der Stiele

werden in die Richtungen der angrenzenden Fachwerkscheiben zerlegt, welche dann in der üblichen Weise als ebene Fachwerke berechnet werden. Diese Art der Berechnung hat sich in der Praxis bewährt, ihre Ergebnisse sind genügend genau [1]). Die Saugwirkung des Windes wird

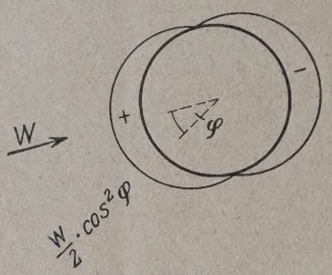


Abb. 12. Verteilung der Windbelastung nach den üblichen Annahmen.

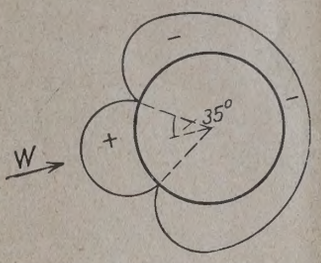


Abb. 13. Verteilung der Windbelastung auf Grund von Versuchen an geschlossenen Zylindern.

entsprechend den amtlichen Vorschriften, welche nur eine Belastung durch Winddruck vorschreiben, nicht berücksichtigt. Zweifellos liefert diese Belastungsannahme eine reichliche Sicherheit im Turmgerüst. In Wirklichkeit tritt aber gleichzeitig mit dem Winddruck auch eine Windsaugwirkung auf. Machen wir die Annahme, daß sich beide nach dem Cosinusgesetz über die Mantelfläche verteilen, und nehmen wir weiter an, daß $W_d = W_z = \frac{Wo}{2}$ wird, so zeigt das Kräftediagramm die in Abb. 12 dargestellte Form. Aber auch diese Verteilung dürfte mit der wirklichen Verteilung schlecht übereinstimmen. Nach den z. Zt. vorliegenden Versuchen ist anzunehmen, daß der Wind sich etwa nach dem Diagramm der Abb. 9 verteilt [2]).

Je nach dem zugrunde gelegten Belastungsgesetz entstehen dann Stützdrucke des Schlotes, welche von den oben angegebenen Werten erheblich abweichen. Dann ändert sich aber auch der Kräfteverlauf im Unterbau, er wird im allgemeinen günstiger, als in dem oben durchgerechneten Beispiel festgestellt wurde.

Zusammenfassend ist daher festzustellen, daß die Berechnung auf Grund der zur Zeit gültigen Vorschriften zu einer unwirtschaftlichen Konstruktion des Unterbaues zwingt. Es erscheint dringend geboten, die Druckverteilung an oben und unten offenen Zylindermänteln zunächst im Windkanal zu studieren, um dann auf Grund dieser vorläufigen Ergebnisse Beobachtungen und Messungen an ausgeführten Bauwerken auszuführen.

[1]) Vergl. auch André e, „Die Statik des Eisenbaues“ S. 335—359.

[2]) Vergl. auch S o n n t a g, „Windsaugwirkungen an Gebäuden“, Deutsche Bauzeitung 1924, Konstruktion und Bauausführung, S. 38 und flg.

VERSUCHE MIT PLATTENTRÄGERN PATENT SCHÄFER.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Der neue, sowohl für Decken- als auch für Wandkonstruktionen geeignete Eisenbeton-Plattenträger Patent Schäfer[1]) besteht nach Abb. 1 aus einem räumlichen System, bei welchem zwei in gewissen Abständen senkrecht übereinanderliegende, gleichgroße Betonplatten in den Längsbegrenzungsebenen durch Stabeisendiagonalen miteinander verbunden sind. Die Herstellung der Betonplatten geschieht auf einer besonders konstruierten, sinnreichen Maschine, wobei die Bewehrungseisen mit erheblicher Vorspannung versehen werden, welche auf das Kilogramm genau eingehalten werden kann. Auch die Herstellung der Gelenkbolzen und Diagonalen sowie deren Einsetzen ist ausgesprochene Genauigkeitsarbeit, so daß hier ein eigenartiges Fertigwerkstück in tunlichster Vollendung und ein neues Bausystem vorliegt, das namentlich in wirtschaftlicher Hinsicht besondere Vorteile verspricht.

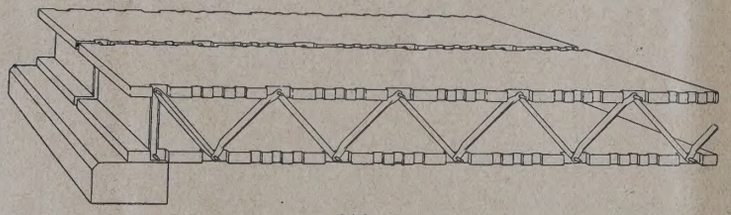


Abb. 1.

Die statische Berechnung derartiger Plattenträger kann, wie bei einem Fachwerk, nach dem Cremonaplan erfolgen, wobei wesentlich ist, daß die Diagonalen sich in nahezu reibungslosen Gelenken bewegen können, daß also die Voraussetzungen der Rechnung praktisch in weitgehender Weise erfüllt sind. Im Jahre 1924 wurden verschiedene Belastungsversuche, zunächst unmaßgeblicher Art, dann solche in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt durchgeführt, wobei die Träger nach Abb. 2 der Prüfung derart unterworfen wurden, daß die Lasteintragung in den Verbindungslinien der Knotenpunkte der oberen Gurtung erfolgte. Die Kraftwirkung wurde durch eine Pumpe ausgeübt, deren Kolben von oben her auf den Belastungsaufbau wirkte.

Bis zu einer Pumpenlast von 4,0 t (also ohne Einrechnung des Belastungsaufbaues und des Eigengewichts) hat der Träger ein durchaus gleichmäßiges Verhalten gezeigt. Auch waren bis zu dieser Last keinerlei Risse im Beton zu beobachten. Es kann somit angenommen werden, daß mindestens bis zu dieser Belastung die Zugfestigkeit des Betons des Zuggurtes noch ungestört wirksam war. Danach ergibt sich folgende Rechnung:

Die Gesamtbelastung betrug:

Eigengewicht 5,4 . 0,75 . 250 =	1,0 t
Aufbau . . . . . =	1,0 t
Pumpenlast . . . . . =	4,0 t
	6,0 t

was bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Belastung auf eine Fläche von 5,4 . 0,75 m² einer Nutzlast von

$$\frac{5000}{5{,}4 \cdot 0{,}75} = 1235 \text{ kg/m}^2$$

entspricht.

Wie gesagt, es können die Stabkräfte nach dem Cremonaplan ebenso ermittelt werden, wie bei einem Fachwerk, wobei

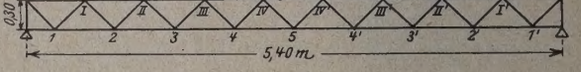


Abb. 2.

die Voraussetzung der Reibungslosigkeit der Gelenke jedenfalls hier weit mehr zutreffend ist als bei den eisernen Fachwerken mit steifen Knotenblechen.

Für die nachgewiesene Gesamtlast betrugen die Knotenlasten aus ständiger Last oben und unten:

$$0{,}60 \cdot 0{,}75 \cdot 0{,}053 \cdot 2400 = 57 \text{ kg},$$

aus Nutzlast oben:

$$\frac{5000}{8} = 625 \text{ kg}$$

und die Gurtkraft im Untergurtstab 4—5 aus ständiger Last:

$$U'_{4-5} = 57\,[8 \cdot 8{,}5 - (7+6+5+4+3+2+1)] = 2280 \text{ kg}$$

aus Nutzlast:

$$U''_{4-5} = 625\,[8 \cdot 4 - (6+4+2)] \;\ldots\ldots\ldots = 12500 \text{ „}$$

zusammen $U_{4-5} = 14780$ kg

[1]) Erfinder und vorläufiger alleiniger Hersteller ist Herr Fabrikant W. Schäfer, Mannheim, Industriestr. 2. Siehe auch „Deutsche Bauzeitung“ 1926, Nr. 3.

Gesamtquerschnitt des Zuggurtes $5{,}3 \cdot 68$ . . $= 360\ cm^2$
Bolzen $2 \cdot 8{,}0 \cdot 1{,}5 = 24{,}0$
$F_e = 20$ R.-E. 5 mm $= 4{,}0$ . . . . . 28 „
F_b (an der gefährlichen Stelle) . . . . . $= 332\ cm^2$

Nach Angabe des Erfinders waren die Eiseneinlagen während vier Wochen mit 6000 kg, d. h. 1500 kg/cm², angespannt. Nach Entfernung der Vorspannvorrichtung war die im Eisen wirkende Kraft Z geringer und ergibt sich aus der folgenden Gleichung:

$$\frac{Z}{F_b E_b} = \frac{1}{E_e}\left(1500 - \frac{Z}{F_e}\right),$$

wo $\frac{E_e}{E_b} = 10$, $F_b = 356\ cm^2$, $F_e = 4\ cm^2$

zu setzen ist;

$$Z = 5400\ kg \text{ und } \sigma_{bd} = 15{,}0\ kg/cm^2$$
$$\sigma_{ez} = 1340\ kg/cm^2.$$

Nun muß auch der Einfluß des Schwindens berücksichtigt werden, welches nach der Entfernung der Vorspannvorrichtung bis zum Prüfungstage (einen Monat nachher) eingetreten ist. Dieser kann natürlich nur schätzungsweise ermittelt werden, da keine genauen Beobachtungen vorliegen. Der Beton war im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Zement : 4 R.-T. Rheinkies angefertigt, und so kann nach Mörsch, „Der Eisenbetonbau", 6. Aufl., I. Band, 1. Hälfte, S. 126, das Schwindmaß im zweiten Monat $\varepsilon_s = 0{,}06$ mm/m gesetzt werden.

Bewehrungsverhältnis $\mu = \frac{4}{356} = 1{,}12\%$

$$\sigma_e'' = \frac{\varepsilon_s E_e}{1 + \mu n} = \frac{0{,}06 \cdot 2\,150\,000 \cdot 10^{-3}}{1 + 0{,}011 \cdot 10} = 116\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b'' = \frac{\varepsilon_s E_e \mu}{1 + \mu n} = \mu \sigma_e'' = 1{,}30\ kg/cm^2 \text{ (Zug)}.$$

Die vermutliche Vorspannung am Prüfungstage war daher:

$$\sigma_e = 1340 - 116 = 1224\ kg/cm^2$$
$$\sigma_{bd} = 15{,}0 - 1{,}3 = 13{,}7\ kg/cm^2.$$

Bei der Gesamtlast von 6,0 t war, wie sich nachher zeigte, der Beton des Zuggurtes schon nahe bis an seine Zerreißfestigkeit beansprucht. Es wäre daher nicht richtig, für die nachfolgende Rechnung das übliche n = 15 beizubehalten, es erscheint vielmehr gerechtfertigt, n = 20 anzunehmen. Dann ist

$$F_i = 332{,}0 + 20 \cdot 4{,}0 = 412{,}0\ cm^2,$$

woraus

$$\sigma_{bz} = \frac{14\,780}{412} - 13{,}7 = 35{,}8 - 13{,}7 = 22{,}1\ kg/cm^2,$$

$$\sigma_e = 1224 + 20 \cdot 35{,}8 = 1940\ kg/cm^2.$$

Bei 4,5 t Pumpenlast hat sich der erste Riß im Untergurt bei Knotenpunkt 5 Abb. 2 gezeigt, und die Durchbiegung hat plötzlich um 100% zugenommen, ein Zeichen dafür, daß die Zugfestigkeit des Betons erschöpft worden war[2]). Der Wert der Pumpenlast, bei welcher der Riß entstanden ist, liegt zwischen 4,0 und 4,5 t. Es sollen daher die Spannungen auch für 4,5 t Pumpenlast zuerst noch nach dem Stadium I ermittelt werden, obzwar die so berechneten Spannungen nicht mehr aufgetreten sind.

$$U_{4-5} = 2280 + 12\,500 \cdot \frac{5500}{5000} = 16\,030\ kg,$$

$$\sigma_{bz} = \frac{16\,030}{412} - 13{,}7 = 38{,}9 - 13{,}7 = 25{,}2\ kg/cm^2.$$

In Wirklichkeit war aber bereits schon Stadium II vorhanden und die Eiseneinlagen mußten die ganze Zugkraft im Untergurt allein aufnehmen.

$$\sigma_{ez} = \frac{16\,030}{4} = 4000\ kg/cm^2.$$

Die Zerreißfestigkeit des Betons lag also nach der hier ausgeführten Berechnung zwischen 22,1 und 25,2 kg/cm². Zu diesen Zahlen muß bemerkt werden, daß sie als untere Grenzen zu betrachten sind. Hat nämlich der Einfluß der Vorspannung während des Versuches oder auch nur unmittelbar vor dem Bruch nachgelassen, so sind die Betonzugspannungen entsprechend höher gewesen.

Es ist nun klar, daß an der Rißstelle, nachdem einmal der Riß aufgetreten war, die Vorspannung nicht mehr wirksam sein konnte, da ihr Vorhandensein an die Wechselwirkung zwischen dem Beton und den Eiseneinlagen gebunden ist, die nicht mehr bestand. Die Frage, ob die Vorspannung bei Zerstörung der Betonzugfestigkeit plötzlich verschwindet oder bei Annäherung an die Bruchspannung allmählich zu Null wird, sollte noch aufgeklärt werden und dürfte nur auf Grund eingehender Versuche zu beantworten sein. Die wirkliche Zerreißfestigkeit des Betons kann jedenfalls erst nach sorgfältiger Untersuchung dieses Vorganges und genauer Kenntnis des Wertes n vor dem Bruch zuverlässig bestimmt werden.

Bei 5,0 t Pumpenlast sind auch neben den Knotenpunkten 4 und 4′ durch die ganze Trägerbreite Risse aufgetreten.

Bei dieser Belastung war

$$U'_{3-4} = 57 \cdot \left[6 \cdot 8{,}5 - (5 + 4 + 3 + 2 + 1)\right] = 2050\ kg$$
$$U''_{3-4} = \frac{6000}{8}\left[6 \cdot 4 - (4 + 2)\right] = 13\,500\ kg$$
$$U_{3-4} = 15\,550\ kg.$$

Dieser Wert liegt innerhalb der vorhin bestimmten Grenzen, zwischen welchen der erste Riß bei 5 aufgetreten ist, was beweist, daß die Risse neben 4 und 4′ ungefähr bei derselben Beanspruchung entstanden sind.

Die größte bei dem Versuch vorgenommene Pumpenlast war 6,0 t, welcher eine Gesamtbelastung von 8,0 t entspricht. In diesem Zustand hat sich auch im Obergurt ein Riß gezeigt.

$$U_{4-5} = 2280 + 12\,500 \cdot \frac{7000}{5000} = 19\,780\ kg$$

$$\sigma_e = \frac{19\,780}{4} = 4945\ kg/cm^2$$

$$O_{IV-IV'} = 19\,780 + 30 = 19\,810\ kg$$

$$\sigma_{bd} = \frac{19\,810}{360} = 55{,}0\ kg/cm^2.$$

Diese verhältnismäßig geringe Druckspannung wäre nicht hinreichend gewesen, um den Beton auf Druck zu zerstören. Der besprochene Riß befindet sich auch nur im unteren Teil des Obergurts und verschwindet gegen die Plattenmitte. Er muß daher viel eher als Zugriß angesprochen werden, welcher infolge der durch die große Durchbiegung des Trägers entstandenen Exzentrizität der Druckkraft verursacht worden ist.

[2]) In dem Prüfungszeugnis vom 21. Juli 1924 äußert sich die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Darmstadt zum Verhalten des Trägers bei dieser Belastung wie folgt:

„Nach Erreichung der +-Last von 4,5 t wird im Untergurt unmittelbar rechts vom Knotenpunkt 5 ein erster Zugriß sichtbar, dessen Ränder absolut scharfkantig sind und der sich nach einer weiteren halben Minute als ganz durchgehend im Zuggurt erweist. Im Augenblick des Entstehens war der Riß nur in den mittleren $^9/_{10}$ der Trägerbreite zu sehen, nicht aber auch an den äußersten Randteilen. Erst nachher dehnte sich der Riß beiderseits bis zu den äußersten Rändern aus. Er besteht jedoch aus drei Teilen:

1. aus dem großen mittleren Teil,
2. aus den beiden äußeren Teilen,

welche Teile nicht zusammenhängen.

Die äußeren Teile des Risses (äußerster Betonstreifen) bleiben stets deutlich feiner als der mittlere Teil, scheinbar ein Beweis dafür, daß die äußeren Zonen sehr gut bewehrt sind."

In der Tat wäre z. B. bei nur 1,5 cm Exzentrizität für einen Streifen von 1 cm Breite

$$P = 5{,}3 \cdot 55 = 291 \text{ kg}$$

und das Kernmoment:

$$M_k = 291 \left(1.5 - \frac{5{,}3}{6}\right) = 180 \text{ cmkg}$$

$$W = \frac{1 \cdot 5{,}3^2}{6} = 4{,}7 \text{ cm}^3, \quad \sigma_{bz} = \frac{180}{4{,}7} = 38{,}3 \text{ kg/cm}^2,$$

also schon weit über die Zugfestigkeit des Betons. Die Exzentrizitäten in dem durchgebogenen Zustand des Trägers mit 88 mm Gesamtdurchbiegung konnten Werte von dieser Größenordnung leicht erreichen.

Solange im Untergurt noch keine Risse vorhanden waren, haben die Durchbiegungen des Trägers ziemlich gleichmäßig zugenommen, irgend etwas Auffallendes war nicht zu bemerken. Bei 4,0 t Pumpenlast war die größte Durchbiegung in Trägermitte:

$$\delta = 7 \text{ mm} = {}^1/_{770},$$

ein Maß, welches bei Decken noch zugelassen werden kann. Aus diesen Beobachtungen ist zu schließen, daß der Plattenträger in senkrechter Richtung eine ausreichende Steifigkeit besitzt. Es ist natürlich bei derartigen Versuchen nicht möglich, zugleich auch die Steifigkeit in wagerechter Richtung und die lastverteilende Wirkung der Platte zu ermitteln. Vielleicht können hierüber spätere Versuche Auskunft geben; am besten wird dies wohl aber durch die Praxis selbst geschehen. Die an den Trägerenden befindlichen Kopfplatten bzw. Doppelplatten verbürgen an sich schon eine gewisse Steifigkeit in wagerechter Richtung.

Die Fugen zwischen den einzelnen Trägern sind im Kleinstwert mit 4 cm, im Größtwert an den Knotenpunkten mit 8 cm vorgesehen, außerdem sind die Fugen verzahnt. Es ist also ein sorgfältiges Ausgießen derselben ermöglicht, wodurch auch eine entsprechend gute Verbindung von zwei nebeneinanderliegenden Platten ermöglicht wird. Es hat sich schon bei vielen anderweitigen Versuchen mit nebeneinandergelegten Fertigkonstruktionen gezeigt, daß schon allein durch gutes Ausgießen dieser Fugen eine ausreichende Querversteifung und gegenseitige Lastübertragung gewährleistet ist.

Die Probebelastung des Plattenträgers hat die Zweckmäßigkeit der Vorspannung einwandfrei erwiesen. Durch diese Vorspannung wird gewährleistet, daß der gezogene Beton des Untergurts selbst bei einer wesentlichen Überschreitung der praktisch vorkommenden Belastungen immer noch mitwirkt, ohne daß seine Zugfestigkeit erschöpft zu werden braucht.

Wenn man bedenkt, daß die Heranziehung der Zugfestigkeit des Betons in Verbindung mit einer gewissen Vorspannung der Eiseneinlagen schon vielfach als Wunsch weiter Kreise geäußert worden ist, so ist zuzugeben, daß hier dieser Wunsch in praktisch brauchbarer Weise verwirklicht wurde. Es ist in dieser Tatsache ein erheblicher Fortschritt im Eisenbetonbau zu sehen.

Bei allen bisher üblichen, auf Biegung oder Zug beanspruchten Eisenkonstruktionen muß man als Berechnungsgrundlage annehmen, daß der gezogene Teil des Betonquerschnitts bereits bei der zulässigen Nutzlast gerissen ist und daß daher die gesamten Zugspannungen von den Eiseneinlagen aufgenommen werden müssen. Es liegt auf der Hand, daß in diesem Umstand ein erheblicher Nachteil liegt und daß es somit eine wesentliche Errungenschaft bedeutet, wenn nun auch der Beton an der Aufnahme der Zugspannungen in zuverlässiger Weise mit der erforderlichen Sicherheit beteiligt wird. Dies ist bei dem Plattenträger Patent Schäfer durch die mit großer Genauigkeit gewährleistete Vorspannung verwirklicht und darf als ein ausgesprochener Vorteil gegenüber allen bekannten Systemen gelten.

Mit der Anwendung derartiger Plattenträger sind folgende Vorteile verbunden:

1. Es handelt sich hier um Fertigwerkstücke, welche fabrikmäßig, nach Art der Eisenkonstruktionen, unabhängig von der Witterung und von den Zufälligkeiten der Baustelle hergestellt werden und welche in allen Teilen eine ausgesprochene Genauigkeitsarbeit darstellen.

2. Die Baustoffe Eisen und Beton sind, namentlich unter Berücksichtigung der Vorspannung, vollständig ausgenutzt.

3. Die Vorspannung verleiht dem gezogenen Beton eine wesentlich größere Leistungsfähigkeit und Zuverlässigkeit.

4. Die Transportfähigkeit sowie die Quer- und Längssteifigkeit sind bereits praktisch erwiesen.

5. Das System ermöglicht bei Verwendung zu Deckenkonstruktionen eine absolut ebene Untersicht und bei Verwendung zu Wandkonstruktionen ebene Wandflächen, wobei die inneren Wandteile aus nagelbarem Beton hergestellt werden können.

6. Bei der Verwendung derartiger Plattenträger entfällt jede Schalung und Rüstung. Es müssen lediglich einfache Aufzugsvorrichtungen für das Heben und Versetzen vorausgesetzt werden.

7. Ein besonderer Vorteil liegt in der gleichzeitigen Verwendbarkeit zu Decken und Wänden, wobei beide Teile in konstruktiv richtigen Zusammenhang gebracht werden können.

8. Die Lastverteilung innerhalb des Gebäudes und auf den Baugrund ist durchweg eine viel gleichmäßigere als bei den bisherigen Bauten.

9. Die Bauzeiten lassen sich wesentlich abkürzen.

10. Die Wirtschaftlichkeit des Systems dürfte besonders bei Wohnhausbauten in Erscheinung treten.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Tagung der Internationalen Gesellschaft für Photogrammetrie.

Die Internationale Gesellschaft für Photogrammetrie wird in den Tagen vom 22. bis 25. November d. J. ihre Generalversammlung als internationalen wissenschaftlichen Kongreß in den Räumen der Technischen Hochschule Berlin veranstalten. Die Bedeutung der Photogrammetrie für die Landesaufnahme und für Ingenieurvermessungen, insbesondere als Stereophotogrammetrie bei bergigem Gelände, ferner für die Architekturvermessung (Staatliche Meßbildanstalt), Körper-, Kriminal- und Röntgenvermessungen, sowie für die Vermessung von Meereswellen u. dgl. hat sich durch zahlreiche Arbeiten erwiesen. In letzter Zeit ist das wichtige Gebiet der Landesaufnahme vom Luftfahrzeug sowie die Luftbildmessung hinzugekommen. Es ist beabsichtigt, bei diesem Kongreß durch eine allgemein zugängliche Ausstellung einen Überblick über das Gesamtgebiet der Photogrammetrie zu geben, sowie in einigen allgemein verständlichen Vorträgen Aufklärung über die verschiedenen Fragen der Bildmessung und der Luftbildverwendung zu bringen. Für Fachleute und Freunde der Photogrammetrie sind Sondervorträge, Berichte über die Arbeiten im Ausland und Besichtigungen verschiedener Institute vorgesehen. Interessenten können Näheres durch Regierungsrat Koerner, Berlin-Halensee, Karlsruher Str. 1, erfahren.

Profilwerte von breit- und parallelflanschigen Differdinger Trägern.

Von Dipl.-Ing. Schmidt, Dortmund.

In Heft 26 der vorliegenden Zeitschrift bringt Herr E. Dieckmann, Barmen, in einer Zusammenstellung von Profilwerten ($k = F^2 : J$) der am häufigsten verwandten Querschnittsformen auch Differdinger Eisen. Aus den Querschnittsangaben für diese Träger geht hervor, daß es sich hierbei noch um die geneigtflanschigen Differdinger Träger handelt, die von der Differdinger Hütte heute nicht mehr hergestellt werden.

Dieses Werk walzt seit einigen Jahren nur noch die parallelflanschigen Differdinger Träger, und zwar solche mit normalem und dünnem Steg. Bei der großen Bedeutung dieser Träger dürften ihre nachstehend veröffentlichten Profilwerte von Interesse sein.

P-Träger und normalstegige Differdinger Träger stimmen in den Abmessungen vollständig überein. Die von Herrn Dieckmann in dem vorerwähnten Artikel veröffentlichten Profilwerte von P-Trägern gelten daher auch für Differdinger Träger mit normalem Steg. Der Vollständigkeit halber sind diese Werte in der folgenden Tabelle mit aufgeführt.

Profilwerte von breit- und parallelflanschigen Differdinger Trägern[1]).

Profil Nr.	1 Differdinger Träger		2 Differdinger Träger			
	normalstegig	dünnstegig	normalstegig		dünnstegig	
	k_y	k_y	$J_x = J_y$ bei a in cm =	k_x	$J_x = J_y$ bei a in cm =	k_x
14	3,5	2,9	—	2,6	—	2,2
15	3,3	2,8	—	2,4	—	2,0
16	3,6	2,8	—	2,6	—	2,1
18	3,2	2,7	—	2,3	—	2,0
20	3,2	2,6	—	2,3	—	1,9
22	2,9	2,5	—	2,1	—	1,8
24	3,0	2,5	—	2,1	—	1,8
25	2,9	2,5	—	2,0	—	1,8
26	2,8	2,4	—	1,9	—	1,7
28	2,8	2,4	—	2,0	—	1,7
30	2,6	2,3	—	1,8	—	1,7
32	3,0	2,5	—	1,8	—	1,6
34	3,1	2,7	—	1,6	—	1,5
36	3,4	2,9	—	1,6	—	1,4
38	3,5	3,1	—	1,5	—	1,3
40	3,7	3,3	30,6	1,4	31,1	1,3
42½	3,8	3,5	33,0	1,3	33,4	1,2
45	4,3	3,8	35,1	1,3	35,7	1,1
47½	4,4	4,0	37,4	1,2	38,0	1,1
50	4,8	4,3	39,5	1,2	40,1	1,0
55	5,1	4,7	43,9	1,0	44,5	0,9
60	5,8	5,1	48,0	0,9	48,8	0,8
65	6,1	—	52,1	0,8	—	—
70	6,8	—	56,0	0,8	—	—
75	7,2	—	60,0	0,7	—	—
80	7,6	—	64,0	0,6	—	—
85	8,5	—	67,8	0,6	—	—
90	8,9	—	71,6	0,6	—	—
95	9,4	—	75,5	0,5	—	—
100	9,8	—	79,3	0,5	—	—

Profil Nr.	2 Differdinger Träger mit normalem Steg								
	k_y für a in cm =								
	30	32	34	36	38	40	42½	45	47½
40	1,5	—	—	—	—	—	—	—	—
42½	1,5	1,4	—	—	—	—	—	—	—
45	1,7	1,5	1,4	—	—	—	—	—	—
47½	1,7	1,5	1,4	1,3	—	—	—	—	—
50	1,8	1,7	1,5	1,4	1,2	—	—	—	—
55	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	—	—
60	2,1	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,0	0,9

Profil Nr.	k_y für a in cm =								
	30	35	40	45	50	55	60	65	70
65	2,2	1,7	1,3	1,1	0,9	—	—	—	—
70	2,4	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	—	—	—
75	2,5	1,9	1,5	1,2	1,0	0,8	0,7	—	—
80	2,5	1,9	1,5	1,2	1,0	0,9	0,7	—	—
85	2,8	2,1	1,7	1,4	1,1	0,9	0,8	0,7	—
90	2,8	2,2	1,7	1,4	1,1	1,0	0,8	0,7	0,6
95	2,9	2,2	1,8	1,4	1,2	1,0	0,8	0,7	0,6
100	3,0	2,3	1,8	1,5	1,2	1,0	0,9	0,7	0,6

Profil Nr.	2 Differdinger Träger mit dünnem Steg								
	k_y für a in cm =								
	30	32	34	36	38	40	42½	45	47½
40	1,4	—	—	—	—	—	—	—	—
42½	1,4	1,3	—	—	—	—	—	—	—
45	1,5	1,4	1,2	—	—	—	—	—	—
47½	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	—	—	—	—
50	1,7	1,5	1,4	1,2	1,1	1,0	—	—	—
55	1,8	1,6	1,5	1,3	1,2	1,1	1,0	—	—
60	1,9	1,7	1,6	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9

[1]) Profilbücher, aus denen die Abmessungen dieser Träger zu ersehen sind, werden von der Firma Heinr. Aug. Schulte A.-G., Dortmund, auf Wunsch kostenlos abgegeben.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Praktische Verdingungsfragen.

Nachdem durch die Verdingungsordnung für Bauleistungen ein fester Boden für die Weiterentwicklung des Gebietes geschaffen ist, wird es möglich, von der Abwehr und Bekämpfung zu praktischen Vorschlägen überzugehen und die in der Verdingungsordnung gegebenen Richtlinien zu verwerten. Es soll dies in einer Reihe von Beispielen vorzugsweise für solche Gebiete geschehen, die nicht regelmäßig Gegenstand einer Ausschreibung sind oder nicht immer von solchen Stellen ausgeschrieben werden, die das Gebiet sachverständig beherrschen.

Das zuletzt Gesagte trifft für die Grundwasserhaltung namentlich insoweit zu, als sie häufig als lästiges Zubehör großer innerstädtischer Hochbauten auftritt. Die Unbequemlichkeit, die ihr anhaftet, sucht man vielfach dadurch zu überwinden, daß man dem Unternehmer das ganze Wagnis für einen Pauschalpreis aufbürdet oder es ihm überläßt, Preis und Wagnis in den Einheitspreis der Erdarbeiten einzurechnen. In beiden Fällen wird man wenig vergleichsfähige Angebote erhalten. Es ist ja auch durchaus nicht unbedingt notwendig, daß man den Unternehmer von vornherein auf den bestimmten Betrag festlegt. Wenn durch sein Angebot ein bestimmtes Verhältnis zwischen Preis und Leistung festgelegt ist, bei dem man sich auch veränderten Umständen anpassen kann, so kommt man damit praktisch viel weiter; denn ein Angebot mit begrenztem Wagnis ist niedriger, läßt also dem Bauherrn noch Mittel verfügbar, die für spätere unvorhergesehene Fälle Verwendung finden können.

Beispielsweise kann man sich anbieten lassen:

a) Die Vorhaltung des gesamten, zur Grundwasserhaltung notwendigen Gerätes für eine bestimmte Arbeitszeit, die voraussichtlich nicht überschritten wird;

b) die Vorhaltung dieses Gerätes für jeden angefangenen Kalendertag über die zu a) bestimmte Frist hinaus;

c) das Hinbringen des Gerätes zur Baustelle;

d) den Einbau;

e) den Ausbau;

f) die Abfuhr;

g) (im Bedarfsfalle) den Umbau zwischen zwei Betriebsabschnitten, wenn die Abmessungen der Baugrube eine Umstellung der Absenkungsanlage erfordern;

h) die Bedienung, auf den Kalendertag bezogen;

i) die Betriebsenergien, sei es auf die Zeit bezogen als Pauschale mit Nachfrist, wie bei a) und b), sei es nach anderen Einheiten, Gewichtsmengen (Kohle) oder Kilowattstunden (elektr. Energie).

Die Berliner Nordsüdbahn wendet ein anderes Verfahren an, das in erster Linie auf Leistung gestellt ist. Sie läßt sich anbieten:

1. Den Einheitspreis für den vorgehaltenen Brunnen, der im Eigentum des Unternehmers bleibt und nach Erfüllung seines Zweckes wieder entfernt wird;

2. den Einheitspreis für den vorgehaltenen Brunnen, dessen unterer Teil nicht wieder geborgen werden kann, sondern

im Baukörper verbleiben muß, also in das Eigentum des Bauherrn übergeht;

3. die Betriebsenergien nach Kilowattstunden, aber nicht mit den Tarifpreis, sondern mit einem Zuschlag, der die bei dem Unternehmer hinzukommenden anderweitigen Gestehungskosten und Unkosten deckt.

Der Vorteil einer derartigen Vergebung liegt auf der Hand. Der Unternehmer hat kein unmittelbares Interesse daran, mit dem Brunnen zu sparen. Ebenso braucht er sich nicht davor zu fürchten, daß ihn die Betriebskosten überwältigen; denn wenn er den Auftrag einmal hat, so trägt dieses Wagnis der Bauherr und wird sich schon darum kümmern, daß die Betriebsenergien nicht unwirtschaftlich oder unlauter verwendet werden.

Wo eine mehrstufige Wasserhaltung nötig ist, empfiehlt es sich, bei beiden Arten die Vergebung in Gruppen aufzulösen, die nach der Tiefe der Brunnen abgestuft sind, da ja der Arbeitsvorgang auch in entsprechende Stufen zerfällt und die nächstliegende Stufe immer erst an die Reihe kommt, nachdem die vorangegangene fertig ist, während bei Räumung der Baugrube die umgekehrte Reihenfolge Platz greift.

Wenn für die Grundwasserabsenkung nach einem der vorstehenden Verfahren ein entsprechend gegliederter Angebotsvordruck herausgegeben wird, so wird man, selbst wenn dieser Vordruck bei jeder Preisstelle nur wenige Stichworte enthält, damit immer noch besser fahren, als wenn man die Ausarbeitung des Angebotes dem Bieter überläßt. Denn die Hauptschwierigkeit liegt ja nicht darin, daß jeder seine Leistungen in anderer Form anbietet, sondern vor allen Dingen muß man sich auch klar werden, wo bei jedem Angebot die Grenzen der gewollten Leistung liegen, also was der einzelne für den Preis als in seine Leistungen eingeschlossen ansieht und was nicht. Hierin bestehen oft so große Verschiedenheiten, daß das scheinbar billigste Angebot nach dem Umrechnen leicht zum teuersten wird. Werden dagegen die Angebote mit Hilfe des vorgeschlagenen Vordrucks gewissermaßen auf einen Nenner gebracht, so ist wieder der Zustand erreicht, der für die Verdingung die Regel sein soll, daß nämlich der Preis das einzige Unterscheidungsmerkmal bildet und sonst keine Umrechnungen weiter erforderlich sind. Es soll damit nicht nur den unmittelbar ausschreibenden Stellen gedient sein, sondern vor allem auch denjenigen Unternehmern, die eine Wasserhaltung mitzuleisten haben, sie aber selbst wieder an Sonderunternehmer vergeben. Dr. Hasse.

Die Konjunktur in der Bautätigkeit.

Nach Ablauf der ersten Jahreshälfte und Eintritt in die Bausaison kann man sich ein Bild machen, inwieweit das Baugewerbe in die allgemeine wirtschaftliche Krise hineingezogen ist. Soweit sich übersehen läßt, beträgt der über die Saisonschwankungen hinausgehende Rückschlag gegenüber dem Jahre 1925 etwa 25 bis 30%. Die Kennziffern betreffend Tätigenzahl und Materialabsatz, die den einzelnen Verbänden zum internen Gebrauch vorliegen, gruppieren sich mit weiter Streuung um diese Mittelwerte.

Von den Ziffern, die der Öffentlichkeit zugänglich sind, seien die folgenden genannt: Im Deutschen Baugewerksbund, der etwa ¾ aller organisierten Bauarbeiter umfaßt, waren arbeitslos in % der erfaßten Mitglieder:

Ende Januar 1925	24,9%
„ Januar 1926	52,1 „
„ Mai 1925	3,5 „
„ Mai 1926	22,9 „

Demnach Steigerung der Arbeitslosigkeit um 27,2 % bzw. 19,4% des Mitgliederbestandes.

Vergleichsweise ergaben die Meldungen in Summe aller Gewerkschaften, also die entsprechenden Ziffern für die Gesamtheit aller Gewerbe folgendes:

Januar 1925/26 . . . 8,1 — 22,6 = Steigerung um 14,5%,
April 1925/26 . . . . 4,3 — 18,6 = Steigerung um 14,3%.

Daß eine rasche durchgreifende Besserung noch nicht im Werden ist, zeigt sich in der Entwicklung der Zahl der unterstützten Erwerbslosen; diese ging zwar gegenüber einem Höchststand von 2,06 Millionen im Februar auf 1,743 Millionen am 15. Mai zurück, hält sich aber seitdem auf dieser Höhe, ja droht sogar wieder zu steigen. (1. Juni 1,745 Millionen, 16. Juni etwa 1,75 Millionen.)

Der Anteil des Baugewerbes, zur Zeit etwa 5%, im Winter etwa 10% an der Gesamtarbeitslosenzahl, erscheint auf den ersten Blick gering. Er würde deutlicher in Erscheinung treten, wenn man die Bauhilfs- und Nebengewerbe und die Lieferungsindustrien einschließlich des Transportwesens mit in Vergleich ziehen würde. Um die Wirkungen der niederliegenden Bautätigkeit auf den Arbeitsmarkt ganz zu würdigen, müßte man aber nicht nur den Rückgang von 1925 auf 1926 in Betracht ziehen, sondern weiter bedenken, daß gegenüber dem Zugang der Bevölkerung und Tätigenzahl im ganzen gegenüber der Vorkriegszeit eine relative Abnahme der Tätigen im Baugewerbe stattgefunden hat. Diese bereits vollzogene Abwanderung, die sich aus der Berufsgenossenschaftsstatistik der Nachkriegsjahre erkennen läßt, erschwert zusätzlich die Lage am Arbeitsmarkt, weil diese Arbeitskräfte in anderen Gewerben, denen sie während der Inflation zuströmten, bei den jetzigen Verhältnissen doch nicht rationell angesetzt werden konnten.

Der erwähnte, fast schon als dauernde Erscheinung zu betrachtende durchschnittliche Rückgang der baulichen Tätigkeit und realen Leistung der Nachkriegszeit soll in diesem Zusammenhang nicht eingehender untersucht werden. Bemerkt sei nur, daß im Vergleich mit der Vorkriegszeit an Hand verschiedener Zahlenreihen festgestellt werden kann, daß die vergleichbaren baulichen Leistungen 1924 kaum 60%, die 1925 kaum 75% der entsprechenden Vorkriegsleistungen betrugen. Nur durch diesen nachhaltigen Rückgang der Auftragsbestände erklärt es sich, daß das Baugewerbe an vielen Orten selbst von dem Baujahr 1925, dem Jahre einer ausgesprochenen Konjunkturspitze, unbefriedigt blieb.

Zur Erörterung der derzeitigen Möglichkeiten empfiehlt es sich also, unter Außerachtlassung der tiefer begründeten dauernden Umstellung zunächst einmal nur den angegebenen Rückgang von 25 bis 30% gegenüber 1925 ins Auge zu fassen. Die Auswirkungen treffen nicht alle Sparten in gleichem Maße. Beispielsweise ist nach den Veröffentlichungen der letzten Monate der inländische Zementabsatz nicht mehr so stark im Rückstand gegen das Vorjahr. Es läßt dies auf einen einigermaßen befriedigenden Fortgang der Betonarbeiten im Tiefbau schließen; denn beim Eisenbeton des Hochbaues, der wesentlich auf Ausführungen für Industrie und Gewerbe angewiesen ist, ist der durchschnittliche Beschäftigungsgrad zweifellos unbefriedigend.

Zur Beurteilung der Frage, in welchem Maße die einzelnen Auftragsgebiete die Ausfälle verschulden, empfiehlt es sich, zunächst einmal deren Anteile an der ganzen baulichen Produktion zu schätzen. Da die Wohnungsproduktion nach Statistik in den Jahren 1924 und 1925 gegenüber 1913 ebenfalls auf etwas weniger als 60 bzw. 75% zurückgegangen ist, also auf dieselben Ziffern, die nach obigem für die Gesamtbautätigkeit kennzeichnend sind (in realer Leistung oder auf gleicher Preisbasis angegeben), dürfen wir näherungsweise annehmen, daß sich die prozentualen Anteile der Auftragsgebiete in dem relativ guten Nachkriegsjahr 1925 gegenüber 1913 nicht allzusehr verschoben hatten, der Rückgang gegenüber dem damaligen Stande also ein ziemlich gleichmäßiger war.

Nach anderweitigen Feststellungen setzten sich die Anteile der wichtigsten Auftragsgebiete vor dem Kriege gemäß folgender Aufstellung zusammen, die wir näherungsweise auch hier zugrunde legen:

	Prozentuale Anteile an der gesamten Bautätigkeit	Prozentuale Anteile an der Neubautätigkeit allein
Wohnungsbau	37%	42%
Öffentliche Stellen	38%	36%
Bauten für gewerbl. Zwecke	25%	22%

(Fortsetzung folgt.)

Die Entwicklung des Teerstraßenbaues. Die Versuche mit dem Bau von Teerstraßen sowohl in Deutschland wie auch insbesondere in der Schweiz und in England haben so günstige Resultate erzielt, daß sich in der letzten Zeit eine große Anzahl von Kommunen zur Anwendung dieser Baumethode entschlossen hat. Der größte Teil der Bauunternehmungen, die auf den Bau von Teerstraßen speziell eingestellt sind, ist mit Aufträgen reichlich versehen. In verschiedenen Teilen des Reiches werden noch in diesem Jahr neue Teerstraßen entstehen. Infolge dieser lebhaften Bautätigkeit ist die an sich in der letzten Zeit schon gestiegene Nachfrage nach Kohlenteer und -pech noch weiter verstärkt worden.

Die Belebung in der Mauersteinindustrie. Die Belebung in der Mauersteinindustrie erstreckt sich nur auf einige wenige Absatzgebiete. Insbesondere im Märkischen Revier hat die Nachfrage sich erheblich verstärkt, so daß die Preise eine Erhöhung erfuhren. Diese Belebung dürfte jedoch nur vorübergehend sein, da sie im wesentlichen durch einige große Aufträge verursacht worden ist. Die immer noch geringe Bautätigkeit läßt eine dauernde Steigerung des Bedarfes an Mauerziegeln nicht erwarten. In den meisten Teilen des Reiches ist von einer Besserung der Absatzlage noch nichts zu bemerken. In den sächsischen und rheinisch-westfälischen Bezirken sind die Vorräte immer noch außerordentlich groß und üben einen starken Druck auf den Markt aus Ein großer Teil der Werke hat sich aus diesem Grunde entschlossen, die Produktion in dieser Saison nicht wieder aufzunehmen.

Großhandelsindex.

26. 5.	2. 6.	9. 6.	16. 6.	23. 6.	30. 6.
123,2	123,7	123,7	124,2	125,3	126,9

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 1. Juli.)

Dritte Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 8. Juni 1926. (RGBl. I, S. 257.) Der Reichsbankdiskontsatz wird auf 6½% herabgesetzt, so daß die nach Artikel 50 und 51 der Wechselordnung und § 17 des Scheckgesetzes zu zahlenden Regreßzinsen 8½% betragen.

Verordnung über die Abfindungen für Unfallrenten. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 269.)

Verordnung über Berechnung des Jahresarbeitsverdienstes in der Unfallversicherung. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 271.)

Verordnung zur Durchführung der Unfallversicherung. Vom 14. Juni 1926. (RGBl. I, S. 272.)

Gesetz zur Änderung der Reichsversicherungsordnung und des Angestelltenversicherungsgesetzes. Vom 25. Juni 1926. (RGBl. I, S. 291.) Die Änderungen der RVO. erstrecken sich im wesentlichen auf den Gegenstand der Versicherung, und zwar der Gewerbeunfall-, der Invaliden- und der Angestelltenversicherung. Ferner fällt in der Regelung der Aufbringung der Mittel für die Invalidenversicherung in § 1387 RVO. die Bestimmung weg, daß der Arbeitgeber für Lehrlinge die vollen Beiträge zu entrichten hat. Von jetzt ab haben auch Lehrlinge die Beiträge zur Hälfte selbst zu entrichten. — Das Gesetz tritt am 1. Juli 1926 in Kraft.

Gesetz zur Abänderung des Mieterschutzgesetzes. Vom 29. Juni 1926. (RGBl. I, S. 317.)

Verordnung über die gesetzliche Miete vom 1. Juli 1926 ab. Vom 25. Juni 1926. (Pr. Gesetzsamml. S. 185.) Die gesetzliche Miete beträgt vom 1. Juli 1926 ab bis auf weiteres 100% der reinen Friedensmiete. Hiervon sind für die Kosten für laufende Instandsetzungsarbeiten 17% in Ansatz gebracht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 10. Juni 1926.

Kl. 19 a, Gr. 26. B 115 627. Dipl.-Ing. Walter Brewitt, Charlottenburg, Berliner Str. 46. Schienenschweißform für aluminothermischen Zwischenguß. 13. IX. 24.

Kl. 19 a, Gr. 26. C 33 979. Compagnie des Forges de Chatillon-Commentry et Neuves-Maisons, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg. Vorrichtung zum Kühlen örtlich erhitzter Gleis- oder Schienenstellen auf freier Strecke. 14. IX. 23. Frankreich 2. II. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. M 91 002. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Drehscheibe oder Schiebebühne mit gegen Seilbruch durch Stoßfangvorrichtung gesicherter Verholwinde für Fahrzeuge. 18. VIII. 25.

Kl. 20 g, Gr. 8. R 65 909. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitender Prellbock. 13. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 3. N 21 481. Maria Nitkowsky, geb. Katillus, Berlin-Friedenau, Südwestkorso 65, Max Nitkowsky und Luise Nitkowsky, geb. Seidel, Berlin-Zehlendorf, Dahlemer Weg, Straße 22, Nr. 17, Max Steinky, Berlin, Philippstr. 13. Antriebs- und Bremsvorrichtung. 2. X. 22.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 116 907. Bahnindustrie Paul Ende, Hannover. Abzweigkurvengleis mit Auflaufschiene für den äußeren Spurkranz. 2. XII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 4. B 120 765. Fa. Martin Beilhack, Maschinenfabrik und Hammerwerk, Rosenheim. Vorrichtung zum Befestigen v. Weichenbackenschienen auf Weichenlängsplatten. 11. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 5. P 50 601. Hugo Polinski, Berlin-Oberschöneweide, Cöpenicker Str. 7. Aufschneidbare Feststellvorrichtung für Weichen. 26. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 8. K 96 851. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen. Zungenvorrichtung für Drehstuhlweichen. 21. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. W 69 207. F. Paul Weinitschke Ges. m. b. H., Eisenbahnsignal-Bauanstalt, Berlin-Lichtenberg. Stellvorrichtung zur Weichen- und Signaleinstellung von elektrischen Stellwerken. 29. IV. 25.

Kl. 37 e, Gr. 9. K 92 159. Hermann Könitzer, Pößneck, Breite Straße 38. Vorrichtung zum Errichten von winklig aneinanderstoßenden Schalwänden. 20. XII. 24.

Kl. 37 e, Gr. 9. K. 94 579. Hans Kusch, Hennersdorf, Kr. Grottkau. Schutzband für Rüstbretter. 13. VI. 25.

Kl. 80 a, Gr. 33. H 95 853. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Straße 16. Transportable Form zur Herstellung von Betonrohren; Zus. z. Anm. H 94 912. 23. I. 24.

Kl. 80 b, Gr. 3. L 59 175. Hubert Loescher, Halanzy, Belgien; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen raumbeständigen Zementes. 24. XII. 23.

Kl. 80 b, Gr. 3. Sch 73 285. Dr. Ehrhart Schott, Leimen b. Heidelberg. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 27. II. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. V 20 689. Urbein Ballony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung ungefärbter Tonerde-Kalksteinzemente; Zus. z. Pat. 427 895. 29. IV. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. J 26 885. Dr. Johann Jakob, Seebach-Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. E. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 417 360. 14. XI. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 123 810. Boer & Batz, Essen-Stoppenberg, u. Johannes Daub, Essen, Lindemannstr. 11. Verfahren zur Herstellung von Walzasphalt. 25. I. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 10. Juni 1926.

Kl. 5 d, Gr. 7. 430 878. Heinrich Hesseln, Essen a. d. Ruhr, Horster Straße 55. Streckensicherung mit Gesteinsstaub gegen Explosionen. 15. VII. 25. H 102 720.

Kl. 7 a, Gr. 3. 430 879. Jones & Laughlin Steel Corporation, Pittsburgh, V. St. A.; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Verfahren zum Walzen hoher Träger mit dünnem Steg. 9. VI. 23. J 24768. V. St. Amerika 20. VI. 22.

Kl. 20 h, Gr. 7. 430 894. Oskar Brandenberger, Zürich, Schweiz; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Eisenbahnwagenschieber. 28. XI. 24. B 116 769.

Kl. 37 a, Gr. 7. 430 915. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren z. Verbinden v. bitumenhaltigen Schichten mit Schichten aus Zementbeton oder ähnlichen Stoffen nach Patent 333 495; Zus. z. Pat. 333 495. 9. VII. 25. R 64 799.

Kl. 80 a, Gr. 43. 431 025. Tore Gustav Olof Hydén in Stockholm u. Erik Valdemar Carlsson, Nyköping, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung langgestreckter Hohlkörper aus plastischer Masse, wie Beton o. dgl. 13. III. 24. H 96 438. Schweden 28. III. bzw. 24. III. 23.

Kl. 80 b, Gr. 1. 430 993. Karl Gustav Hanhart, Rüschlikon b. Zürich, Schweiz; Vertr.: Pat.-Anwälte E. Herse, Cassel-Wilhelmshöhe, u. E. Hillecke, Berlin SW 61. Mörtelschicht als Unterlage für organische, schmelzbare Überzüge. 10. I. 25. H 100 000.

Kl. 80 b, Gr. 1. 430 873. Dr. Curt Platzmann, Berlin-Schöneberg, Kufsteiner Str. 2. Herstellung feuerfesten Betons. 17. XII. 22. P 45 406.

Kl. 80 b, Gr. 25. 430 994. Fa. Dr. Bial & Marx, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Gewebebauplatten, insbes. für Eisenbahnoberbau. 2. XII. 24. B 116 882.

Kl. 80 d, Gr. 5. 431 056. Fa. C. & E. Fein, Stuttgart. Steinschneidevorrichtung mit motorisch angetriebener Schneidescheibe. 8. III. 25. F 58 244.

Kl. 80 d, Gr. 9. 431 057. Fa. Moll & Rohwer, Neumünster i. Holst. Mit mehreren gegenläufigen Spindeln arbeitende Vorrichtung z. Bohren zylindrischer Löcher in Gestein. 24. IX. 24. M 86478.

Kl. 81 e, Gr. 126. 431 059. Bertha Möller, geb. Neitzert, Bochum, Waldstr. 24. Verfahren zum Beschicken von Abraumabsetzern mittels fahrbarer Rampe. 3. III. 25. M 88 654.

Kl. 84 a, Gr. 4. 430 995. Sigurd Höyer, Vinderen, Vestre Aker und Karl Baalsrud, Nore Kraftanlage, pr. Numedal; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Dammanlage für Talsperren o. dgl. 12. III. 25. H 100 949. Norwegen 12. III. 24.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Vortrag mit Lichtbildern und Filmvorführungen über den Betonstraßenbau, gehalten in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen, am 16. Juni 1926 von Dipl.-Ing. Gustav Reese aus Mannheim.

Der Betonstraßenbau wurde von Amerika übernommen, wo schon vor etwa 30 Jahren die erste Betonstraße gebaut wurde. Dieselbe hat sich sehr gut bewährt, wobei zu berücksichtigen ist, daß in den ersten Jahren der Fuhrwerksverkehr noch vorherrschte.

Der gewaltige, fast erschreckend zunehmende Verkehr in Amerika bedingte natürlich einen fortschreitenden Ausbau der alten Straßen und man hat heute bereits neben anderen Bauweisen 430 Millionen m² Betonstraßen ausgeführt. Die Regierung, die Einzelstaaten und auch die Industrie stellten ansehnliche Mittel zu Versuchszwecken zur Verfügung, ein Beispiel, dem wir hier in Deutschland mehr als bisher folgen müßten.

Wie bei allen Straßenbaumethoden ist natürlich das Wesen und die Behandlung des Untergrundes sehr wichtig. Die Risse im Beton werden nicht nur durch Formveränderung des Betons selbst hervorgerufen, sondern auch vielfach durch die Raumveränderung des Untergrundes. Der wechselnde Feuchtigkeitsgehalt spielt eine große Rolle, besonders bei Lehm- und Tonboden. Man muß deshalb auf eine gute Entwässerung bedacht sein. Zur Erhöhung der Tragfähigkeit wird Kies und Schotter eingewalzt.

Der Querschnitt der Betonstraßen hat sich im Laufe der Zeit durch praktische Erfahrung herausgebildet. Man verwendet heute fast ausschließlich einen Querschnitt mit äußerer Randverstärkung. Wegen der rauhen Oberfläche können verhältnismäßig größere Steigungen und Quergefälle angewendet werden. Die Kurven verlangen eine besondere Ausbildung, infolge der erhöhten Geschwindigkeit der Fahrzeuge ist eine Überhöhung der äußeren Straßenseite notwendig, auch eine Verbreiterung der Straße in der Kurve ist zweckmäßig.

Die eigentliche Betondecke wird verschieden ausgeführt. Je nach Beanspruchung ein- oder zweischichtig, auch Eisenbewehrung kommt vor. Über die Zweckmäßigkeit der Bewehrung gehen die Meinungen noch sehr auseinander. Vielfach ist die Armierung eine kreuzweise, auch Drahtgeflecht kommt in Anwendung, oft auch ist nur eine Armierung in der Verstärkung entlang den Straßenseiten und den Fugen vorgesehen.

Über die Anlage der Fugen sind die Meinungen ebenfalls noch sehr geteilt, immerhin sind sie angebracht, da sie die Rissebildung vermeiden.

Außerordentliche Sorgfalt wird in Amerika auf die Herstellung des Betons selbst, vor allem auf die Zusammensetzung und Korngröße der Zuschlagstoffe und auf die Höhe des Wasserzusatzes verwendet. Die Kontrolle über die Beschaffenheit der zu verwendenden Materialien und über das Mischverhältnis ist äußerst genau.

Die Verarbeitung des Betons geschieht mittels Mischmaschinen, wie wir sie auch heute in Deutschland bereits herstellen. Diese Mischmaschine, die sogenannte Straßenbetonierungsmaschine, ist zum Selbstfahren eingerichtet. Der gemischte Beton wird entweder durch eine Rinne auf die Straße geleitet oder in einen Kübel entleert, der sich an einem langen drehbaren Ausleger bewegt und die ganze Straßenseite bestreichen kann[1]).

Vor Einbringen des Betons muß an den beiden Straßenseiten eine Schalung aus Holz oder Blech angebracht werden, die gleichzeitig als Fahrschiene für die Arbeitsmaschinen und Arbeitsbrücken dient.

Nachdem der fertige Beton eingebracht ist, beginnt dessen eigentliche Bearbeitung, und zwar das Abgleichen, Stampfen und Glätten. Dies geschieht maschinell mit dem sogenannten Finisher, einer Maschine, die sich über die ganze Straßenseite erstreckt und auf der Seitenschalung fährt. In Kurven oder an den vom Normalprofil abweichenden Strecken wird noch fast ausschließlich mit Hand gearbeitet.

Schadhafte Stellen werden nachträglich von einer Arbeitsbrücke aus oder mit Reibbrettern, die mit langen Stielen versehen sind, von der Straßenseite aus bearbeitet.

Wichtig ist die Behandlung der Oberfläche, besonders in den ersten 10 Stunden des Abbindens. Zum Schutze gegen Sonne oder Regen wird die Oberfläche mit Zeltplanen, die auf einem Lattengestell gespannt sind, abgedeckt und dauernd feucht gehalten. Nach Wegnahme der Planen wird die Oberfläche mit einer Erdschicht oder Strohlage von 5 cm Stärke abgedeckt und ebenfalls feucht gehalten. Dies geschieht etwa 20 Tage lang. Eine andere Methode ist die, die Oberfläche nach Aufbringen von Erddämmen entlang den Straßenrändern und quer über die Straße mit einer 5 cm hohen Wasserschicht zu bedecken. Diese Überdeckung dauert 14 Tage. In wasserarmen Gegenden wird auch eine Abdeckung mit Kalziumchlorid vorgenommen. Sie hat den Zweck, die Feuchtigkeit im Beton zu erhalten.

Bei eintretendem Frost wird die Betondecke entweder mit einer Strohlage abgedeckt oder mit einer Überdachung aus Zeltplanen versehen, unter die Koksöfen gestellt werden.

In Deutschland haben wir in der Herstellung von Betonstraßen schon einen guten Anfang gemacht. Interessant sind die Versuchsstraßen bei München. Im Forstenrieder Park bei München wurde eine Versuchsstrecke gebaut, und zwar in einer Länge von 1000 m²). Die Bauart war zweischichtig, und zwar 600 m bewehrt und 400 m unbewehrt. In der bewehrten Strecke wurden Querfugen alle 5, 10, 15, 30 und 50 m, auf der unbewehrten alle 5—15 m vorgenommen. Außerdem wurde hier noch eine Längsfuge eingelegt. Auch die Oberflächenbehandlung wurde in Betracht gezogen. Man beschränkte sich darauf, einzelne Versuchsstrecken mit Wasserglas zu streichen, um eine Härtung der Betonoberfläche zu erreichen. Andere Strecken wurden mit Inertol gestrichen, um das Anmachwasser im Beton vor Verdunstung zu schützen. Man wollte hiermit das kostspielige Feuchthalten der Oberfläche ersparen.

Die Zubereitung des Betons erfolgte mit der zu diesem Zweck beim Sonthofener Hüttenamt bestellten Straßenbetonierungsmaschine. Die Konstruktion ist ungefähr wie die oben beschriebene amerikanische mit drehbarem Ausleger und fahrbarem Kübel. Das Fertigmachen der Oberfläche geschah von einer fahrbaren Brücke aus mit der Hand.

Hauptbedingung bei der Ausführung der zweischichtigen Methode ist, Unter- und Oberbeton rasch hintereinander auszuführen, damit eine innige Verbindung gewährleistet ist.

Bei dieser Versuchsstrecke wurde eine Leistung von 570 m² pro Tag bei 10 Arbeitsstunden erzielt. Das waren bei einer Straßenbreite von 5,50 m 110 lfd m pro Tag. Bei einer maschinellen Bearbeitung der Straßendecke wird natürlich eine noch höhere Leistung erzielt.

Weitere Versuchsstrecken wurden gebaut auf der Straße München—Tegernsee und München—Garmisch.

Ein Spezialbeton, der für den Straßenbau in letzter Zeit viel in Anwendung kommt, ist der Soliditbeton. Dieser Beton wird mit einem Spezialzement hergestellt, der vor mehreren Jahren von einem Spanier erfunden wurde. Die Einführung dieses Spezialbetons erfolgte erst nach dem Kriege durch die Firma August Lindemann, Kom.-Ges., in Köln. Die Untersuchung des Soliditbetons auf Verschleißfestigkeit hat ganz überraschende Resultate gezeitigt. In Deutschland sind bereits viele Straßen mit diesem Beton hergestellt, auch zum Teil auf der Strecke München—Tegernsee.

Eine interessante Zusammenstellung über die Bau- und Unterhaltungskosten der verschiedenen Straßenbaumethoden, die von Regierungsbaumeister Streit im „Straßenbau" Nr. 5 veröffentlicht wurde, zeigt folgendes:

Die Herstellungskosten für eine Bitumenstraße ohne Behandlung des Untergrundes würden ungefähr M. 10,— pro m² betragen, für die Betonstraße ebenfalls M. 10,— pro m². An Unterhaltungskosten kämen für die Bitumenstraße M. 0,30 pro m² und Jahr in Betracht, dagegen für die Betonstraße nur M. 0,10. Die Lebensdauer der Bitumenstraße wird mit ungefähr 20—25 Jahren angenommen, während für die Betonstraße eine solche von 40—50 Jahren geschätzt wird. Eine Lebensdauer von über 30 Jahren ist ja bereits in Amerika festgestellt. Demnach wäre die bessere Wirtschaftlichkeit bei der Betonstraße.

Hinzu kommt noch, daß alle notwendigen Rohmaterialien für den Betonstraßenbau in Deutschland leicht zu beschaffen seien und daß wir auch bereits damit begonnen haben, die dazu notwendigen Arbeitsmaschinen selbst herzustellen.

Ferner sei zu beachten, daß für den Betonstraßenbau zum größten Teil keine geschulten Arbeitskräfte nötig seien.

Der Vortrag war an Hand von Lichtbildern sehr ausführlich gehalten und wurde ergänzt durch drei Filme, und zwar einen über den Straßenbau auf der Strecke München—Tegernsee, einen über den amerikanischen Bauvorgang und einen kleineren von der Firma Vögele, Mannheim, zur Verfügung gestellten Film, der die Arbeitsweise der von dieser Firma gebauten Straßenbetonierungsmaschine „System Jäger" zeigte.

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Auf Anregung und durch die liebenswürdige Unterstützung des Herrn Oberregierungs- und Baurat Bock fand am 10. 4. eine äußerst interessante Besichtigung der drei Schleusenbaustellen Flaesheim, Ahsen und Datteln statt. Die Mehrzahl der Teilnehmer fand sich am genannten Tage, 10 hvm, am Hauptbahnhof Essen zur gemeinsamen Fahrt nach Flaesheim ein. Unter Führung der Herren des Kanalbauamtes Datteln, Reg.-Baurat Pfaue, Reg.-Baurat Witte, Reg.-Baurat Schmidt, wurden diese Baustellen begangen, von denen jede sich in einem anderen Stadium befindet.

Sämtliche genannten Schleusen sind Gußbetonbaustellen. Flaesheim ist zum größten Teil fertiggestellt; die Schleuse Ahsen ist mitten in der Bauausführung begriffen; auf der bei Datteln konnten die Vorbereitungen und die fertiggestellte Baustelleneinrichtung besichtigt werden.

Leider war die Witterung nicht vorbildliches Bauwetter, doch hielten die 60 Teilnehmer restlos durch, was nicht zu guter Letzt den auf der ersten und letzten Baustelle gereichten Erfrischungen und Erwärmungen durch die Liebenswürdigkeit der Firmen Hüser-Rank und Philipp Holzmann A.-G. zu verdanken war.

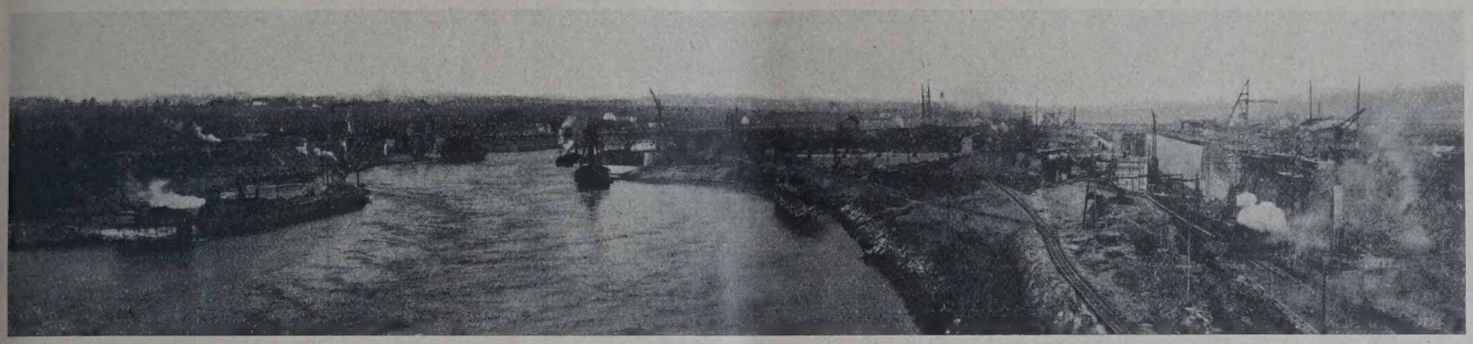
[1]) Vgl. die demnächst von der D. G. f. B. herauszugebenden Vorträge über Wirtschaftlichkeit im Bauwesen, Vortrag von Weihe.

[2]) Abbildung in dem im Herbst erscheinenden Jahrbuch der D. G. f. B.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW. 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 16. Juli 1926 Heft 29



Ansicht der Gesamtbaustelle der Kachletstufe an der Donau. Bauzustand Ende 1924.

DIE KACHLETSTUFE AN DER BAYERISCHEN DONAU.

Von Oberbaudirektor Professor Dantscher, München.

Der Ausbau der Donau von Passau bis Regensburg zur Großschiffahrtsstraße ist eine Teilaufgabe im Rahmen der Herstellung des Gesamtwasserweges vom Rhein über den Main zur Donau. Im Hinblick auf die verkehrswirtschaftliche Bedeutung Regensburgs mußte an dieser Donaustrecke die Arbeit zuerst einsetzen. Von Regensburg bis Passau hat die Donau 80 m Breite bei niederstem schiffbaren Wasserstand (NSW) ist. Die untere Strecke, das Durchbruchstal, kann mit dieser Methode nicht mehr behandelt werden. Sohle und Ufer sind hier durchwegs Fels, das Strombett ist überbreit und von ungenügender Tiefe, das Gefälle stellenweise sehr stark, im ganzen jedenfalls sehr unregelmäßig. Dazu kommt, daß der

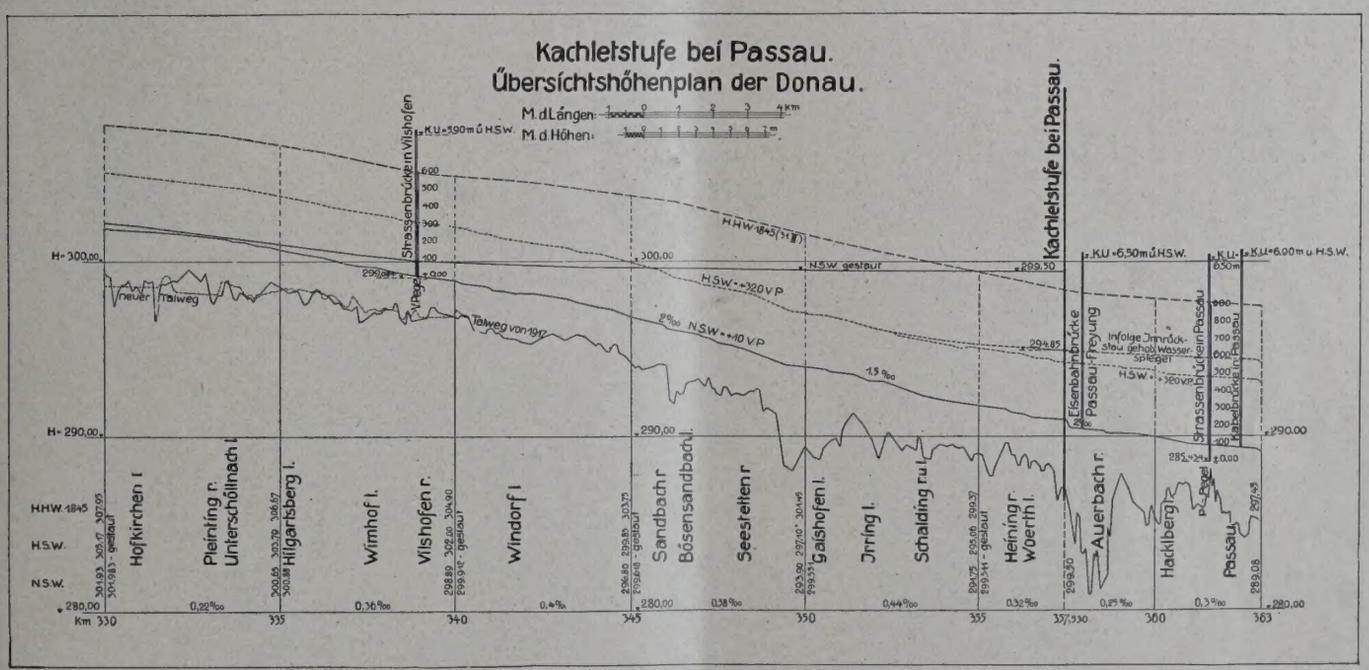


Abb. 1.

eine Länge von 175 km; sie bewegt sich von oben her zunächst in flachem Gebiete und hat hier im Schotterboden ihr Bett ausgearbeitet. In den unteren 27 km ist der Charakter des Stromes ein anderer, er durchbricht hier das Urgebirge des Bayerischen Waldes. Für die Schaffung der Großschiffahrtsstraße ergeben sich damit zwei verschiedene Aufgaben; in der oberen Strecke muß im bereits vorhandenen und stabilen Mittelwasserbett eine Niederwasserregulierung vorgenommen werden, deren Ziel eine Fahrwasserrinne von 2,0 m Tiefe und Strom zahlreich von Felskugeln durchsetzt ist, die bei Niederwasser herausragen und die Fahrt unsicher und gefährlich machen. Diese ganze Felsstrecke wird das Kachlet genannt; sie bildet auf der bayerischen Donau das schwerste Schiffahrtshindernis und hier mußte bei Schaffung des Großschiffahrtsweges zuerst begonnen werden (Abb. 1).

Die Bestrebungen, in dieser Kachletstrecke den Fahrweg zu verbessern, sind alt und lassen sich bis zu Beginn des vorigen Jahrhunderts verfolgen. Anfänglich nur rein örtlich, ent-

wickeln sich diese wasserbaulichen Arbeiten in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts zu einem Programm, das darauf abzielt, für den niedersten schiffbaren Wasserstand (NSW), d. i. + 10 Vilshofener Pegel, durchwegs eine Fahrtiefe von 1,4 m auf 42 m Breite zu erreichen. Um diese Tiefe und Breite zu bekommen, wurden Fahrrinnen ausgesprengt und zugleich Breiteneinschränkungen durch Längsbauten ausgeführt. Am unteren Ende dieser Rinnen traten aber große Geschwindigkeiten und Gefällsbrüche auf, denen durch Einbau von Grundschwellen entgegengewirkt wurde. So entstand bis zu Beginn dieses Jahrhunderts allmählich der heutige Zustand, der bei NSW durchwegs 1,40 m Tiefe auf 42 m Breite aufweist. Dieser Zustand ist erträglich für die derzeitige Schiffahrt, aber nicht befriedigend; es können sich Berg- und Talfahrer in dieser Strecke immer noch nicht begegnen, ein Signaldienst muß das Befahren regeln; während oberhalb

Abb. 2. Die Baustelle der Kachletstufe von Unterstrom gesehen.

und unterhalb des Kachlet die Donauschiffahrt talwärts drei Anhänger nebeneinander fährt, kann sie im Kachlet nur mit zweien fahren und wegen der vielen Kugelsteine muß immer noch die Aufnahme eines Lotsen für diese Strecke vorgeschrieben bleiben. Völlig unmöglich werden aber die Verhältnisse, wenn man an eine Vergrößerung der Schiffahrt denkt und als diese Bestrebungen zu Anfang dieses Jahrhunderts einsetzten, wurde das Kachlet zum wasserbautechnischen Problem. Es war augenscheinlich und durch die bisherigen Arbeiten erwiesen, daß man auch mit Sprengungen und Regulierungsbauten nicht weiterkommen würde und so entstand als erstes der Gedanke, das ganze Kachlet — das absolute Gefälle beträgt 13 m — durch drei Wehre zu überstauen, also eine örtliche Kanalisation durchzuführen. Bei diesen Staustufen war bereits jeweils Wasserkraftausnützung vorgesehen. Eine weitere Idee war die, das Kachlet am nördlichen Ufer mit einem Seitenkanal zu umgehen und am unteren Ende wieder mit einer Schleuse zur Donau abzusteigen. Beide Projekte haben nicht befriedigt und besonders aus den Kreisen der Schiffahrt heraus Widerspruch erfahren. Während des Krieges kam das Kachletproblem von anderer Seite her wieder ins Rollen.

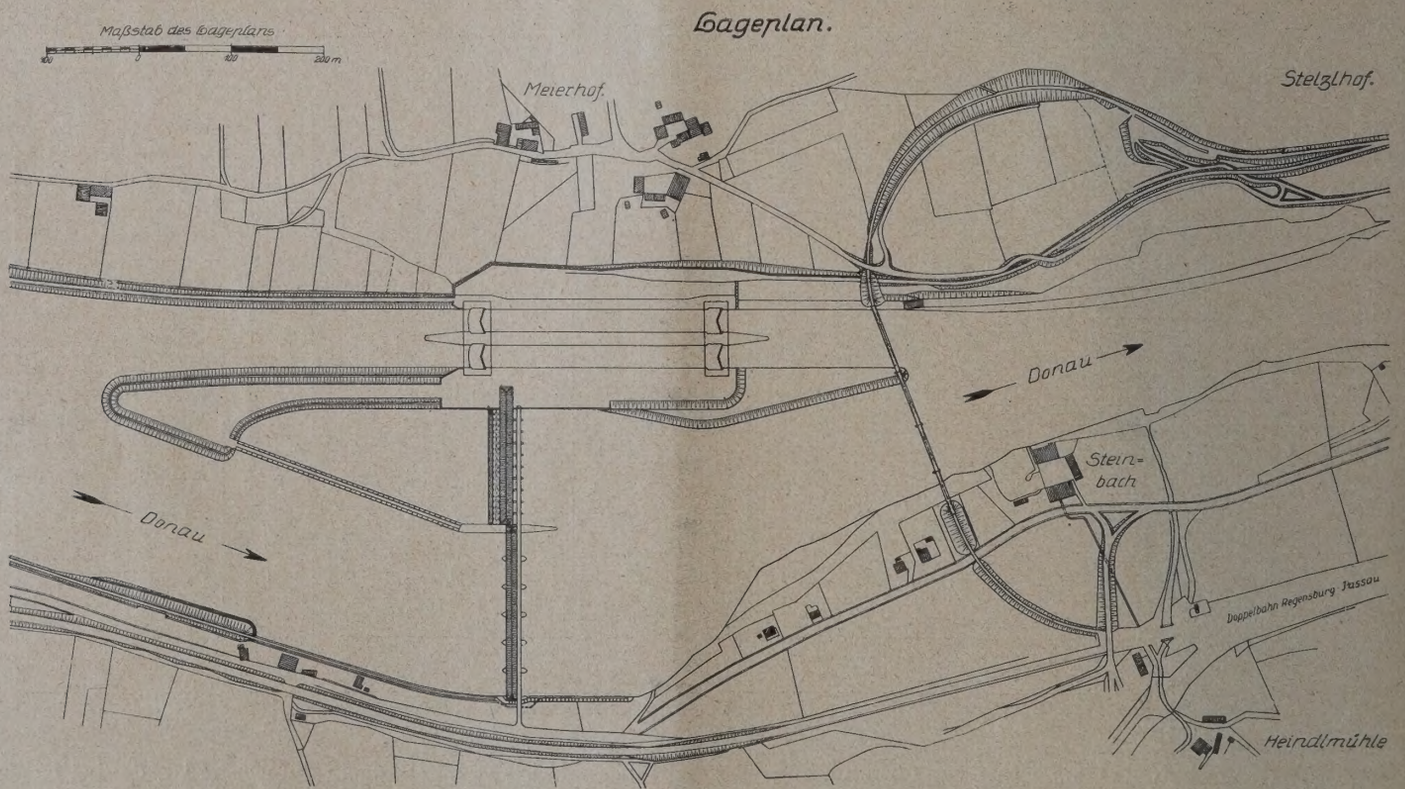


Abb. 3.

Auf der Suche nach großen Wasserkräften tauchte der Gedanke auf, das im Kachlet vorhandene Gefälle in einer Wasserkraftanlage großen Stiles für elektrochemische Zwecke auszunützen; verschiedene Projekte hierfür entstanden, die aber alle den Schiffahrtsgedanken mehr nebensächlich behandelten. Erst

als vom Jahre 1917 an das Projekt der Großschiffahrtsstraße erstellt wurde, fand das Kachletproblem seine endgültige Lösung, bei der sich der Schiffahrtsgedanke als Wichtigstes durchsetzte und bei der auch die Wasserkraftausnützung in richtiger Weise eingefügt wurde.

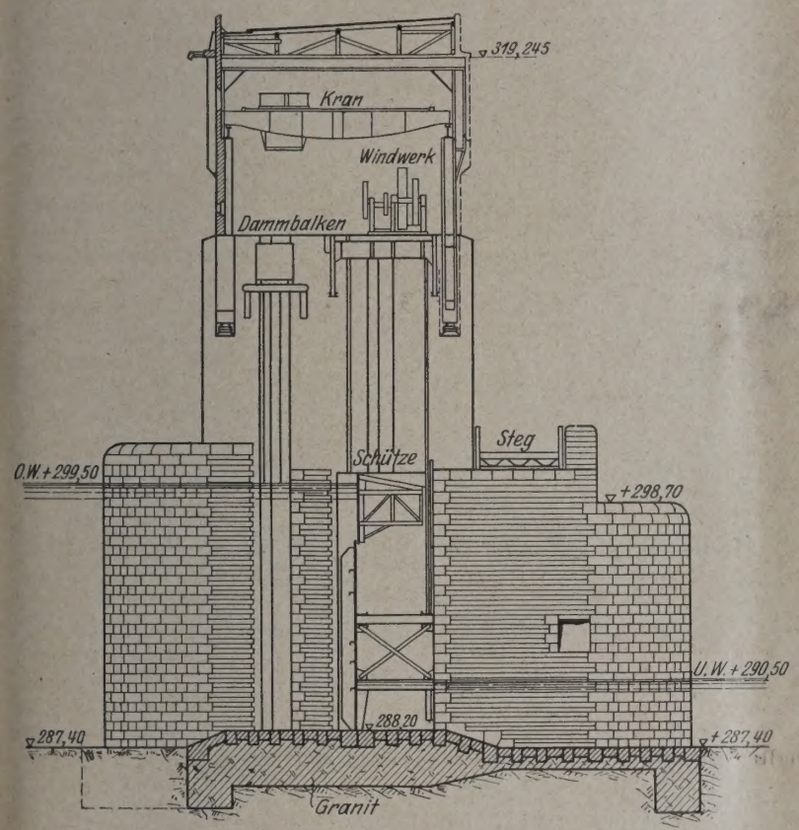


Abb. 4. Schnitt durch das Wehr.

Schiffahrt und Wasserkraft mußten in gleicher Weise darauf ausgehen, das ganze Kachlet mit einem Stauwerk zu überstauen und dieses mußte natürlich an das untere Ende der Felsstrecke kommen (Abb. 2). Die Stelle liegt 3½ km oberhalb Passau in nächster Nähe Oberstrom der Eisenbahnbrücke, auf der die Linie Passau—Freyung die Donau kreuzt. Es macht dort die Donau einen Bogen südwärts und hier ließen sich die drei wesentlichen Elemente dieser Staustufe, das Wehr, die Kammerschleuse und das Krafthaus in zweckmäßiger Weise aneinanderfügen und auch so anordnen, daß die Schiffahrt von unten her gut an das Bauwerk herankommen kann.

Nach Festlegung der Stelle für die Staustufe war die Lage der einzelnen Bauteile zueinander ziemlich eindeutig gegeben. Die Schiffahrt war, um ihr geraden, übersichtlichen Weg zu geben, in die Sehne des südwärts verlaufenden Donaubogens zu legen, das Wehr mußte in den Strom selbst gestellt werden und zwischen Wehr und Schleuse blieb dann noch Raum für Anordnung des Krafthauses (Abb. 3).

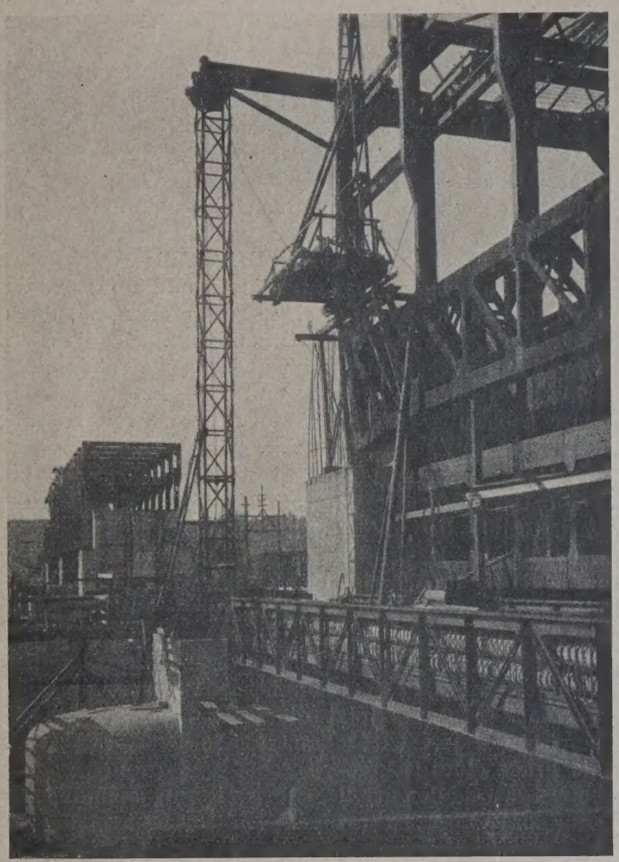


Abb. 5. Die Aufbauten über dem Wehr.

Abb. 6. Die südliche Kammerschleuse.

Wenn das Kachlet bis an sein oberes Ende überstaut werden sollte, mußte an der Wehrstelle das Niederwasser um 9,2 m gehoben werden; es ist das dann rund eine Höhe von 11 m über dortiger Flußsohle; außerdem war ein Höchsthochwasser von 6000 cbm/sec abzuführen, ohne daß eine Hebung der bisherigen Hochwasserlinie stattfindet; mit Rücksicht auf das Eis, waren tunlichst große Weiten zu wählen. Diese Überlegungen führten zu einem Wehr von 6 Öffnungen von je 25 m lichter Weite und zur Wahl des Schützenverschlusses mit Unterteilung der Höhe nach. Die oberen Schützen sind um 2 m versenkbar und gestatten dadurch Eisabführung und Regulierung kleinerer und mittlerer Hochwässer. Der ganze Verschluß wird in Form der bekannten, der Maschinenfabrik Augsburg—Nürnberg patentierten Doppelschützen ausgeführt. Um im Falle eines Versagens der Verschlüsse oder bei deren Reparatur den Stau trotzdem aufrecht-

erhalten zu können, ist das ganze Wehr auch mit provisorischen Verschlüssen in Form von Dammbalken ausgerüstet. Bei der Weite von 25 m und der Wassertiefe von rund 11 m erhalten diese Konstruktionen große Dimensionen, ihre Lagerung und ihr Transport beeinflussen die Gesamtkonstruktion weitgehend (Abb. 4).

Die Antriebsvorrichtungen für Schützen dieser Art werden sehr groß und stellen bereits einen komplizierten Mechanismus dar. Um sie vor Einflüssen der Witterung zu schützen und ihre Bedienung tunlichst zu sichern, werden sie mit einem Überbau versehen, der über das ganze Wehr hinzieht. Da sich für die sperrigen Dammbalken ein anderer Lagerplatz nicht finden ließ, werden sie oben von Pfeiler zu Pfeiler gelagert und die Notwendigkeit, sie gegebenenfalls von einer zur anderen Öffnung zu bringen, dort abzulassen und aufzunehmen, bedingt im Überbau des Wehres einen schweren Kran, der das ganze Wehr der Länge nach bestreichen kann. Für die Überbrückung von einem Wehrpfeiler zum anderen waren damit schwere Lasten gegeben und die konstruktive Durcharbeitung führte zu Melanträgern mit recht ansehnlichen Ausmaßen (Abb. 5).

Die Kammerschleusen, die der Schiffahrt an der neu entstehenden Gefällestufe den Auf- und Abstieg vermitteln sollen, müssen in Hinblick auf die auf der Donau verkehrenden Schiffsgefäße und den dort üblichen Schleppbetrieb eine Länge von 230 m und eine Breite von 24 m erhalten; die Unterdrempel liegen 3,5 m unter NSW. Die Donau ist internationalisierter Fluß und es war deshalb für diese Fragen auch die internationale Donaukommission mit bestimmend; weiterhin ist die Anlage bis jetzt die erste Staustufe im Schiffahrtsbereich der ganzen Donau. Beide Umstände führten dazu, die Frage eines sicheren, raschen und bequemen Schleusungsbetriebes mit allen möglichen Erweiterungen und Entwicklungen ganz besonders zu prüfen. Im Zusammenhang damit und weiterhin unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse Passaus, das Grenz- und Zollstation ist, entschloß man sich, von vornherein gleich die beiden Kammerschleusen auszubauen. Besonderes Gewicht wurde auf die Anordnung langer und geräumiger Ober- und Unterkanäle an der Schleuse gelegt, um den Schleppzügen ein ruhiges Liegen vor den Schleusen zu gewähren und um ihnen ein sicheres Einfahren aus dem bewegten in das stille Wasser zu ermöglichen. Weiterhin war noch darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Schleusen

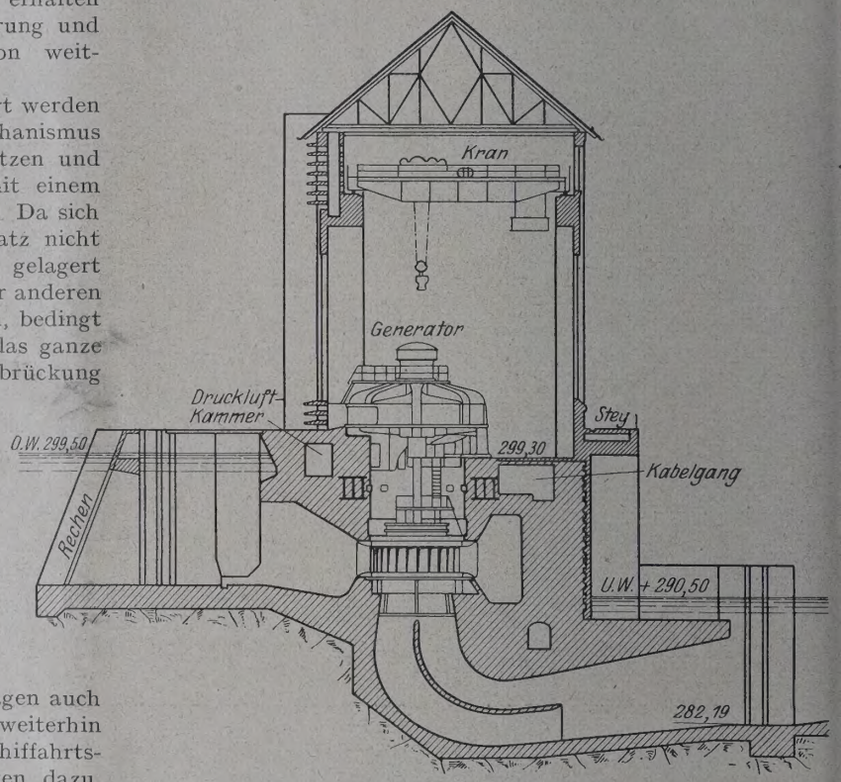


Abb. 7. Schnitt durch das Krafthaus.

auch ohne Stau passiert werden können. Das muß schon während des Baues der Fall sein für die Ausführung des Wehres, es kann aber auch später eintreten, wenn einmal aus irgendeinem Grunde der Stau abgelassen werden müßte. Dieser Forderung wurde dadurch Rechnung getragen, daß bei der einen der beiden Schleusen, der südlich gelegenen, der Oberdrempel 1,4 m unter derzeitigen NSW gelegt wurde, während er bei der anderen 3,5 m unter Stauspiegel liegt (Abb. 6).

Als Verschlüsse wurden letzten Endes Stemmtore gewählt, die bei der vorhandenen Lichtweite und Gefällegröße beträchtliche Ausmaße erhalten. Auf kräftige Konstruktion und sicheren, raschen Antrieb wurde größtes Gewicht gelegt. Die Füllung der Schleusen geschieht durch Umläufe um die Tore herum; als Verschluß hierfür wurde bei der Südschleuse und am Unterhaupt der Nordschleuse der Rollkeilschütz, am Oberhaupt Nord der Zylinderschütz gewählt. Beide Kammern sind mit ihrer unteren Hälfte auf die ganze Länge in Fels; es führte das zu gemauerten Kammerwänden, was auch den Interessen der Schiffahrt und der Wasserkraftausnützung am besten entspricht.

Das Krafthaus (Abb. 7) liegt zwischen Kammerschleuse und Wehr und ist in dessen gerader Richtung angeordnet. Bei einem Flußwerk der hier vorliegenden Art hat man mit schwankenden Gefällen zu tun. Vom Größtwert bei Niederwasser — 9,2 m — geht es bei höheren Wasserständen herunter, um beim größten Hochwasser bis auf 0,5 m zu sinken. Das Mittel der brauchbaren Gefällgrößen beträgt hier rund 7½ m. Wassermengen sind reichlich vorhanden. Bei NSW sind noch

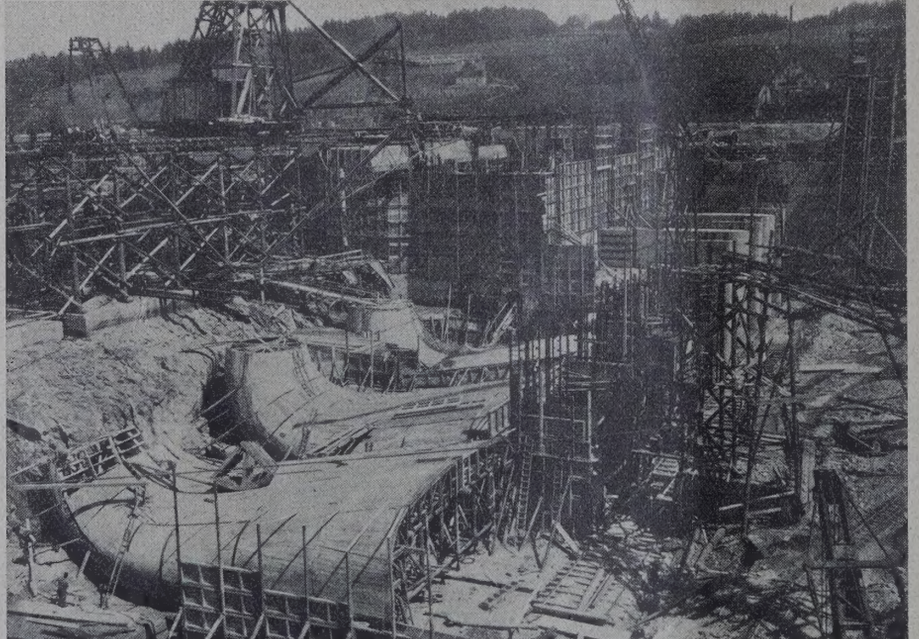


Abb. 8. Bau des Krafthauses. Schalungen der Saugschläuche.

rund 300 cbm/sec im Flusse; die Menge von 700 cbm/sec, die als Ausbaumenge gewählt wurde, ist noch an 120 Tagen vorhanden und es entspricht ihr ein Gefälle von 7,65 m. Um das Krafthaus und die Generatoren sicher aus dem Bereich des

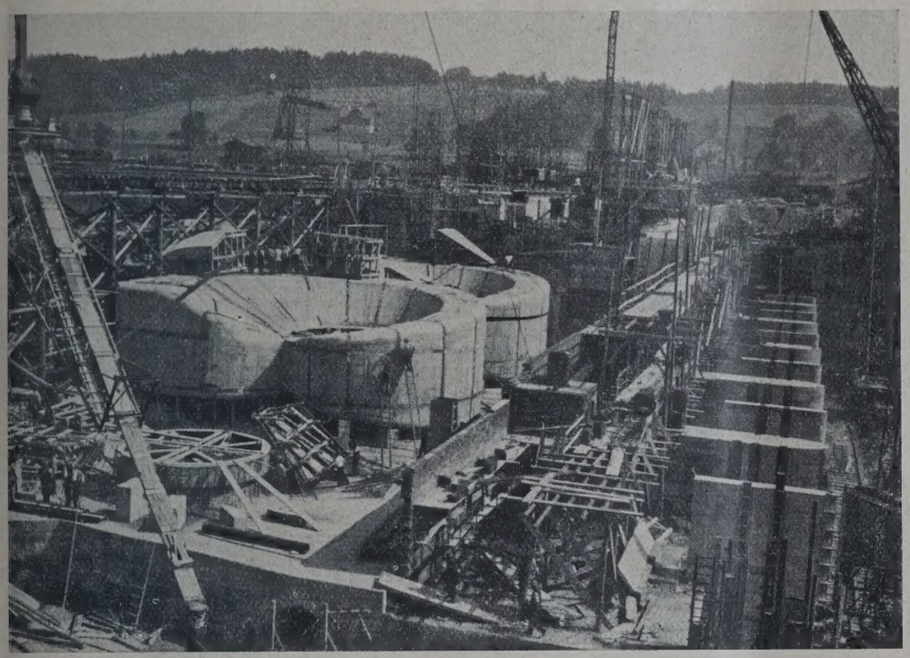


Abb. 9. Bau des Krafthauses. Schalungen für die Turbinenspiralen.

schwankenden Unterwassers und aus dem Hochwasser herauszuholen, ist in solchen Fällen die Turbine mit stehender Welle und der Schirmgenerator als das Zweckmäßigste anzusprechen und diese Anordnung hat sich bei allen Anlagen gleicher Art in den letzten Jahren auch durchgesetzt; sie bietet auch im Aufbau des Krafthauses und in der Unterbringung des Zubehöres, wie Kabelkanäle, Lüftung der Generatoren, Druckrohre der Regler u. dgl. wesentliche Vorteile (Abb. 8). Die Studien hierüber führten zur Wahl von acht gleichgroßen Maschinenaggregaten, die zusammen eine Leistung von rund 65000 PS aufweisen. Das Mittel der Jahresleistung ist 42000 PS und die je Jahr anfallende Energiemenge im Mittel 250 Millionen Kilowattstunden. Nachdem ein Aggregat 87,5 cbm/sec verarbeitet, erreichen die Ausmaße für die Saugschläuche und für die Einläufe und ihre Abschlüsse sehr große Ausmaße. Als Verschlüsse der Turbinenkammern nach oben sind hier Rollklappen gewählt, die mit Preßzylindern betätigt werden (Abb. 9).

Das Werkwasser für die Kraftanlage wird dem Strome durch ein Einlaufbauwerk entnommen, das an den Pfeiler zwischen Wehr und Krafthaus anschließt und die Richtung des früheren linksseitigen Ufers hat (Abb. 10). Es hat 257,6 m Länge und 6,5 m Tiefe. Eine Tauchwand leitet bei Eisrinnen die Schollen in möglichst schlankem Weg zu den Wehrschützen. Das ganze Einlaufbauwerk ist mit einem Rechen versehen, um Schwemmzeug von dem Krafthaus fernzuhalten. Diese Rechen erfordern erfahrungsgemäß eine sehr kräftige Ausbildung und die zu seiner Stützung und Bedienung notwendige Brücke mußte im Hinblick auf eventuelle starke Eisdrücke sehr kräftig gehalten werden.

Zu den bisher besprochenen Arbeiten für die Herstellung des eigentlichen Bauwerkes kommen noch eine Reihe weiterer.

Bei der Eisenbahnbrücke über die Donau genügte die nördliche Öffnung mit 36 m lichter Weite nicht mehr, um die Ausfahrt aus den beiden Kammerschleusen heraus mit der nötigen Breite zu überqueren. Um diese zu erhalten, mußte am Nordufer ein neues Widerlager hergestellt, das alte und ein Stück Eisenbahndamm entfernt werden. Das neue Brückenfeld wurde unterstrom des alten auf einem Gerüst montiert und nach Vollendung aller Vorbereitungen eingeschoben.

Vom Wehr aufwärts liegt der Stauspiegel höher als das beiderseitige Gelände und es waren deshalb beiderseits auf lange Strecken Dämme von stellenweise beträchtlicher Höhe notwendig. Die am Südufer der Donau verlaufende Staatsstraße mußte an zwei Stellen erhöht werden, um sie über den Stau zu bringen. Besondere Schwierigkeiten boten die zahlreich beiderseits einmündenden Bäche, zumal an ihrer Einmündung in die Donau fast durchwegs Ortschaften liegen. Durch die Erhöhung der Bachmündung auf die jeweilige Stauhöhe wäre in diesen Ortschaften ein Rückstau entstanden, der in keinem einzigen Falle tragbar war. Es wurden deshalb die Bäche so weit oben in ein anderes Bett abgeleitet, daß sie noch mit natürlichem Gefälle in die gestaute Donau abfließen. Dabei ergab sich allerdings unterhalb immer ein Gebiet, für das keine natürliche Entwässerung mehr vorhanden war; in diesen wird das Wasser an einer Stelle zusammengeleitet und von hier durch eine Pumpenanlage in die gestaute Donau gehoben. Solche Anlagen sind neun erforderlich. Mit diesen Straßen-, Bahn- und Bachverlegungen sind in

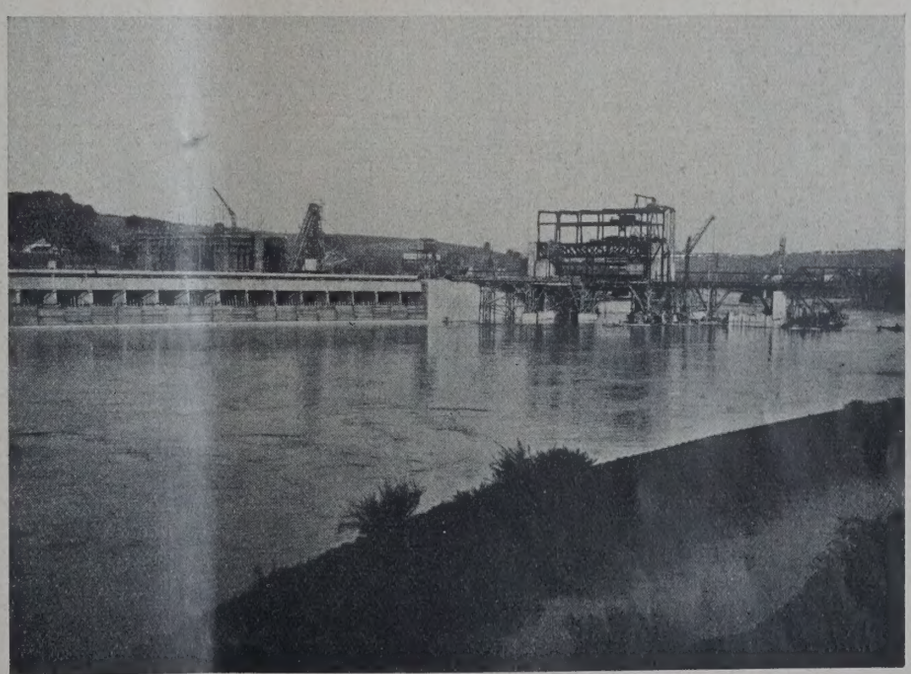


Abb. 10. Das Einlaufbauwerk von Oberstrom gesehen.

großer Anzahl Brücken- und Durchlaßumbauten und Neubauten notwendig.

Bauherr für die ganze Anlage ist die Rhein-Main-Donau-A.-G. München, deren Hauptaktionäre das Reich und der Staat Bayern sind. Die Arbeiten wurden in der zweiten Hälfte 1922 begonnen. Es waren von vornherein vier volle Baujahre vorgesehen. Das Bauprogramm ging dahin, in erster Linie die

Südschleuse fertigzustellen, um die Schiffahrt aus dem Strom herauszubringen; erst dann konnte mit dem Wehrbau kräftig vorgegangen werden. Um diesen Zeitpunkt — Fertigstellung der Südschleuse — gruppierten sich die übrigen Arbeiten so, daß dann mit Vollendung des Wehres und Schaffung des Staues auch das Krafthaus und die Nordschleuse fertig sein sollen. Die Vollendung der Südschleuse ist im August 1925 erreicht worden.

Die Bauausführung bot eine Reihe von Schwierigkeiten, wie sie sonst nicht immer auftreten. Die ganze Baustelle ist sehr beengt. Südlich liegt unmittelbar daran die Staatsstraße und die Doppelbahn Regensburg—Passau; nördlich steigt das Gelände rasch an. Es wurde beiderseits mit eigenen Gleisen erschlossen. Die Schiffahrt auf der Donau, die zeitweise recht lebhaft ist, mußte ungestört aufrechterhalten werden; das erschwerte Massentransporte vom einen zum anderen Ufer und die Aufgabe konnte nur durch eine Transportbrücke gelöst werden mit einer Höhe und Lichtweite, wie sie den Schiffahrtsverhältnissen entspricht.

Eine Schwierigkeit besonderer Art ist dann noch darin gegeben, daß der ganze Untergrund Fels ist. Einrüstungen aller Art, insbesondere aber die Abschließung der Baugruben im Strome, konnten daher nicht in der gewöhnlichen Weise durch Rammen von Pfählen und Spundwänden durchgeführt werden. Von besonderem Interesse sind die Betonfangdämme, deren sich die bauausführende Firma am Wehr, Grün & Bilfinger, Mannheim, bedient. Für diese Fangdämme werden zunächst in den in Fels gebohrten Löchern Eisenschienen gesetzt und diese dann mit Zangen gefaßt, so daß Bohlen gesetzt werden können. Zwischen diesen Bohlwänden findet dann die Reinigung des Felsens und die Dichtung am Boden mit Taucherarbeit statt. Wenn dann innerhalb der Bohlen ruhiges Wasser geschaffen ist, so werden die Fangdämme selbst durch Betonieren unter Wasser hergestellt. Die Fangdämme dieser Art haben sich auch an der Sohle als sehr dicht und selbst bei hohem Wasserdruck als vollständig standfest erwiesen; sie nehmen im Vergleich beispielsweise zu Dammschüttungen sehr geringen Raum in der Breite ein, was bei den beengten Verhältnissen besonders für die Schiffahrt sehr angenehm ist (Abb. 11).

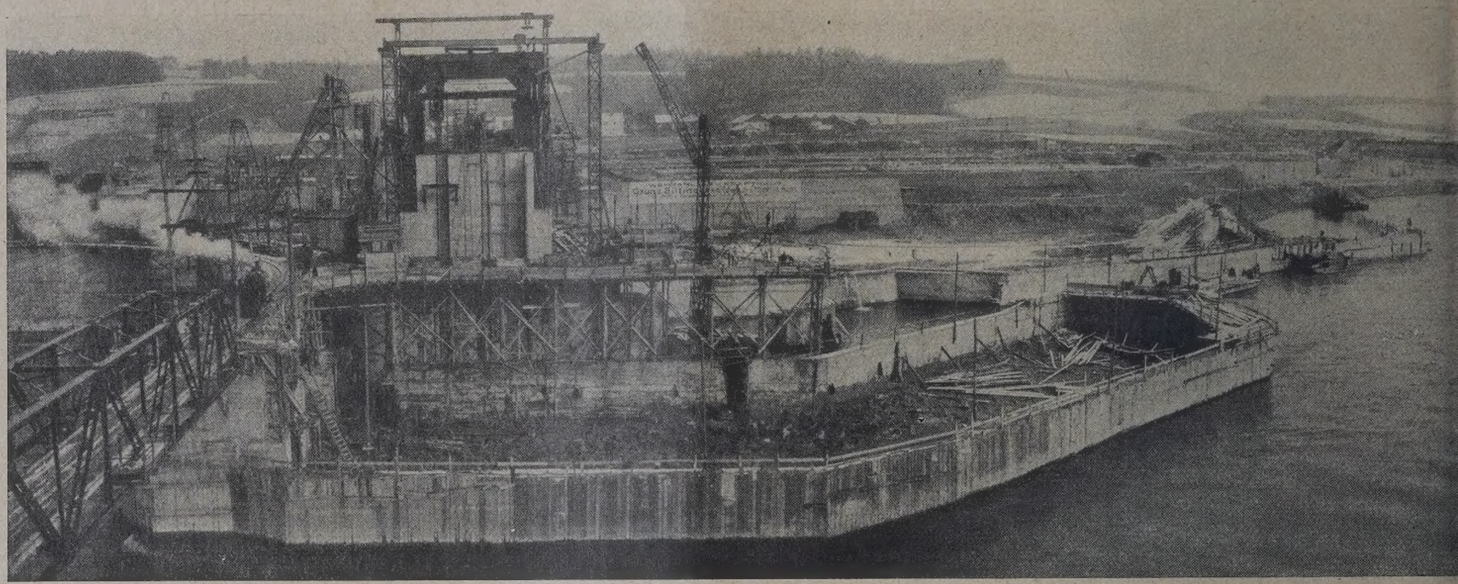


Abb. 11. Umschließung einer Wehrbaugrube mit Betonfangdämmen.

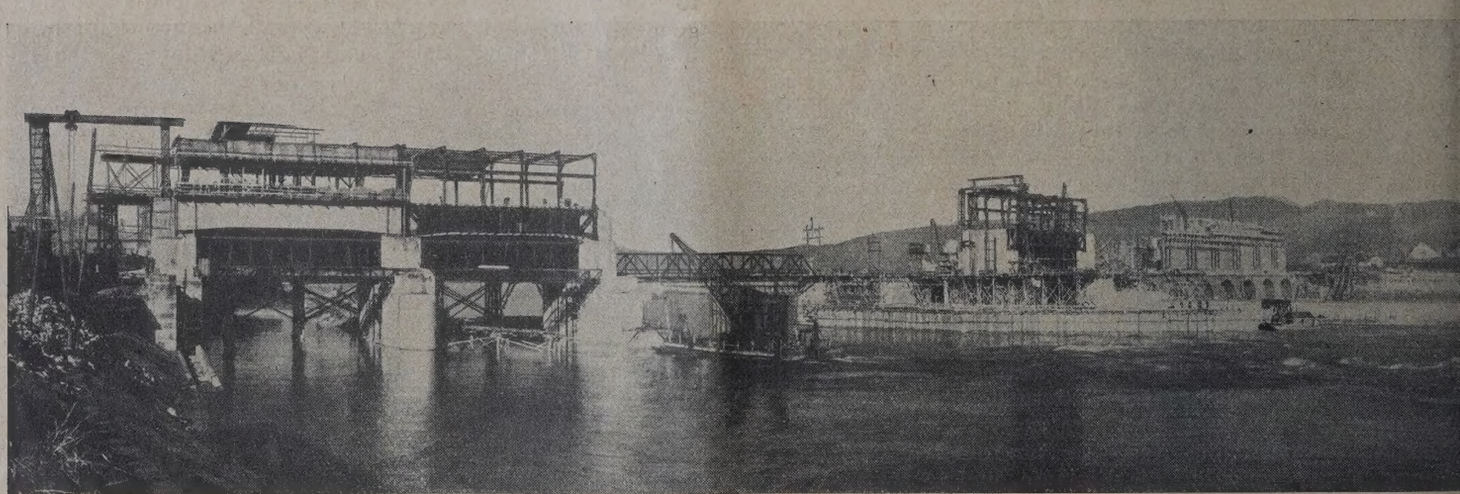


Abb. 12. Ansicht der Baustelle von Unterstrom gesehen. Bauzustand Ende 1925.

Es ist wohl selbstverständlich, daß bei einem Bauwerk von diesen Ausmaßen und dieser Bedeutung auch dem Gesichtspunkte Rechnung getragen werden muß, es in würdiger äußerer Form erscheinen zu lassen. Diese Aufgabe ist nicht leicht, denn rein sachlich und aus dem Zweck heraus ist die Gesamtanordnung und deren Ausmaß ins einzelne gegeben; rein ornamentale Behandlung würde sich bei der Größe des Objektes

verlieren und kleinlich wirken. Um trotzdem das Ziel auch einer schönen Formgebung zu erreichen, mußte durch gründlichstes Zusammenarbeiten von Ingenieur und Architekt von Anfang an die Einzelheit jedes Bauteiles und jeder Konstruktion nach Zweck und richtiger Erscheinung aufeinander abgestimmt werden. Für den Architekten entstanden dadurch bisweilen recht schwierige Aufgaben.

Dem Bauherrn, der Rhein-Main-Donau A. G., steht für die Ausführung als äußere Organisation das Neubauamt Regensburg zur Verfügung und diesem wurde für die unmittelbare örtliche Leitung der Bauten eine Bauleitung in Passau unterstellt.

Die Bauarbeiten sind fast ausnahmslos an Bauunternehmungen vergeben. Das ganze Objekt wurde für diesen Zweck in eine Reihe von Losen geteilt, wovon die größten die beiden Kammerschleusen mit Ober- und Unterkanal, das Wehr und das Krafthaus sind. Für das erstere erhielt im Wege der öffentlichen Verdingung den Zuschlag die Bayerische Bauindustrie A. G., München; die beiden letzteren fielen einem Konsortium von Unternehmungen zu, die sich für die Ausführung dieser beiden großen Bauteile zusammengetan, nämlich Grün und Bilfinger, Mannheim, Edwards und Hummel, München Holzmann, Frankfurt und Siemens-Bauunion, Berlin. Die Führung und Vertretung im Konsortium hat Grün und Bilfinger, Mannheim. Die Wehrschützen führt die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, aus, die Stemmtore mit Antrieben und die Umlaufverschlüsse liefern Klönne, Dortmund, zusammen mit Krupp-Gruson, Magdeburg.

Die Arbeiten haben in der 2. Hälfte des Jahres 1922 begonnen und sind seither stetig vorwärtsgegangen. Im August 1925 konnte die Südschleuse eröffnet werden. In diesem Jahre werden die beiden Kammerschleusen fertig, das Krafthaus montagebereit. Das Wehr wird bis Juli 1927 betriebsfertig sein und es kann dann mit dem Stauen begonnen werden. Jn der 2. Hälfte des Jahres 1927 ist nach dem jetzigen Stande die Gesamtvollendung zu erwarten (Abb. 12).

NÄHERUNGSLÖSUNG FÜR DIE MITTELSTARKE, EINGESPANNTE RECHTECKPLATTE UNTER GLEICHMÄSSIGEM FLÜSSIGKEITSDRUCK.

Von Dipl.-Ing. Kurt Miesel, Lübeck.

Bei allen Platten, deren Ränder unverschieblich gelagert sind, treten neben den Biegungsbeanspruchungen mittragende Gewölbespannungen auf. Die Größe dieser Gewölbespannungen, die Hautwirkung, wie Föppl[1]) sie nennt, ist im wesentlichen von der Größe des Biegungspfeiles abhängig. Ist dieser klein im Vergleich zur Plattenstärke, so tritt die Hautwirkung gegen die Biegung vollkommen zurück; ist er hingegen groß, so ist die Hautwirkung ausschlaggebend. Der erste Fall tritt in der Baustatik im allgemeinen ein, da große Durchbiegungen weder erwünscht noch gestattet sind; der zweite kommt für sie nicht in Frage. In vielen Fällen des Schiff-, Dock-, Behälter- und Eisenwasserbaues ist es jedoch möglich, die Hautwirkung zum Tragen mit heranzuziehen. Es handelt sich dabei stets um Platten, deren Biegungspfeil aus der Belastung die Größenordnung der Plattendicke hat. Solche Platten bezeichnen wir als „mittelstarke". Ihre Beanspruchungen sind aus Biegungs- und Gewölbespannungen zusammengesetzt. Der Anteil der Gewölbespannungen an den Gesamtbeanspruchungen bleibt dabei stets noch klein, der auftretende Biegungspfeil ermöglicht jedoch bereits eine wesentliche Erhöhung der Belastung bei gegebener Beanspruchung.

In „Drang und Zwang" Band I § 38 sind Formeln für die freiaufliegende quadratische Platte abgeleitet. Für die Praxis kommt fast ausschließlich die eingespannte Platte in Frage. Die für eine grobe Näherungslösung schon recht umfangreichen Rechnungen sind durchgeführt worden und sollen im folgenden in ihren hauptsächlichsten Ergebnissen wiedergegeben werden. Die Genauigkeit weiterzutreiben, hat für die Praxis keinen Wert, da man meist, durch keine genauen Vorschriften gebunden, in der Lage ist, die Höhe der zulässigen Beanspruchung dem jeweiligen Falle entsprechend festzulegen.

Die Betrachtung der „mittelstarken Platte" macht zunächst eine getrennte Behandlung der Biegungswirkung und der Hautwirkung notwendig. Über die eingespannte rechteckige Platte sind in den letzten Jahren zahlreiche Veröffentlichungen erschienen, die das Problem, gestützt auf Versuche, sehr genau gelöst haben. Trotzdem kann hier auf die Aufstellung einer ungenaueren Näherungslösung nicht verzichtet werden, da es natürlich nur zulässig ist, Biegungs- und Hautwirkung zu kombinieren, wenn sie auf gleicher Grundlage aufgebaut sind.

[1]) „Drang und Zwang", Bd. I, III. Abschnitt, auf dem auch alle übrigen Betrachtungen aufgebaut sind.

1. Biegungswirkung.

Die Näherungslösung wird nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit gefunden, indem von einem den Grenzbedingungen genügenden Ansatz für die elastische Fläche ausgegangen wird. Als solcher Ansatz für die Mittelfläche wird der dem eingespannten Balken unter gleichmäßiger Belastung entsprechende gewählt:

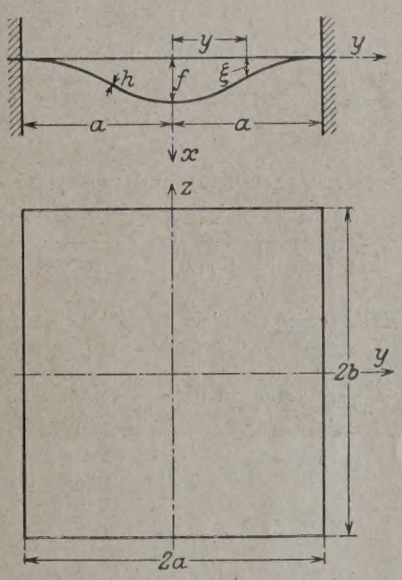


Abb. 1.

$$(1) \qquad \xi_0 = \frac{f}{a^4 b^4}\,(y^4 - 2\,a^2 y^2 + a^4)\,(z^4 - 2\,b^2 z^2 + b^4)$$

Die Bedeutung der Buchstaben ist aus Abb. 1 zu ersehen. Danach ergibt sich nach Föppl, „Drang und Zwang", Bd. 1, § 20:

$$(2) \qquad f = 12{,}80\,\frac{a^2 b^2}{E h^3 \left(20{,}8\,\frac{a^4 + b^4}{a^2 b^2} + 11{,}9\right)}\,p$$

Die Biegungsbeanspruchungen ergeben sich aus den Formänderungen nach folgenden Gleichungen:

$$(3)\quad \begin{cases} \sigma_y = -\dfrac{2G}{m-1}\,x\left(m\dfrac{\partial^2\xi_0}{\partial y^2}+\dfrac{\partial^2\xi_0}{\partial z^2}\right) \\ \sigma_z = -\dfrac{2G}{m-1}\,x\left(m\dfrac{\partial^2\xi_0}{\partial z^2}+\dfrac{\partial^2\xi_0}{\partial y^2}\right) \end{cases}$$

Setzt man die aus Gleichung (1) errechneten Werte:

$$\frac{\partial^2\xi_0}{\partial y^2} = \frac{4f}{a^4 b^4}(3y^2-a^2)(z^4-2b^2z^2+b^4)$$

und

$$\frac{\partial^2\xi_0}{\partial z^2} = \frac{4f}{a^4 b^4}(3z^2-b^2)(y^4-2a^2y^2+a^4)$$

ein, dann ergeben sich folgende Spannungswerte:

a) In Plattenmitte: $y=0;\ z=0;\ x=\pm\frac{h}{2}$:

$$\sigma_y = \pm\frac{Gh}{m-1}\left(\frac{4mf}{a^2}+\frac{4f}{b^2}\right) = \pm\frac{4Ghf}{m-1}\left(\frac{m}{a^2}+\frac{1}{b^2}\right)$$

$$\sigma_z = \pm\frac{4Ghf}{m-1}\left(\frac{m}{b^2}+\frac{1}{a^2}\right)$$

b) In Mitte Schmalseite: $a<b;\ y=0;\ z=\pm b;\ x=\pm\frac{h}{2}$:

$$\sigma_y = \pm\frac{8Ghf}{(m-1)b^2}$$

$$\sigma_z = \pm m\frac{8Ghf}{(m-1)b^2}$$

c) In Mitte Breitseite: $y=\pm a;\ z=0;\ x=\pm\frac{h}{2}$:

$$\sigma_y = \pm m\frac{8Ghf}{(m-1)a^2}$$

$$\sigma_z = \pm\frac{8Ghf}{(m-1)a^2}$$

Die für die Dimensionierung maßgebende maximale Spannung ist demnach:

$$(4)\quad \sigma_{b_{max}} = \sigma_y^c = m\frac{8Ghf}{(m-1)a^2}$$

und nach Einsetzen von Gl. (2) und $m=4;\ G=\frac{mE}{2(m+1)}$:

$$(5)\quad \sigma_{b_{max}} = \frac{53{,}3}{\left(20{,}8\frac{a^4}{b^4}+11{,}9\frac{a^2}{b^2}+20{,}8\right)}\cdot\frac{pa^2}{h^2}$$

Als Grenzfälle ergeben sich für die quadratische Platte ($a=b$):

$\sigma_{b_{max}} = \pm 0{,}996\frac{pa^2}{h^2}$ gegen $\sigma = 1{,}162\frac{pa^2}{h^2}$ nach Dr.-Ing. Marcus[2]);

für $b=2a$:

$\sigma_{b_{max}} = \pm 2{,}123\frac{pa^2}{h^2}$ gegen $\sigma = 2{,}014\frac{pa^2}{h^2}$ nach Dr.-Ing. Marcus.

Schreibt man allgemein $\sigma_{b_{max}} = \psi\frac{pa^2}{h^2}$, dann stellt Abb. 2 einen Vergleich der ψ-Werte dar, aus dem zu ersehen ist, daß die Abweichungen in dem maßgebenden Bereich von $\frac{a}{b}=1{,}0$ bis 0,5 in erträglichen Grenzen bleiben. Aus der strengen Plattentheorie ist bekannt, daß für $\frac{a}{b}=0{,}5$ die Grenze der Plattenwirkung erreicht wird. Für das zylindrisch deformierte Mittelstück einer langen Platte ergibt sich bei Betrachtung als eingespannter Balken:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{p(2a)^2\cdot 6}{12h^2} = 2{,}0\frac{pa^2}{h^2}$$ [3])

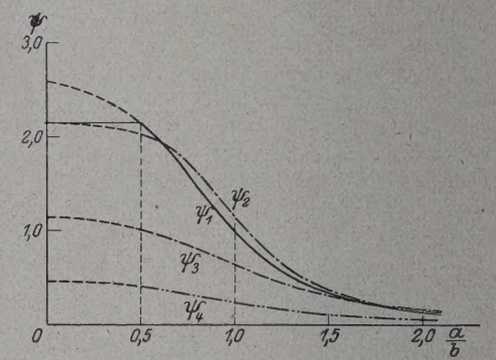
[2]) Bauingenieur 1925, Heft 21.

[3]) Der von Professor Inglis auf der letzten Tagung der Institution of Naval Architects 1925 vorgetragene genaue Wert ist: $4\cdot 0{,}4976 = 1{,}9904$ Werft und Reederei 1925, Heft 14).

Wir ersetzen für $\frac{a}{b}<0{,}5$ die ψ-Kurve durch eine zur Abszissenachse parallele Gerade, so daß für alle Werte $\frac{a}{b}<0{,}5$ der Ausdruck gilt:

$$\sigma_{b_{max}} = \pm 2{,}123\frac{pa^2}{h^2}.$$

Analog zu dieser Festsetzung muß bei Ermittlung des Pfeiles f für Werte $\frac{a}{b}<0{,}5$ der Wert für $\frac{a}{b}=0{,}5$ zugrundegelegt werden.



Biegungswirkung
- — nach Gl. (5): $\sigma_3^{max} = \psi_1\frac{pa^2}{z^2}$;
- -·- nach Dr. Marcus $\sigma_b^{max} = \psi_2\frac{pa^2}{z^2}$;

Hautwirkung
- ·—·— nach Gl. (17): $\sigma_y^{max} = \psi_3\sqrt[3]{p^2E\frac{a^2}{z^2}}$;
- -··- nach Gl. (18) $\sigma_y = \psi_4\sqrt[3]{p^2E\frac{a^2}{z^2}}$.

2. Hautwirkung.

Die Näherungslösung für die Haut wird ebenfalls nach dem Prinzip der virtuellen Arbeit gefunden:

$$(6)\quad \sum \mathfrak{P}\,\delta f - \delta A = 0,$$

worin das erste Glied die virtuelle Arbeit der eingeprägten Kräfte bei einer Gestaltänderung δf, das zweite Glied die der Änderung entsprechende innere Arbeit darstellt. Der Ausdruck für die innere Arbeit des zweiachsigen Spannungszustandes lautet mit den üblichen Bezeichnungen:

$$(7)\quad A = \frac{Gh}{m-1}\int\left[m(\varepsilon_y^2+\varepsilon_z^2)+2\varepsilon_y\varepsilon_z+\frac{m-1}{2}\gamma_{yz}^2\right]dF$$

Formänderungen und Gestaltänderungen sind für den vorliegenden Fall durch folgende Bedingungen miteinander verknüpft[1]):

$$(8)\quad \begin{cases} \varepsilon_y = \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{\partial\xi}{\partial y}\right)^2+\dfrac{\partial\eta}{\partial y} \\ \varepsilon_z = \dfrac{1}{2}\left(\dfrac{\partial\xi}{\partial z}\right)^2+\dfrac{\partial\zeta}{\partial z} \\ \gamma_{yz} = \dfrac{\partial\xi}{\partial y}\dfrac{\partial\xi}{\partial z}+\dfrac{\partial\eta}{\partial z}+\dfrac{\partial\zeta}{\partial y} \end{cases}$$

Die Gestaltänderung der Platte wird durch möglichst einfache Näherungsansätze beschrieben, die den Randbedingungen genügen müssen. Als solche werden gewählt:

$$(9)\quad \begin{cases} \xi = \dfrac{f}{a^4b^4}(y^4-2a^2y^2+a^4)(z^4-2b^2z^2+b^4) \\ \eta = c_1(y^4-a^2y^2)(z^2-b^2) \\ \zeta = c_2(z^4-b^2z^2)(y^2-a^2) \end{cases}$$

Der Ansatz für ξ muß wegen der späteren Kombination dem für ξ_0 unter Gl. (1) entsprechen; η und ζ müssen außer am Rande aus Symmetriegründen auch in der Mitte verschwinden. Die Gl. (9) enthalten die drei willkürlichen Konstanten f, c_1 und c_2, die im folgenden nach dem Prinzip der virtuellen

Arbeit zu bestimmen sind. Führt man die Differentialquotienten aus (9) in die Gleichungen (8) und diese hinwiederum in (7) ein, so erhält man für A einen aus 16 Doppelintregalen bestehenden Ausdruck. Nach Ausführung der recht umfangreichen Integrationen, die hier nicht wiedergegeben werden sollen, erhält man für A schließlich den Ausdruck:

$$(10)\quad \begin{cases} A = E\,h\Big\{\dfrac{f^4}{a^3 b^3}\,[0{,}323\,(a^4+b^4)+0{,}151\,a^2 b^2] \\ \quad +f^2[c_1 a^2 b\,(0{,}017\,a^2+0{,}202\,b^2)+c_2 a\,b^2\,(0{,}202\,a^2+0{,}017\,b^2)] \\ \quad +c_1^2 a^7 b^3\,(0{,}0264\,a^2+0{,}453\,b^2) \\ \quad +c_2^2 a^3 b^7\,(0{,}453\,a^2+0{,}0264\,b^2)+0{,}074\,c_1 c_2 a^6 b^6\Big\} \end{cases}$$

Eine virtuelle Gestaltänderung der elastischen Fläche, bei der sich c_1 um δc_1 beziehungsweise c_2 um δc_2 ändert, während f unverändert bleibt, führt zu keiner Arbeitsleistung der Belastung. Deshalb berechnen sich c_1 und c_2 aus den beiden Bestimmungsgleichungen:

$$(11)\quad \begin{cases} \dfrac{\partial A}{\partial c_1} = E\,h\,[f^2 a^2 b\,(0{,}017\,a^2+0{,}202\,b^2) \\ \quad +2\,c_1 a^7 b^3\,(0{,}0264\,a^2+0{,}453\,b^2)+0{,}074\,c_2 a^6 b^6] = 0 \\ \dfrac{\partial A}{\partial c_2} = E\,h\,[f^2 a\,b^2\,(0{,}202\,a^2+0{,}017\,b^2) \\ \quad +2\,c_2 a^3 b^7\,(0{,}453\,a^2+0{,}0264\,b^2)+0{,}074\,c_1 a^6 b^6] = 0 \end{cases}$$

Hieraus ergeben sich die beiden Unbekannten zu:

$$(12)\quad \begin{cases} c_1 = -\dfrac{f^2}{a^5 b^2}\cdot\dfrac{0{,}000\,22\,a^4+0{,}091\,42\,a^2 b^2+0{,}005\,34\,b^4}{0{,}0239\,a^4+0{,}4097\,a^2 b^2+0{,}0239\,b^4} \\ \quad = -\mu_1\dfrac{f^2}{a^5 b^2} \\ c_2 = -\dfrac{f^2}{a^2 b^5}\cdot\dfrac{0{,}005\,34\,a^4+0{,}091\,42\,a^2 b^2+0{,}000\,22\,b^4}{0{,}0239\,a^4+0{,}4097\,a^2 b^2+0{,}0239\,b^4} \\ \quad = -\mu_2\dfrac{f^2}{a^2 b^5} \end{cases}$$

Bei einer Gestaltänderung, die f um δf ändert, während c_1 und c_2 unverändert bleiben, wird von den äußeren Kräften folgende Arbeit geleistet:

$$\sum \mathfrak{P}\,\delta f = \frac{4\,p\cdot\delta f}{a^4 b^4}\int_0^a\int_0^b (y^4-2\,a^2 y^2+a^4)\,(z^4-2\,b^2 z^2+b^4)\,dy\,dz$$

$$(13)\quad = \delta f\cdot 1{,}138\,p\,a\,b.$$

Aus der Bedingung: $\dfrac{\partial}{\partial f}\left(\sum \mathfrak{P}\,\delta f - A\right) = 0$ errechnet sich f zu:

$$(14)\quad f = 1{,}042\,\frac{a\,b}{n}\sqrt[3]{\frac{p\,a\,b}{E\,n\,h}},$$

worin:

$$(15)\quad n^4 = \frac{0{,}0287\,a^8+0{,}5074\,a^6 b^2+0{,}3025\,a^4 b^4+0{,}5074\,a^2 b^6+0{,}0287\,b^8}{0{,}0239\,a^4+0{,}4097\,a^2 b^2+0{,}0239\,b^4}$$

Für die quadratische Platte erhält man:

$$f = 0{,}725\,a\sqrt[3]{\frac{p\,a}{E\,h}},\quad \text{gegenüber}\quad f = 0{,}802\,a\sqrt[3]{\frac{p\,a}{E\,h}}$$

bei der frei aufliegenden Platte.[4]) Für $b = \infty$ ergibt sich:

$$f = 0{,}983\,a\sqrt[3]{\frac{p\,a}{E\,h}}.$$

Die Beanspruchungen ergeben sich aus den Gleichungen:

$$(16)\quad \sigma_y = \frac{2\,G}{m-1}(m\,\varepsilon_y+\varepsilon_z);\quad \sigma_z = \frac{2\,G}{m-1}(m\,\varepsilon_z+\varepsilon_y);\quad \tau_{yz} = G\,\gamma_{yz}$$

Für Plattenmitte ($y = 0$; $z = 0$) werden die beiden Normalspannungen gleich Null. Da dieses Ergebnis der Wirklichkeit kaum entspricht, müßte man die Rechnung für einen neuen Ansatz von η und ζ durchführen. Wie man aus Gleichung (8) erkennt, dürfen die Ansätze neben den notwendigen Randbedingungen nicht noch die überzählige Bedingung $\dfrac{\partial\eta}{\partial y} = 0$ und $\dfrac{\partial\zeta}{\partial z} = 0$ in Plattenmitte erfüllen, wie dies durch die Gleichung (9) tatsächlich geschieht. Für die spätere Betrachtung der mittelstarken Platte interessieren uns jedoch nur die Maximalspannung und die Beanspruchungen am Rande. Diese Werte werden genau genug aus den Ansätzen (9) gewonnen, die nur in der Mitte dem Charakter der elastischen Fläche nicht ganz entsprechen. Der größte Wert für σ_y ergibt sich aus der Bedingung:

$$\frac{\partial\varepsilon_y}{\partial y} = 0 = \frac{\partial\xi}{\partial y}\cdot\frac{\partial^2\xi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\eta}{\partial y^2}.$$

Wie man sich durch Vergleichsrechnung überzeugt, unterscheidet sich der Maximalwert von σ_y an dieser Stelle nicht wesentlich von dem aus der Bedingung $\dfrac{\partial^2\xi}{\partial y^2} = 0$ gewonnenen. Das Maximum tritt also im Wendepunkt der elastischen Fläche auf $\left(y = \dfrac{a}{\sqrt{3}}\ \text{bzw.}\ z = \dfrac{b}{\sqrt{3}}\right)$. Die entsprechenden Spannungswerte berechnen sich zu:

$$(17)\quad \begin{cases} \sigma_y^{max} = (1{,}263-0{,}411\,\mu_1)\,E\,\dfrac{f^2}{a^2} \\ \quad = 0{,}448\,(3{,}08-\mu_1)\,\dfrac{b^2}{n^2}\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2 b^2}{n^2 h^2}}; \\ \sigma_z^{max} = (1{,}263-0{,}411\,\mu_2)\,E\,\dfrac{f^2}{b^2} \\ \quad = 0{,}448\,(3{,}08-\mu_2)\,\dfrac{a^2}{n^2}\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2 b^2}{n^2 h^2}}. \end{cases}$$

Für die quadratische Platte erhält man:

$$\sigma_{max} = 0{,}622\sqrt[3]{E\,p^2\,\frac{a^2}{h^2}}$$

gegen $\sigma_{max} = 0{,}396\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2}{h^2}}$ in Mitte der quadratischen freigelagerten Platte[4]). Für $b = \infty$ ergibt sich:

$$\sigma_{max} = 1{,}131\sqrt[3]{E\,p^2\,\frac{a^2}{h^2}}.$$

Für die Randspannungen ergibt sich analog:

$$(18)\quad \begin{cases} \sigma_y = 2{,}14\,\mu_1\,E\,\dfrac{f^2}{a^2} = 2{,}32\,\mu_1\,\dfrac{b^2}{n^2}\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2 b^2}{n^2 h^2}} \\ \sigma_z = 2{,}14\,\mu_2\,E\,\dfrac{f^2}{b^2} = 2{,}32\,\mu_2\,\dfrac{a^2}{n^2}\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2 b^2}{n^2 h^2}} \end{cases}$$

Der quadratischen Platte entspricht eine Randspannung von $\sigma_y = 0{,}238\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2}{h^2}}$; für $b = \infty$ ergibt sich $\sigma_y = 0{,}459\sqrt[3]{E\,p^2\,\dfrac{a^2}{h^2}}$ Man kann die Spannungen durch einfache Umformung in der Form

$$\sigma_y^{max} = \psi_3\sqrt[3]{p^2\,E\,\frac{a^2}{h^2}}\ \text{und}\ \sigma_y = \psi_4\sqrt[3]{p^2\,E\,\frac{a^2}{b^2}}$$

anschreiben, worin die ψ nur von dem Verhältnis $\dfrac{a}{b}$ abhängen. In Abb. 2 ist der Verlauf der Koeffizienten neben den ψ-Kurven der Biegung dargestellt. Man erkennt, daß die Grenze der Plattenwirkung, wie bei der Biegung, für $\dfrac{a}{b} = \dfrac{1}{2}$ erreicht wird.

Um konsequent zu bleiben, wird ebenso wie bei der Biegung für alle Werte $\dfrac{a}{b} < 0{,}5$ der Grenzwert ψ für $\dfrac{a}{b} = 0{,}5$ eingesetzt. Bei der Verbindung von Biegungs- und Haut-

[4]) Föppl, Drang und Zwang Bd. I, III. Abschnitt.

wirkung bewegt man sich bei dieser Annahme trotz der steigenden ψ auf der sicheren Seite, da, wie aus Gl. (14), (17) und (18) hervorgeht, der entlastende Hautanteil von p mit dem Kubus von f zunimmt, die Spannungen aber mit dem Quadrate von f wachsen.

3. Biegungs- und Hautwirkung.

Die Gesamtbelastung, die eine mittelstarke Platte zu tragen imstande ist, wird durch Zusammensetzen aus den beiden Anteilen gewonnen. Aus Biegung nimmt die Platte bei einem bestimmten Pfeile f auf (Gl. 2):

$$p_1 = \left(1{,}625\,\frac{a^4+b^4}{a^2\,b^2} + 0{,}930\right)\frac{E\,h^3}{a^2\,b^2}\,f$$

aus Hautwirkung:

$$p_2 = 0{,}882\,\frac{n^4\,E\,h}{a^4\,b^4}\,f^3$$

$$(19)\quad p = p_1 + p_2 = \frac{E\,h\,f}{a^2\,b^2}\left[\left(1{,}625\,\frac{a^4+b^4}{a^2\,b^2} + 0{,}930\right)h^2 + 0{,}882\,\frac{n^4}{a^2\,b^2}\,f^2\right]$$

Für die quadratische Platte ergibt sich

$$p = \frac{E\,h\,f}{a^4}\,(4{,}18\,h^2 + 2{,}63\,f^2)$$

für $b = \infty = 2\,a$ (nach den vorhergehenden Ausführungen):

$$p = \frac{E\,h\,f}{a^4}\,(1{,}96\,h^2 + 1{,}27\,f^2).$$

Aus Gleichung (19) findet man f am besten durch Versuchen und erhält mit dem ermittelten Wert folgende zusammengesetzte Höchstspannungen ($b > a$):

Randspannung in Mitte Breitseite:

$$(20)\quad \sigma_R = \frac{E\,f}{a^2}\,(4{,}26\,h + 2{,}14\,\mu_1\,f)$$

Maximalspannung im Wendepunkt:

$$(21)\quad \sigma_y = \frac{E\,f}{b^2}\left[0{,}237\,h + \frac{b^2}{a^2}\,(1{,}263 - 0{,}411\,\mu_1)\,f\right]$$

Bei der mittelstarken Platte ist für die Beanspruchung fast ausschließlich die Biegungsspannung maßgebend [Gl. (20)]. Nur bei verhältnismäßig sehr dünnen Platten erreicht die Beanspruchung aus Gleichung (21), deren zweites Glied die maximale Hautspannung darstellt, die Größe der Biegungsspannungen. Man sieht leicht ein, daß man durch Berücksichtigung der Hautwirkung bei gleichem p unter Umständen mit einer geringeren Plattenstärke auch geringere Spannungen erhält, da die entlastende Wirkung (p_2) mit der dritten Potenz von f wächst. In den Fällen der Praxis (besonders im Schiff- und Dockbau) sind jedoch die kleinsten Blechstärken noch durch mancherlei andere Erwägungen bestimmt (Rostgefahr, Ausknicken bei Längsbeanspruchungen, Abnützung u. a.), sodaß dadurch von selbst die Höhe der mitzurechnenden Hautwirkung begrenzt wird. Trotzdem wird man in vielen Fällen wesentliche Materialersparnis erzielen können.

In der nebenstehenden Tabelle sind für einige Ausführungen die Beanspruchungen aus Fall 1 und Fall 3 gegenübergestellt. Außerdem wurden zum Vergleich die im Schiffbau gern benützten Werte von Pietzker[5]) und die Beanspruchungen nach Dr.-Ing. Marcus mitaufgeführt. Bei Schotten und Sicherheitsdecks (II) ist eine Überschreitung der Proportionalitäts-

Tabelle I.

	p kg/cm²	h cm	2a:2b cm	Spannungen bei reiner Biegung: Pietzker	Dr. Marcus	(Gl. 5) kg/cm²	Biegungs- und Hautwirkung
I	1,02	1,5	120:120	2090	1895	1660	1535
II	1,45	1,2	120:120	4640	4200	3690	2920
III	0,275	0,8	120:240 (∞)	3090	3110	3280	2110
IV	0,80	1,2	120:180	3560	3710	3520	1530

grenze nicht gefährlich, wenn sie sehr selten Beanspruchungen erfahren. Denn durch die Überanstrengung des Materials nimmt die Platte eine bleibende Tonnenblechform an, welche die Hautwirkung erhöht und bewirkt, daß bei Wiederholung der Belastung die Spannung nur mehr die Proportionalitätsgrenze erreicht. In Tabelle II sind die Koeffizienten μ_1 und $\frac{n}{b}$ in ihrer Abhängigkeit von $\frac{a}{b}$ angegeben.

Tabelle II.

$\frac{a}{b}$	μ_1	$\frac{n}{b}$
0,5	0,221	1,094
0,6	0,219	1,120
0,7	0,218	1,156
0,8	0,216	1,201
0,9	0,214	1,255
1,0	0,212	1,314

[5]) Pietzker, Festigkeit der Schiffe, S. 46.

EINSTURZ EINER RABITZDECKE.

Von Ministerialrat Professor Walther Knapp, Darmstadt.

Am Nachmittag des 24. Dezember v. J., also gerade zur Zeit des größten Personenverkehrs, stürzte in der zwischen der Schalterhalle und den Bahnsteigen gelegenen Halle des Hauptbahnhofs in Darmstadt die Rabitzdecke plötzlich und ohne vorher erkennbare Anzeichen mit lautem Getöse herunter; es muß geradezu als ein Wunder bezeichnet werden, daß dieser Unfall ohne tödliche Folgen abging, was nur daraus zu erklären ist, daß er sich zufällig gerade in einer Pause zwischen den ein- und auslaufenden Zügen ereignet hat. Immerhin sind eine ganze Anzahl von Verletzungen hierbei vorgekommen.

Die betreffende Halle hat eine Länge von 16,40 m bei einer Breite von 9,00 m und war mit einem hölzernen Dachbinder nach nebenstehender Abb. 1 überdeckt. Der Zwischenraum zwischen den Binderuntergurten und den zwischengelegten Unterzügen und Querbalken war mit Lehm ausgestakt und darunter die Rabitzdecke an Stahlkloben aufgehängt. Die Entfernungen dieser Stahlkloben betrugen im Mittel 0,80/0,50 m, ihre Länge etwa 6,5 cm, die Stärke der Rabitzdecke 4—6 cm. Die Angaben über die ursprünglich ausgeführte Lehmstakung gehen weit auseinander, sie schwanken zwischen 8 und 15 cm. Die ganze Konstruktion wurde im Jahr 1913 ausgeführt. Nach den unwidersprochenen Angaben mehrerer Zeugen hat sich bereits unmittelbar nach der Aufhängung der Rabitzdecke eine sehr starke Durchbiegung des hölzernen Dachstuhls eingestellt, so daß die Dachbinder und die daran angehängte Rabitzdecke wieder künstlich durch

Winden in die Höhe gezogen wurden und, da man eine Überlastung des Dachstuhls befürchtete, die damals ausgeführte Lehmstakung entfernt wurde.

Die meisten der nach Abb. 2 in die hölzernen Balken eingeschlagenen Stahlkloben wurden bei dem Sturz der Decke

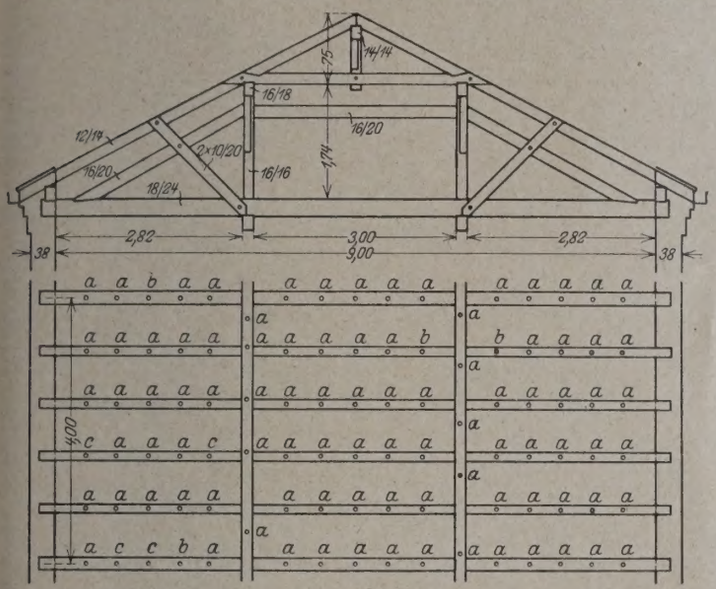


Abb. 1.

mit herausgerissen, einige von den steckengebliebenen Kloben wiesen feine Haarrisse im Ansatz des Klobens (Abb. 3) auf, bei anderen war der eigentliche Haken überhaupt nicht mehr vorhanden; aus der Bruchstelle kann der Schluß gezogen werden, daß sie wohl bei der Aufhängung bereits abgeplatzt waren. Im allgemeinen war die Aufhängung selbst, insbesondere die Herstellung des Drahtnetzes für die Rabitzdecke sehr sorgfältig und gewissenhaft ausgeführt.

Die Feststellung der Unfallursache, mit der der Verfasser beauftragt worden war, war insofern nicht leicht, als die ganze Rabitzmasse in einem Zusammenhang heruntergestürzt war und wegen der zum Teil darunter befindlichen Personen sofort abgeräumt werden mußte. Zunächst wurde eine genaue Untersuchung des Dachstuhls vorgenommen. Es ergab sich, daß derselbe nicht, wie ursprünglich vermutet wurde, etwa durch eindringenden Regen beschädigt war. Wohl aber konnte festgestellt werden, daß die einzelnen Holzverbindungen sich zum Teil sehr stark ineinander eingefressen hatten, wohl eine Ursache

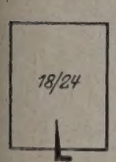


Abb. 2.

Abb. 3.

der vorstehend bereits erwähnten Durchsenkung. Die statische Untersuchung des Dachstuhls ist insofern nicht unbedingt zuverlässig, als gerade die Angaben über die Belastung durch die Lehmstakung sehr stark voneinander abweichen. Bei der ungünstigsten Annahme mit einer Stärke dieser Stakung von 16 cm ergibt sich allerdings eine teilweise Überlastung des Spannriegels, der insbesondere hinsichtlich seiner Knicksicherheit nicht ganz einwandfrei erscheint. Mag dem aber sein wie ihm wolle: Festgestellt ist, daß der Dachbinder sich durchbog und daß nachher der Dachstuhl mit der daran aufgehängten Rabitzdecke wieder in die Höhe gewunden wurde. Es ist sehr leicht möglich, daß hierbei einige der Drahtschlingen, mit denen das Rabitznetz an den Stahlkloben aufgehängt war, sich gelöst haben oder aus den Haken herausgerutscht sind. Nur so kann m. E. erklärt werden, daß eine Anzahl von Haken noch unversehrt in den Holzbalken stecken geblieben waren, wenn man nicht annehmen will, daß an diesen Haken überhaupt keine Befestigung der Decke erfolgt ist, wogegen aber die allgemein sorgfältige Herstellung der gesamten Decke spricht. Als weiterer unglücklicher Zufall kommt hinzu, daß, wie vor bereits erwähnt, bei einigen wenigen Haken die Köpfe voraussichtlich durch verkehrtes Einschlagen abgebrochen waren. Dadurch wurden natürlich die den einzelnen Stahlkloben zugewiesenen Lasten an einzelnen Stellen wesentlich vergrößert.

Ungünstig wirkte natürlich auch das für die Kloben gewählte Material, denn es ist eine bekannte Tatsache, daß die Stahlkloben außerordentlich glatte Wandungen und infolgedessen eine geringe Haftfestigkeit im Holz besitzen. Ebenso ungünstig ist naturgemäß die Art der Befestigung der Kloben in den Holzbalken, die von unten in die Balken eingeschlagen waren und infolgedessen natürlich viel weniger Widerstand dem Herausziehen leisteten, als wenn sie seitlich eingeschlagen worden wären. Daß die Holzkonstruktion des Dachbinders im Laufe der vergangenen 14 Jahre stark austrocknete, ist selbstverständlich und hat weiter zu einer Lockerung der Verbindung beigetragen. Bei den damals angestellten Untersuchungen hat der Verfasser dieses Artikels an einem der noch steckengebliebenen Stahlkloben vermittels einer Drahtschlinge eine Belastung angehängt, die etwas mehr als die rechnungsmäßige Last eines solchen Hakens betrug. Solange die Last ruhig hing, haben die Haken sie getragen; sobald aber mit dem Gewicht nur eine verhältnismäßig geringe Schwingung ausgeführt wurde, löste sich der Haken glatt aus dem Holz. Wenn man also bedenkt, daß die Haken bei den ein- und auslaufenden Zügen ständigen Erschütterungen unterworfen waren, so ist aus den vorstehenden, im einzelnen aufgeführten Umständen der Einsturz der Decke wohl zu erklären.

Auch hier hat es sich wie bei fast allen Unfällen erwiesen, daß nicht eine einzelne Ursache an dem Unfall die Schuld trägt, sondern daß es das Zusammenwirken einer großen Anzahl unglücklicher Umstände gewesen ist, die das bedauerliche Ereignis herbeigeführt haben.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Untersuchungen mit schiefen Gewölben.

Nach „Public Roads" Vol. 6, vom November 1925.

Beim Entwurf von schiefen Gewölbebrücken ging man früher von der Annahme aus, daß die Verteilung der Kräfte in einem schiefen Bogen ähnlich sei wie in einem rechtwinkligen, wenn man als Spannweite die Entfernung der Widerlager in der Brückenachse gemessen einsetze. Dabei stützte man sich auf Rankine und andere Lehrer des Brückenbaues.

Diese Annahme erwies sich als falsch, als man den Ursachen des Einsturzes einer extrem schiefen Brücke zu Bendigo in Australien im Mai 1903 nachforschte. Eine gutachtliche Berechnung der Formänderungen des schiefen Bogens ergab, daß bei Annahme einer geringen elastischen Eindrückung des Scheitels die Verbindungslinie AC der Ecken an den stumpfen Winkeln sich doppelt so stark verkürzen mußte, als die Strecke AB oder eine Parallele zu AB (Abb. 1). Die daraus zu folgernde stärkere Beanspruchung in dieser Richtung fand durch den Befund der eingestürzten Brücke ihre Bestätigung darin, daß an den Punkten A und C der sonst gute Beton vollständig pulverisiert war.

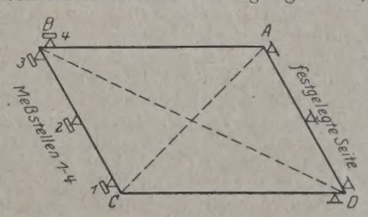


Abb. 1.

Im Anschluß daran vereinzelt unternommene Untersuchungen an Gummi- und auch an Betonmodellen ließen alle erkennen, daß die Resultierende der Widerlagerreaktionen nicht in der Brückenachse lag, sondern sich mehr gegen die stumpfen Winkel richtete.

Der Mangel an auswertbaren Untersuchungen und die gelegentliche Notwendigkeit, schiefe Bogenbrücken im Straßennetz zu

erbauen, veranlaßte das U. St. Bureau of Public Roads (das amerikanische Straßenbauamt) in Washington Versuche zur Aufklärung über die Verteilung der Widerlagerkräfte bei schiefen Brücken in Angriff zu nehmen.

Die Untersuchungen wurden an Eisenbeton-Bogenmodellen mit gleicher schiefer Spannweite von 2,13 m, einem Stich von 0,43 m, 1,37 m Breite und einer Scheitelstärke von 5 cm durchgeführt. Es wurden 4 Bogen geprüft mit Winkeln von 15°, 30°, 45° bezw. 60°.

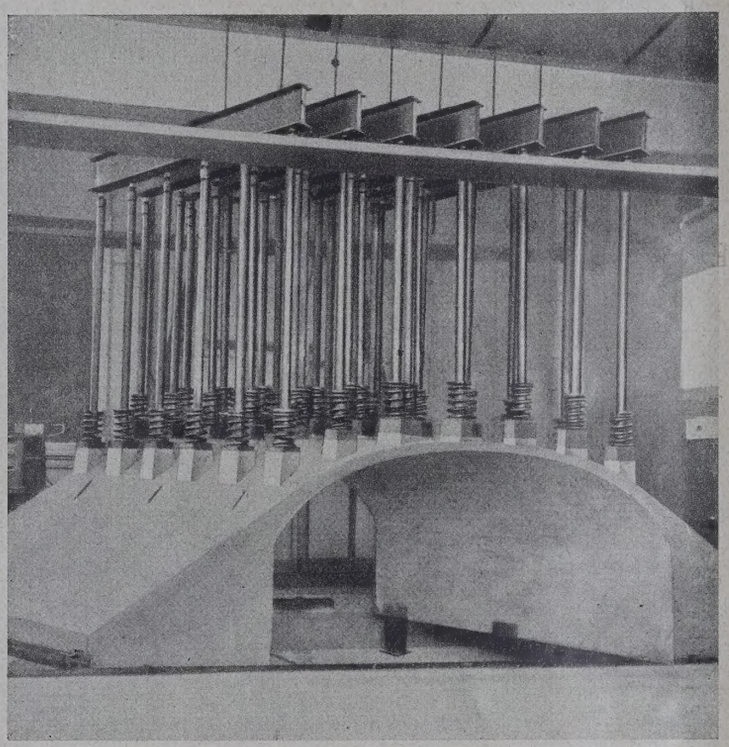


Abb. 2. Modellbogen mit der Versuchsapparatur.

auf das der vorgesehenen Teillast entsprechende Maß zusammengedrückt war. Die Zusammendrückung wurde mit Hilfe eines beweglichen Nonius, der auf der Achse der Feder saß, an einer festen Skala abgelesen, wobei die Genauigkeit 0,25 mm oder 4,5 kg betrug (Abb. 2).

Der Bogen war an den Kämpferlinien abgeschnitten und an einem Ende mit Kugellagern an 3 Punkten, in der Mitte und an beiden Seiten, in vertikaler und horizontaler Richtung vollkommen unverrückbar gegen den Boden abgestützt bezw. gegen einen starren Eisenbetonrahmen, der das ganze Modell umgab. An den entsprechenden drei Punkten des andern Kämpfers waren Meßdosen mit Hebelarmen des Verhältnisses 1 : 16 eingebaut (s. Abb. 1). Diese Hebelarme bestanden aus Schienen, die vermittels Schneiden am einen Ende auf dem Boden, am andern auf der Meßdose gelagert waren. Die zu

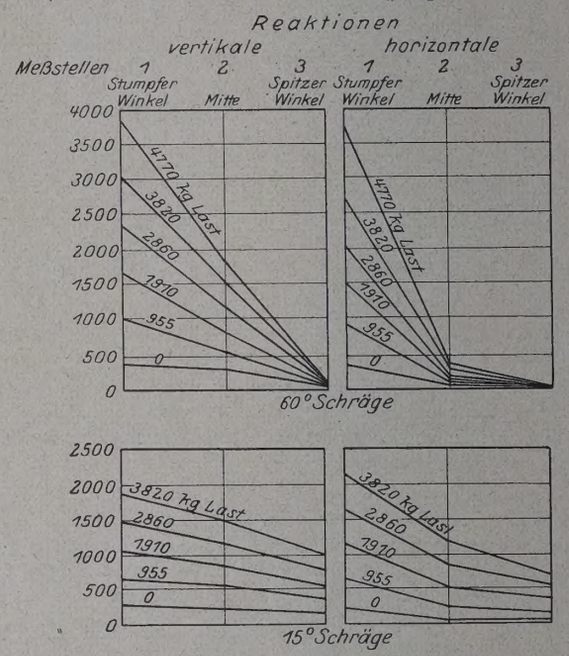


Abb. 3. Vertikale und horizontale Reaktionen am stumpfen Winkel, in der Mitte und am spitzen Winkel der 15° und 60° schrägen Bogen.

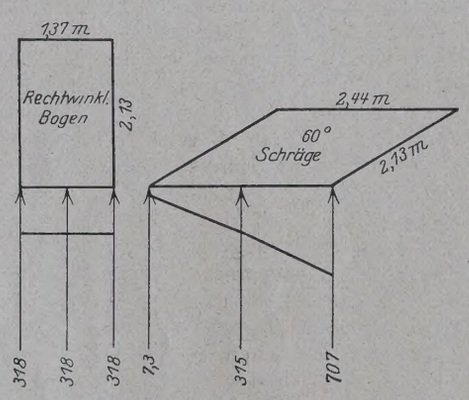


Abb. 4. Mittlere vertikale Drücke entsprechend einem Lastzuwachs von 955 kg auf den halben Bogen.

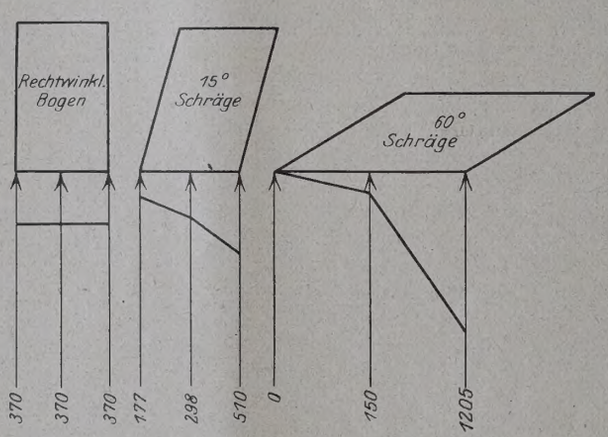


Abb. 5. Mittlere horizontale Drücke entsprechend einem Lastzuwachs von 955 kg auf den halben Bogen.

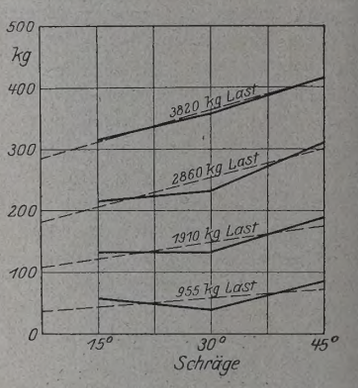


Abb. 6. Mittlere seitliche Kräfte gegen die Ansichtsfläche am spitzen Winkel.

Als schiefer Winkel wird der Winkel betrachtet, den die Achse der überbrückten Öffnung mit der Senkrechten zur Brückenachse bildet. Das Mischungsverhältnis des Betons war 1 : 3.

Von Interesse sind neben den Ergebnissen die Methoden der Aufbringung gleichförmig verteilter Last und der Messung der horizontalen und vertikalen Auflagerdrücke unter Wahrung der Unverschieblichkeit der Kämpfer.

Die Apparatur zur Belastung der Modellbogen bestand aus einer Lage I-Träger, die vermittels Eisenrohren, welche sich am unteren Ende auf geeichte Spiralfedern stützten, an 42 symmetrisch gelegenen Punkten den Bogen belasteten. Nach oben stützten sich die I-Träger auf einen genau über der Achse des Bogens liegenden schweren Balken, der seinerseits, in vertikaler Richtung verstellbar, gegen die Decke abgestützt war. Die Aufbringung der Last geschah in der Weise, daß der Bogen zunächst durch Absenken der ganzen Apparatur nahezu die beabsichtigte Last erhielt. Die Feineinstellung erfolgte sodann durch Herabschrauben der Eisenrohre, bis jede Spiralfeder messende Kraft wirkte durch eine Kugel ⌀ 2 cm derart auf den Hebelarm, daß auf die Meßdose $^1/_{16}$ der Kraft entfiel. Die Einsenkung der Meßdosenmebrane betrug nur 0,01 mm, die des Widerlagerpunktes also nur den sechzehnten Teil, womit die Bedingung der Kämpferunverschieblichkeit als erfüllt angesehen werden konnte. In ähnlicher Weise wurde das beim Versuch mit dem 60° Bogen festgestellte Bestreben des Modells, sich zu verdrehen, durch Messung der an den spitzen Winkeln seitlich wirkenden Kraft verfolgt.

Die durch selbstschreibende Spannungsmesser, je drei an der inneren und äußeren Leibung des gemessenen Endes, verfolgten Formänderungen und Spannungen konnten nur als relative Größen zur Kontrolle der Reaktionsmessungen verwendet werden.

Die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 3, 4, 5 und 6 aufgetragen. Die dargestellten Werte sind Mittelwerte aus 6—13 Lastwiederholungen. Die größten Abweichungen vom Mittelwert betragen etwa 6—7%. Mit den größten Fehlern sind wegen ihrer Kleinheit naturgemäß die Messungen der seitlichen Kräfte behaftet.

Aus den Abbildungen ist zu ersehen, daß die vertikalen Auflagerdrücke linear vom spitzen Winkel nach dem stumpfen Winkel zunehmen. Analog dazu wachsen auch die horizontalen Auflagerdrücke von einem Minimum am spitzen Winkel bis zu einem Maximum am stumpfen Winkel. Das Verhältnis der gemessenen Drücke entlang der Kämpferlinie ist für dieselbe Schräge des Bogens bis auf kleine Abweichungen infolge Ungenauigkeiten des Versuchs bei veränderter Lastgröße konstant, und verändert sich mit wachsendem Winkel der Schrägen derart, daß die Resultierende mehr gegen den stumpfen Winkel vorrückt. Die Summe der Vertikaldrücke ergab sich, wie zu erwarten war, bei den Bogen aller Schrägen zu einer Größe gleich der halben Bogenlast; der in der Mitte des Kämpfers gemessene Druck blieb konstant gleich einem Drittel dieser Last (s. Abb. 4). Auch die Summe der horizontalen Widerstandskräfte wird für die verschiedenen Schrägwinkel bei gleicher Last konstant, wenn man sie durch Division mit dem cos. des schiefen Winkels auf die Basis einer gleichen normalen Spannweite bringt. In Abb. 5 sind die reduzierten mittleren Werte dieser Drücke, die einem Lastzuwachs von 955 kg entsprechen, für die Schrägen von 15° und 60° aufgetragen. Die seitlichen Kräfte sind in ihrer Abhängigkeit von der Schräge des Bogens und der Lastgröße aus Abb. 6 zu ersehen. Diese Kräfte wirken gegen die Ansichtsflächen am spitzen Winkel und wachsen mit dem Grad der Schiefwinkligkeit.

Zur vollständigen Beantwortung der mit diesen Untersuchungen angeschnittenen Fragen genügen die vorläufigen Ergebnisse noch nicht. Beispielsweise ist zu vermuten, daß von einer bestimmten Kleinheit des Verhältnisses von Brückenbreite zur Spannweite an bei den spitzen Winkeln negative Auflagerdrücke entstehen werden und die positive Beanspruchung an den stumpfen Winkeln sich dementsprechend um so größer ergeben wird. Erst eine Reihe von weiteren Versuchen, welche die hier konstant gehaltenen Abmessungen und Verhältnisse variieren müßten, könnte die Grundlagen zur Annahme der Zusammenhänge abgeben, die für den Entwurf von derartigen schiefen Bogenbrücken notwendig wäre.

Dipl.-Ing. Merkle, Karlsruhe.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Konjunktur in der Bautätigkeit.

(Schluß von Seite 558.)

Die Aufstellung gibt einen Anhaltspunkt zur Beurteilung dafür, in welchem Rahmen sich die Neubaufinanzierung vollzieht. Hingen vor dem Kriege nur 36% der Bautätigkeit von der Initiative der öffentlichen Stellen (einschl. der Selbstverwaltungskörper und gemischtwirtschaftlichen Gesellschaften) ab, so ist heute dieser Prozentsatz ein sehr viel höherer, weil nahezu der ganze Wohnungsbau auf der öffentlichen Subvention beruht. Schätzungsweise wird aus dem Betrag von 650 Millionen Mark Hauszinssteuerhypotheken und aus sonstigen behördlichen Beihilfen die Hälfte des ganzen Wohnungsbauaufwandes bestritten. Dieser betrug im Jahre 1925 für erstellte 140 000 Wohnungen einschl. Grund- und Aufschließungskosten rd. 1700 Millionen Mark. Man kann also an Hand der oben angegebenen Anteile sagen, daß 36 + 21 = 57% aller Baugelder durch die Hand der öffentlichen Stellen fließen, womit aber durch Heranziehung zusätzlicher privater Hypotheken und Gelder 42% + 36% oder rd. ¾ der ganzen Neubautätigkeit ermöglicht wurde.

Für die heutige Situation am Baumarkte zeigt sich im Hinblick auf die einzelnen Auftragsgruppen folgendes: Trotz der allgemeinen, seit dem Winter andauernden Geldflüssigkeit, und obwohl die inländische Emissionstätigkeit an Schuldverschreibungen und Aktien nach mehrmonatiger Stockung im ersten Vierteljahr 1926 bereits wieder 90% derjenigen im gleichen Quartal des Vorjahres erreichte, ist eine der Jahreszeit entsprechende Besserung am Baumarkt noch nicht eingetreten. Auffallend ist insbesondere, daß nach neueren Berichten die Inanspruchnahme der 200 Millionen Mark Zwischenkredite für Wohnungsbauzwecke (damit auch die der Hauszinssteuerhypotheken) langsamer fortschreitet, als man es bei Einleitung der Aktion des Reiches ins Auge gefaßt hatte. Eine Komponente des Rückganges beruht also auf dem Zurückbleiben des Wohnungsbaues.

Das Nachlassen der Bautätigkeit der Industrie dagegen ist nicht verwunderlich, wenn man berücksichtigt, daß die Erweiterungs- und Umstellungsbauten des Vorjahres direkt und indirekt durch die amerikanischen Kredite gefördert wurden (ca. 4,5 Milliarden, wovon 1,2 Milliarden fundierte), die zum großen Teil der Industrie zuflossen. Einem derartigen Kapitalstrom, demgegenüber die in der Industrie verbauten Beträge gar nicht sehr ins Gewicht fielen, hat das Jahr 1926 nicht Entsprechendes an die Seite zu stellen. Bei der großen Geldflüssigkeit handelt es sich offenbar nicht so sehr um eine Kapitalbildung für den Anlagemarkt, die dem Bauen nachhaltig zugute käme, sondern um ein zeitweiliges Freiwerden von Betriebsmitteln oder von Betriebskrediten infolge Einschränkung der Lager und der Produktion. Ein Drang zur Erweiterung der Anlagen liegt bei der unvollständigen Inanspruchnahme der Produktionskapazität vorläufig noch nicht vor; der Zwang zur Umstellung betrifft in den meisten Industrien mehr die Maschinen- und Transportanlagen als die Gebäude.

Eine gewisse Kontinuität der Bautätigkeit scheint nur in den Ausführungen der öffentlichen Stellen vorzuliegen, insofern diese bestrebt waren, angesichts der wirtschaftlichen Depression ihre Aufträge etwas früher in der Jahreszeit hinauszubringen als in den sonstigen Budgetjahren. Wieweit dies gelungen ist, ist mangels einer Statistik nicht durchsichtig, noch weniger ist zu erkennen, inwieweit die Gesamtsummen der öffentlichen Budgets den entsprechenden Beträgen des Vorjahres nahekommen werden. Es ist wahrscheinlich, daß sie diese nicht erreichen. Das Jahr 1925 bot auch hier außerordentlich günstige Bedingungen, da zu den Steuerüberschüssen von 1924/25 auch die Gelegenheit zu ausländischen Anleihen hinzutrat, von der für werbende Anlagen mehrfach Gebrauch gemacht wurde. Die jetzt in den Vordergrund getretene Frage des Steuerabbaues, der größeren finanziellen Verantwortlichkeit der Gemeinden und der behördlichen Sparsamkeit wird sich möglicherweise gegen die Neuanlagetätigkeit kehren, bei welcher Abstriche am bequemsten vorzunehmen sind.

Zusammenfassend kann man also sagen, daß bei der Industrie und den Bauausführungen der öffentlichen Stellen Anzeichen einer weiteren Belebung, die über die Saisonerscheinungen hinausgeht, nicht zu erkennen sind. Eher wäre eine solche beim Wohnungsbau denkbar, da dieser die Mittel, die ihm von den öffentlichen Stellen zur Verfügung gestellt werden, noch nicht in entsprechendem Maße in Anspruch genommen haben dürfte. Auf wirtschaftspolitischem Wege wird sich das Baujahr 1926 bei der vorgeschrittenen Jahreszeit nicht mehr beeinflussen lassen; Strebungen dieser Art können erst eine spätere Zeit erfassen. Alles in allem scheint die Lage durch eine Bemerkung in einer Veröffentlichung des Institutes für Konjunkturforschung richtig gekennzeichnet: Demnach befindet sich die deutsche Wirtschaft seit 1924 in einer Umstellungskrise, durch die eine längere Depression bedingt ist, die jedoch durch eine dem ausländischen Kapitalzufluß zu dankende kurze Konjunktur unterbrochen wurde. Unter diesen Umständen ist also besonders hinsichtlich der Bautätigkeit nicht anzunehmen, daß das Spiel der Kräfte den relativ befriedigenden Beschäftigungsgrad von 1925 vor Ablauf längerer Zeit wieder herbeiführen wird.

Reg.-Baum. a. D. R. Müller.

Weitere Mittel für die Vollendung des Mittellandkanales. Für die Fortsetzung der Bauarbeiten des Weser-Elbe-Kanales (Mittellandkanals) von Hannover bis Peine waren im Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung für das am 1. April 1926 beginnende Rechnungsjahr 8,8 Millionen und vom Land Preußen weitere 4,4 Millionen bereitgestellt, so daß zunächst insgesamt 13,2 Millionen zur Verfügung standen. Es wurde dadurch möglich, die Schleusenbauten zwischen Hannover und Peine fortzusetzen und die an der Verbindung mit der Stadt Peine noch fehlende Verbindungsstrecke von rd 5 km Länge einschließlich der Brücken und Dücker in Angriff zu nehmen. Nachdem das Land Preußen schon im April 1926 einen weiteren Betrag von 22 832 000 RM im Nachtragsetat zur Verfügung gestellt hatte, konnten weitere Arbeiten auf der Strecke Hannover und Peine mit dem Zweigkanal nach Hildesheim, am Ihle-Plauer-Kanal und am Oberspreekanal in Angriff genommen werden.

Am 5. Juli 1926 lag dem Preußischen Landtag wiederum ein Gesetzentwurf vor, durch den weitere rd 32,8 Millionen M für die Vollendung des Mittellandkanals bereitgestellt werden sollen. In der Aussprache wurde von den Vertretern der verschiedenen Parteien übereinstimmend gefordert, daß die Arbeiten am Kanal östlich von Peine und die Vorarbeiten für den Ausbau des Südflügels, d. h. für die Saalekanalisierung mit dem Bau der Stichkanäle nach Staßfurt und Leipzig, für den Elbausbau von der Saalemündung bis nach dem Kanalabstieg bei Hohenwarthe a. E. und für den Bau von zwei Thüringer Saaletalsperren in Angriff genommen und gegebenenfalls die notwendigen Mittel durch eine weitere Kreditvorlage angefordert werden. Der Berichterstatter teilte mit, daß bei der Reichswasserstraßenverwaltung die Absicht bestehe, die Arbeiten planmäßig, d. h. innerhalb 6 Jahren, und systematisch fortzusetzen. Preußen müsse auf die schnelle Durchführung des Projektes, zu dem es insgesamt 130 Millionen beizusteuern habe, um so größeren Wert legen, da es sich seinen Provinzen gegenüber verpflichtet habe, die zur Verfügung gestellten Beträge sofort zu verzinsen. Die intensive Förderung des Baues, der den westlichen mit dem östlichen Schiffahrtsverkehr verbinden soll, sei im übrigen hervorragend geeignet, die Erwerbslosigkeit zu lindern.

In der Diskussion wurde weiterhin dringend gefordert, daß die Preußische Regierung hinsichtlich der schnellen Förderung der Arbeiten auf die Reichsregierung einwirken und die Initiative ergreifen solle. Die Mitteilung, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft in einem an die Reichsregierung gerichteten Schreiben gegen den Kanalbau Stellung genommen habe, wurde mit Befremden zur Kenntnis genommen. Es wurde für ganz ungewöhnlich bezeichnet, daß eine Reichsgesellschaft sich gegen ein Projekt ausspricht, das schon vor 20 Jahren für kulturnotwendig bezeichnet worden ist. Der Ansicht der Reichsbahngesellschaft, daß an eine Verkehrssteigerung nicht zu denken sei, könne nicht beigepflichtet werden. Wenn die Jahre des Bauen erst vorüber seien, würden sich die wirtschaftlichen Aussichten sicherlich gebessert haben. Zuvor gelte es aber, Verkehrswege, die der Wirtschaft dienen, zu bauen. Der Mittellandkanal werde nicht nur das Bindeglied zwischen dem Osten und Westen Deutschlands, sondern ganz Europas darstellen.

Zwei Entschließungen, in denen die Preußische Regierung ersucht wird, darauf hinzuwirken, daß neben der Fortsetzung der Bauten an dem Hauptstück des Mittellandkanales die Vorarbeiten für den sogenannten „Südflügel" unverzüglich in Angriff genommen werden und den auf Preußen entfallenden Anteil der hierfür aufzubringenden Mittel in Höhe von 32,8 Millionen M bereitzustellen, wurden im Plenum einstimmig in zweiter und sofort anschließend auch in dritter Lesung verabschiedet.

Die Reichsbahn und die produktive Erwerbslosenfürsorge. Zwischen dem Reichsarbeitsministerium und der Hauptverwaltung der Reichseisenbahngesellschaft schweben seit längerer Zeit Verhandlungen über die Unterstützung der produktiven Erwerbslosenfürsorge durch Vergebung von Großstadtarbeiten seitens der Reichsbahn. Schon bis jetzt wurden mehrfach vom Reiche Darlehen an die Reichsbahn gegeben, soweit diese sich für die Ausführung ihrer Arbeiten Erwerbslose zuweisen ließ. Die jetzigen Verhandlungen bezwecken eine Erweiterung dieses Vorgehens in der Form, daß die Reichsbahn die Ausführung von Arbeiten anordnen soll, die an sich nicht im Rahmen des Bauprogramms als nächste und dringlichste Aufgaben enthalten sind. Das Reich hat sich erboten, für derartige Arbeiten, soweit bei ihnen Erwerbslose beschäftigt werden, eine Erleichterung der Zinsen sicherzustellen, falls die Reichsbahn zu diesem Zwecke Darlehn aufnimmt. Die Verhandlungen hierüber, an denen auch das Reichsfinanzministerium beteiligt ist, werden fortgeführt.

Reichswohnungskredit und Baunormung. Sitzung des Typenausschusses für Wohnungsbau. In diesen Tagen hat der vom Reichsarbeitsministerium im Einvernehmen mit dem Reichsrat bestellte Typenausschuß für den Wohnungsbau seine erste Sitzung abgehalten. Der Ausschuß verfolgt den Zweck, Musterpläne für Wohntypen aufzustellen, die den an die Gewährung der Hauszinssteuer geknüpften Bedingungen entsprechen und die zugleich bei der Gewährung des 200 Millionen-Reichskredites für den Kleinwohnungsbau Berücksichtigung finden sollen. Der Ausschuß hat zunächst seinen Arbeitsplan aufgestellt, der insbesondere Untersuchungen über Baufinanzierung, Preisgestaltung und Bodenbeschaffung einerseits, Baustoffragen und Plangestaltung andererseits umfaßt. Die Baustoffragen wird der Ausschuß am 26. Juli in einer Sitzung in Düsseldorf behandeln. Nach diesen vorbereitenden Arbeiten muß es als sehr fraglich angesehen werden, ob die Vorschläge und Ergebnisse des Normenausschusses nicht für die diesjährige Bausaison zu spät kommen werden. Die Normungsbestrebungen des Reichsarbeitsministeriums dürfen jedenfalls nicht dazu führen, die Wohnungsbautätigkeit zu behindern oder zu verzögern.

Die Ergänzung der behördlichen Lieferbedingungen durch Bestimmungen über Ringbildung. Nach dem Gutachten des Vorl. Reichswirtschaftsrates zu Artikel II des Gesetzentwurfes betr. Preisabbau sollte die Angelegenheit der Maßnahmen gegen Ringbildung gelegentlich der Reform der Kartellverordnung geprüft werden. Unter Bezugnahme auf die Ausführungen des Reichswirtschaftsministers in der Sitzung des Reichsrates vom 20. Mai fand am 9. Juni eine Aussprache mit dem Reichswirtschaftsminister statt, an der sich Vertreter des Reichsverbandes der Deutschen Industrie und des Reichsverbandes des Deutschen Handwerks beteiligten. In dieser Aussprache nahm der Minister Bezug auf seine Erklärungen im Reichsrat. Es gab zu, daß sich inzwischen die wirtschaftlichen Verhältnisse stark zu ungunsten der Anbieter geändert hätten, so daß man von einer Machtstellung eines Ringes der Submittenten nicht mehr reden könne. Er verschloß sich nicht der Notwendigkeit einer generellen Regelung des Verdingungswesens und stellte in Aussicht, die Frage im Wirtschaftsenquete-Ausschuß eingehend prüfen zu lassen. Seitens der Vertreter der Industrie wurde aber hervorgehoben, daß es bis zur endgültigen Regelung der Angelegenheit darauf ankomme, den internen Erlaß des Reichsfinanzministeriums vom 3. August 1925 für die Beteiligten tragbar zu gestalten. Über die Vorschläge, die hierzu seitens der Industrie und des Handwerks vorliegen, soll in Kürze eine Aussprache der beteiligten Ministerien mit den Spitzenverbänden von Industrie und Handwerk stattfinden.

Verlängerte Kündigungsfristen für ältere Angestellte. In seiner letzten Sitzung vor den Ferien am 2. Juli 1926 hat der Reichstag einstimmig ein Gesetz verabschiedet, welches die bisher bestehenden gesetzlichen Kündigungsfristen für Angestellte, soweit sie der Angestelltenversicherungspflicht unterliegen, in weitgehendem Maße ausdehnt. Der Inhalt des Gesetzes, welches rückwirkend ab 15. Mai d. Js. in Kraft treten soll, ist im wesentlichen folgender:

Einem Angestellten, der der Angestelltenversicherungspflicht unterliegt oder ihr unterliegen würde, wenn sein Jahresarbeitsverdienst die im Angestelltenversicherungsgesetz vorgesehene Grenze von 6000 M nicht überschreiten würde und der in einem Betriebe mit mehr als 2 Angestellten beschäftigt wird, darf nach 5 Dienstjahren nur mit dreimonatiger Kündigungsfrist zum Schlusse eines Kalendervierteljahres gekündigt werden. Nach 8 Dienstjahren beträgt die Kündigungsfrist 4 Monate, nach 10 Dienstjahren 5 Monate, für einen Angestellten mit 12 Dienstjahren 6 Monate. Dabei werden die oben im einzelnen angegebenen Dienstjahre erst vom 25. Lebensjahre des betreffenden Angestellten an gerechnet, so daß also ein Angestellter, der seine Dienstzeit mit dem 25. Lebensjahr beginnt, mit dem 30. Lebensjahr die dreimonatige Kündigungsfrist genießt, wenn er eine ununterbrochene fünfjährige Dienstdauer in dem Betrieb zurückgelegt hat; ein Angestellter, der dagegen beispielsweise seine Dienstzeit mit dem 20. Lebensjahr beginnt, kommt in diesem Falle gleichfalls erst mit dem 30. Lebensjahr in den Genuß der dreimonatigen gesetzlichen Kündigungsfrist usw.

Die gesetzlichen Bestimmungen über die Möglichkeit einer fristlosen Auflösung des Dienstverhältnisses werden durch diese Bestimmungen nicht berührt.

Zu den schwebenden Fragen der Bauwirtschaft. Beschlüsse der Tagung des Bundes Deutscher Architekten. Beim Bundestag des Bundes Deutscher Architekten B. D. A. in Düsseldorf wurde am 27. Juni eine Anzahl von Beschlüssen zu den Wirtschaftsfragen des Baugewerbes gefaßt. Verlangt wird unter anderem: Ausreichende Vertretung der freien Berufe im Reichswirtschaftsrat mit dem Recht, die Vertreter selbst vorzuschlagen, beschleunigter Aufbau von Architektenkammern, Anerkennung der neuen Gebührenordnung durch die Regierung, Förderung der Bautätigkeit durch beschleunigten Abbau der Wohnungszwangswirtschaft und Anpassung der Mieten des Althausbesitzes an die der Neubauten. Dabei ist für eine gewisse Übergangszeit dem Mieter ein besonderer Schutz zuzubilligen. Ferner Aufstellung eines befristeten Wohnungsbauprogrammes für das ganze Reich; rechtzeitige Bewilligung der Mittel zwecks gründlicher Vorbereitung der Bautätigkeit. Der letzteren Forderung entspricht die Ankündigung des Reichsarbeitsministers über die Absicht, ein dreijähriges Wohnungsbauprogramm aufzustellen. — Schließlich wurde ein Verbot gegenüber den gemeinnützigen Gesellschaften gefordert, eigene Planstätten und Baubetriebe aus öffentlichen Mitteln zu unterhalten.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse

(Abgeschlossen am 8. Juli 1926.)

Gesetz zur Änderung des Gesetzes über den Verkehr mit unedlen Metallen. Vom 29. Juni 1926. (RGBl. I, 26 S. 231.) Es handelt sich hier um die einfache Verlängerung der Gültigkeit des bisherigen Gesetzes bis zum 1. I. 1927, nicht um die Verlängerung in der von den Interessenten gewünschten Form, die als Initiativantrag dem Reichstag vorliegt.

Gesetz über eine Erhebung in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 25. Juni 1926. (RGBl. I 26 S. 315 und Reichsarbeitsblatt 26 S. 210). Von der Sozialdemokratie wird eine Erwerbslosenfürsorge nach Lohnklassen verlangt. Um eine Übersicht darüber zu erhalten, wie sich eine solche Erwerbslosenfürsorge finanziell auswirken würde, hat der Reichstag in dem vorgenannten Gesetz eine Erhebung in der Erwerbslosenfürsorge beschlossen, wozu der Präsident der Reichsarbeitsverwaltung die Ausführungsbestimmungen gegeben hat.

Die Erhebung soll mit der größten Beschleunigung durchgeführt werden. Es soll der normale Bruttoverdienst aller unterstützten Erwerbslosen bei ihrem letzten Arbeitgeber festgestellt werden. Die Notstandsarbeiter sowie die Kurzarbeiter sind nicht einzubeziehen.

Die Arbeitsnachweise haben für jeden Erwerbslosen eine Karte anzulegen, auf der seine Personalien, die Höhe der augenblicklichen Unterstützung und der wöchentliche normale Bruttoverdienst bei dem letzten Arbeitgeber aufzunehmen sind. Die Angaben über Beruf und wöchentlichen Normalbruttoverdienst haben die Arbeitsnachweise sich von dem letzten Arbeitgeber durch sofort zu beantwortende formularmäßige Anfragen zu beschaffen. Die Vordrucke sollen bis zum 10. Juli im Besitz der Arbeitgeber und spätestens bis zum 20. Juli an die Arbeitsnachweise zurückgegeben sein. Letztere haben spätestens bis zum 2. August der Reichsarbeitsverwaltung Sammelnachweisungen vorzulegen.

Gesetz zur Änderung des Gesetzes betreffend G. m. b. H. Vom 28. Juni 1926. (RGBl. I 26, S. 315.) Stammkapital mindestens 20 000 RM, Stammeinlage mindestens 500 RM, kann für einzelne Gesellschafter verschieden sein, wenn nur durch 100 teilbar.

Steuerabzug vom Arbeitslohn der polnischen Wanderarbeiter. Vom 22. Juni 1926. Die polnischen Wanderarbeiter bleiben vom Steuerabzug vom Arbeitslohn befreit, wenn der Paß von einem polnischen Konsulat in Deutschland in deutscher Sprache folgenden Vermerk trägt: „Auf Grund der Angaben der Heimatbehörde im vorliegenden Paß wird hiermit bescheinigt, daß der Inhaber dieses Passes seinen Wohnsitz (Familienwohnsitz) in ..... (Polen) hat". Erlaß des Reichsfinanzministers III e 3843.

Runderlaß des Ministers für Volkswohlfahrt betreffend Fortbildung und Umschulung von Erwerbslosen, insbesondere Jugendlichen. Vom 23. April 1926. (Volkswohlfahrt 26 S. 655.) Behandelt die rechtliche Grundlage für den Zwang zur Teilnahme an Veranstaltungen, die der beruflichen Fortbildung und Umschulung dienen und die Finanzierung solcher Veranstaltungen. Die Gemeinden sollen im allgemeinen die Hälfte der Kosten tragen.

Gesetz zur Abänderung des Gesetzes über die Bereitstellung von Kredit zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Vom 1. Juli 1926. Der Reichsarbeitsminister ist ermächtigt, an die Länder Darlehen bis zur Dauer von 3 Jahren (bislang 12 Monaten) zu gewähren, um dadurch die Gewährung von Zwischenkrediten auf erste Hypotheken auf Kleinwohnungen zu fördern. Bis zu einem Betrage von 10 Millionen Reichsmark kann im Einverständnis mit dem Reichsminister der Finanzen die Dauer des Darlehens auf insgesamt 15 Jahre verlängert werden.

Preisausschreiben über Schiffshebewerke.

Die beim Zentral-Verein für deutsche Binnenschiffahrt e. V. Berlin im Jahre 1894 „zur dauernden Ehrung seines langjährigen und verdienstvollen Vorsitzenden, des Professors an der Technischen Hochschule Berlin-Charlottenburg, J. Schlichting" ins Leben gerufene Schlichting-Stiftung erläßt in diesen Tagen nach mehrjähriger, durch die Nachkriegsverhältnisse bedingter Pause ein Preisausschreiben. Das Thema lautet: „Sind die zukünftigen Schiffshebewerke — sei es mit lotrechter Hebung, sei es mit Förderung auf geneigter Ebene — für Naßförderung oder für Trockenförderung einzurichten?" Für die beste Lösung der zur Bearbeitung gestellten aktuellen Streitfrage ist ein Preis von 1000 RM ausgesetzt. Das Preisrichterkollegium setzt sich zusammen aus den Herren Geheimer Oberbaurat Brandt, Berlin; Geheimer Rat Dr.-Ing. h. c. Hubert Engels, Dresden; Oberregierungs- und Baurat Dr.-Ing. h. c. Krey, Berlin; Geheimer Regierungsrat Dr.-Ing. h. c. Schulze, Professor an der Technischen Hochschule Danzig-Langfuhr und Reedereidirektor Kins, Berlin. Die Bewerbungsbedingungen für das Preisausschreiben sind in der als Sondernummer für die Internationale Ausstellung in Basel erscheinenden Juni-Nummer des Fachorgans des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt, der im Verlag M. Schröder, Berlin-Halensee, Georg-Wilhelm-Str. 24 b erscheinenden „Zeitschrift für Binnenschiffahrt" veröffentlicht.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 24 vom 17. Juni 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. S 61 201. Friedrich Sommer, Essen a. d. Ruhr, Alfredstr. 5. Eiserner, nachgiebiger Grubenstempel. 26. X. 22.

Kl. 5 d, Gr. 6. K 93 949. Heinrich Klebe, Brambauer i. W. Einrichtung zum Einstäuben von Grubenbauen in Bergwerken. 25. IV. 25.

Kl. 5 d, Gr. 7. B 118 461. Peter Berg, Bochum-Riemke, Herner Straße 57, u. Paul Frisch, Bochum, Lange Str. 43. Aus einem kippbaren, mit Gesteinsstaub gefüllten Gefäß bestehende Sicherung gegen Grubenexplosionen. 28. II. 25.

Kl. 20 h, Gr. 6. E 33 808. Etablissements de Dion-Bouton, Société Anonyme, Puteaux, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zur Umkehrung von auf Schienensträngen fahrenden Fahrzeugen. 8. III. 26. Frankreich 18. III. 25.

Kl. 20 h, Gr. 9. D 50 071. Deutsche Eisenbahnsignalwerke, Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Berlin. Anordnung von Streckenanschlägen ausweichenden Schneeräumern zur Freihaltung der Streichbahn, von Auslösetastern o. dgl. an Lokomotiven und Schienenkraftwagen. 17. IX. 25.

Kl. 20 i, Gr. 17. A 45 764. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 22. VIII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 17. A 54 944. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung für elektrische Weichenstellvorrichtungen. 22. IX. 25.

Kl. 20 i, Gr. 33. B 118 198. Wilhelm Brönstrup, Norderney. Vorrichtung zur Sicherung von Eisenbahnfahrzeugen gegen das Überfahren von Haltesignalen. 16. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 35. H 93 602. Fa. Dr. Erich F. Huth G. m. b. H., Berlin. Einrichtung zur Nachrichtenübermittlung zwischen Fahrzeugen, die nicht zu demselben Zuge gehören, oder zwischen solchen und festen Stationen. 7. V. 23.

Kl. 20 k, Gr. 7. M 89 780. Josef Mitterer, Regensburg, Sternberger Straße 5. Bolzenverbindung zur Befestigung von Erdungsdrähten u. dgl., insbes. von Bahnschienen. 18. V. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 43 369. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verladeanlage. 29. X. 24.

Kl. 37 a, Gr. 4. O 12 055. Christian Olbertz, Köln-Klettenberg, Breibergstr. 13. Hohlwand aus Hohlsteinen mit Plattenbekleidung. 19. I. 21.

Kl. 37 b, Gr. 1. F 56 553. L. Fiala, Mährisch Ostrau-Witkowitz, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Hakenförmiger Baustein mit wagerechter kegeliger Höhlung. 24. VII. 24.

Kl. 65a^5, Gr. 7. Sch 75 738. Carl Schatz, Berlin, Koloniestr. 151. Elastisches Zwischenglied für Seile zum Festmachen von Booten. 19. X. 25.

Kl. 65a^5, Gr. 7. W 68 912. Julius Winter, Hamburg, Weidestr. 13. Nachgiebiges Zwischenglied bei Zugorganen, z. B. Schiffstrossen und Ankerketten. 20. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 27 329. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Fahrbare mit seitlich ausschwenkbarem Füllbehälter versehene Betonmischmaschine. 2. II. 26.

Kl. 80 a, Gr. 14. L 59 845. Werner Länge, Siegen i. Westf. Maschine zum Stampfen von Kunststeinkörpern, insbesondere von Platten. 22. III. 24.

Kl. 80 a, Gr. 34. H 96 224. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Vorrichtung zum Herstellen von Betonrohren nach dem Spritzverfahren. 26. II. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. P 47 897. Georg Pein, Bitterfeld. Verfahren zum Absetzen von Abraummassen bei großer Absturzhöhe. 14. IV. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 24 vom 17. Juni 1926.

Kl. 4 c, Gr. 35. 431 161. Fritz von Gahlen, Köln, Wormser Platz 21. Dichtung für Gasbehälter ohne Wasserverschluß. 28. IV. 23. M 83 859.

Kl. 5 b, Gr. 41. 431 214. Dipl.-Ing. Robert Knorr, München, Ismaninger Str. 106/2. Abbauverfahren. 17. VIII. 24. K 90 642.

Kl. 84 a, Gr. 4. 431 104. Siemens Bauunion, G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin-Siemensstadt. Gießturm für die Herstellung von Betonbauwerken. 9. XII. 24. S 68 009.

Kl. 85 c, Gr. 1. 431 244. E. Posseyer Abwasser- und Wasserreinigungsges. m. b. H., Essen-Bredeney. Verfahren zur Entfernung von Phenol und seinen Homologen aus Abwässern der Kokereien und Gasanstalten. 11. II. 21. A 34 934.

Kl. 85 c, Gr. 6. 431 107. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Grobrechen für Werkkanäle und Abwasserreinigungsanlagen mit auf die Rechenstäbe aufgeschobener zwangläufig auf- und abbeweglicher Abstreifschwelle. 2. VIII. 24. G 61 909.

Kl. 85 c, Gr. 6. 431 108. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe, Beiertheimer Allee 70. Schmiervorrichtung für die Laufrollen und die Kettengelenke von Siebbandrechen. 15. X. 25. G 65 523.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke. Erster Band. Der durchlaufende Rahmen. Dritte, überarbeitete Auflage. Berlin 1925. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn. Preis 10,50 RM.

Die Bücher des Verfassers über die Berechnung von Rahmen haben in den technischen Büros große Verbreitung gefunden. Bestimmend mag dafür die zwar breite aber doch anschauliche Art sein, mit der der Verfasser die theoretischen Zusammenhänge begründet. Sie sagt vielen zu, die ein tieferes Eindringen in die Baustatik scheuen.

Der Verfasser behandelt in dem vorliegenden ersten Band den durchgehenden Rahmen. Er verwendet hierbei die von A. Ritter aufgestellten Beziehungen über die Lage der Festpunkte des beiderseits elastisch eingespannten Stabes und die Regeln über die Verteilung eines am Stabknoten angreifenden Momentes auf ein Büschel dort angeschlossener unbelasteter Stäbe. Auf diese Weise ergibt sich eine graphische Berechnung, die bei stabweiser Superposition der vorgelegten Belastung die äußeren Kräfte des Stabwerkes in ähnlicher Weise wie beim durchgehenden Träger auf starren Stützen liefert, wenn eine horizontale Verschiebung des Riegels verhindert wird.

Ein graphisches Verfahren besitzt gegenüber der Rechnung den Vorzug größerer Durchsichtigkeit und wird bei geringer Schulung eher fehlerlos zu Ende geführt werden als eine analytische Rechenvorschrift. Zeitraubende Konstruktionen, die sich durch eine Rechenschieberstellung erledigen lassen, sind jedoch vom Übel. Die Rahmenwirkung wird durch eine zweite Untersuchung ebenfalls graphisch berechnet. Jedem Stabe wird ein Drehwinkel von vorgeschriebener Größe beigelegt und der Einfluß der entstehenden Stabendmomente auf die übrigen Stäbe mit Hilfe der Übergangszahlen und Festpunkte untersucht. Die Ergebnisse werden superponiert und daraus die Unterlagen für die Berechnung der Rahmenwirkung entwickelt. Die Methode wird außerdem zu einer Näherungslösung für Stockwerkrahmen herangezogen.

Um die Ansätze auch für Stabwerke zu verwenden, deren Elemente veränderliches Trägheitsmoment besitzen, fügt der Verfasser eine Reihe von Tabellen bei, die die Verdrehung der Endquerschnitte eines einfachen Stabes für die in Betracht kommenden Belastungsfälle bei verschiedenem Verlauf der Funktion $J_c : J$ angeben. Diese Zahlen sind für den Konstrukteur wertvoll. In Wirklichkeit genügt die einfachste Funktion, die die Zunahme der Balkenhöhe des Rippenquerschnittes an der Stütze zum Ausdruck bringt. Den Schluß bilden eine Reihe von Rechenbeispielen, die die Anwendung der Methode erklären.

Das Buch enthält manches Gute, erkauft jedoch die Lösung der Aufgabe durch breite Darstellung und infolge der Anwendung graphischer Methoden durch Umständlichkeit. Sie läßt sich analytisch ebenso einfach behandeln wie der durchgehende Träger auf starren Stützen. Wenn daher der Verfasser in seinem Vorwort die Erwartung ausspricht, daß die behandelte Methode „zweifellos die Grundlage bilden wird, auf welcher sich die praktische Statik in Zukunft hauptsächlich aufbauen wird", so möchte ich entschieden Einspruch erheben.

Wenn sich diese Hoffnungen auch nicht erfüllen, so wird trotzdem das Buch seinen Leserkreis finden, der durch sein Studium die gewünschte Belehrung erhalten wird. Beyer.

Baustofflehre. Leitfaden für den Hoch- und Tiefbau-Unterricht sowie zum Gebrauch in der bautechnischen Praxis. Von Professor Dr. phil. Heinrich Seipp, Gewerbeschulrat usw. Fünfte verbesserte Auflage, mit 123 Abb. im Text und 2 Tafeln. Leipzig 1926. Verlag H. A. Ludwig Degener.

Das für Baugewerkschulen verfaßte Lehrbuch ist in weiten Kreisen bekannt und hat sich in seinen bisher erschienenen vier Auflagen, dank seiner für den vorliegenden Zweck großen Vollständigkeit, klaren und übersichtlichen Stoffbehandlung viele Freunde erworben. Die Neuauflage schließt sich ihren Vorgängern würdig an; sie trägt der neuzeitlichen Baustoffentwicklung, namentlich nach dem Gebiete der Mörteltechnik und der hier eingeführten hochwertigen Zemente und den neuen Bestimmungen für Beton, Verbundbau und Eisen bestens Rechnung und nimmt im gleichen Sinne auch auf die Arbeiten des Normenausschusses der D. I. Rücksicht. Eine Umarbeitung hat das Kapitel „Holzzerstörung durch Pilze" erfahren, bewirkt von Prof. Dr. Falck von der Forstakademie Münden. Gleich der vorangegangenen wird auch die neue Auflage eine gute Aufnahme überall finden; sie verdient es. M. F.

Die Berechnung einfacher Vollwand- und Fachwerksträger. Ein Leitfaden für Praxis, Schule und Selbstunterricht mit zahlreichen Rechnungsbeispielen von Dipl.-Ing. Johann Schwengler. Polytechnische Verlagsgesellschaft Max Hittenkofer zu Strelitz. Preis 3.— RM.

Das für technische Mittelschulen bestimmte Aufgabenpensum wird an verschiedenen Beispielen durchgeführt. Es handelt sich also um ein Buch, das für Anfänger ohne wissenschaftliche Vorbildung bestimmt ist. E. P.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Der Neubau des Straßenbahnhofes Müllerstraße.

Die Ortsgruppe Brandenburg der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen besichtigte am Montag, den 5. Juli den neuen Straßenbahnhof an der Müllerstraße. Zwei turmartig ausgebaute Verwaltungsgebäude umrahmen die Einfahrt zum Hof. Seitlich an die Verwaltungsgebäude schließen die Wohnhäuser für 240 Wohnungen an, die von der gemeinnützigen Heimstättenbaugesellschaft der Straßenbahn gebaut werden und vornehmlich Straßenbahnern vorbehalten sein sollen; dazu kommen noch 40 Werkwohnungen. Die Rückseite der Wagenhalle liegt in der Baufluchtlinie der projektierten Straße, so daß der Betriebsbahnhof nach drei Seiten von Häusern eingeschlossen ist. (Bei dem in Charlottenburg geplanten Straßenbahnhof soll die Wagenhalle ganz von Häusern eingeschlossen werden.)

Der baukünstlerische Entwurf der gesamten Anlage stammt von Herrn Architekt Jean Krämer. Beratender Ingenieur Mensch, der die Ingenieurarbeiten hat, übernahm dankenswerter Weise die Führung. Die Wagenhalle bietet Raum für 300 Straßenbahnwagen und ist mit den seitlichen Betriebswerkstätten 123 m breit und ebenso tief. Neben den drei Wagenhallen von je 31,6 m Stützweite und 10 m Binderabstand liegen die Betriebswerkstätten von 9 m Breite, die auf der einen Seite die Turmwagen (Ausbesserungswagen) der Straßenbahn aufnehmen sollen. Die Binder sind Dreigelenkbögen, die im Scheitel der Laternenform folgen. Die dabei entstehenden Ecken ergaben verwickelte Eckkonstruktionen. (Bauausführung Thyssen.) Die Pfetten wurden an den Anschlußstellen durch Einschweißen von Dreieckstücken statt durch die üblichen Nietkonstruktionen verbreitert. Der untere Flansch des Doppel-T-Trägers wird vom Steg losgeschnitten, nach unten gebogen und ein dreieckiges Blechstück von Stegstärke dazwischen gesetzt und angeschweißt. Die Pfette wird fertig geliefert und braucht nur mit Winkeleisen an dem Bogen auf übliche Art angenietet zu werden. Die Dachhaut besteht aus einer Leichtsteindecke von 5 cm Stärke.

Die beiden seitlichen und der vordere Teil der Wagenhallen sind unterkellert; dieser Keller, der sich wie ein Kranz unter der Halle herumzieht, soll, sobald die Erlaubnis dazu gegeben wird, als Garage für Omnibusse dienen. Da der Bau sich im fortgeschrittenen Zustande befindet, konnten die schwierigen Betonkonstruktionen der Fundamente und der Decken nicht mehr besichtigt werden. Die Kellerdecken sind als preußische Kappen gewölbt. Die Fundamente der Haupthallenbinder sind soweit durchgeführt, daß auch diese Halle später unterkellert werden kann. Die Reparaturgruben führen durch die ganze Hallenlänge und sind seitlich untereinander verbunden, so daß auch die Wagenhallen von unten begehbar sind (Ausführung Breest). An der hinteren Giebelseite sind die Betriebsräume. Der Werkmeisterplatz befindet sich auf einer Aussichtsbühne, von der aus man die Arbeitenden überschauen kann.

Der Betrieb auf diesem neuen Bahnhof ist wesentlich vereinfacht. Die Wagen fahren auf dem Hof eine Schleife, so daß sie gleich in der richtigen Stellung, wie sie den Schuppen verlassen, in die Hallen fahren. Diese Rangierbewegung wird vollständig auf dem Hof ausgeführt und von einem Zentralstellwerk aus geregelt. Als besondere Sicherheitsmaßnahme ist der Einbau von je 100 m³ fassenden Wasserbehältern in den beiden Turmhäusern gedacht[1]).

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen einschl. der Änderungen des Fernsprechanschlusses mitzuteilen haben, werden gebeten dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingefügt werden können.

---

[1]) Kurze Angaben der Anlage werden im Jahrbuch der D. G. f. B. 1926, eine ausführliche Beschreibung im „Bauingenieur" später veröffentlicht.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 23. Juli 1926 | Heft 30

DIE GRUNDLAGEN DER QUERSCHNITTBEMESSUNG KREUZWEISE BEWEHRTER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

Gegen die neuen deutschen Bestimmungen für die Berechnung kreuzweise bewehrter Decken werden zwei wichtige Einwände erhoben. Es wird zunächst behauptet, daß Eisenbetonplatten mit seitenparalleler Bewehrung nach Eintritt der Rißbildung nicht mehr als verdrehungsfest angesehen und daher nicht als homogene Gebilde behandelt werden dürfen. Aus der Feststellung, daß Drillungsmomente durch die Bewehrung nicht aufgenommen werden können, wird weiterhin gefolgert, daß die kreuzweise bewehrte Decke eigentlich nicht als Platte, sondern als Trägerrost berechnet werden müßte. Die in den amtlichen Vorschriften empfohlenen Näherungsformeln würden somit nur dann eine ausreichende Sicherheit gewährleisten, wenn an Stelle der kennzeichnenden Werte ν_a, ν_b, ν_c, ν_d, ν_e, ν_f für alle Lagerungsarten stets die gleiche Zahl $\nu = 1$ in Rechnung geführt wird.

Da sich die neuen deutschen Bestimmungen für die kreuzweise bewehrten Decken im wesentlichen auf meine Arbeiten und Vorschläge stützen, bin ich vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton um Rückäußerung ersucht worden, ob und inwieweit die vorstehenden Einwände und Schlußfolgerungen als begründet anerkannt werden müssen. Diese Frage zu klären und zu beantworten, ist der Zweck der vorliegenden Untersuchungen.

Bevor ich auf die ausführliche Erörterung der einzelnen Bemängelungen eingehe, sei eine kurze Bemerkung vorausgeschickt. Um den Einfluß der Drillungsfestigkeit auf die Tragfähigkeit richtig einzuschätzen, muß man sich vor Augen halten, daß für die Beurteilung der Anstrengung der Platte weder die von den Drillungsmomenten erzeugten Schubspannungen τ_{xy}, τ_{yx} noch die von den Biegungsmomenten hervorgerufenen Normalspannungen σ_x, σ_y an und für sich, sondern stets die resultierenden Hauptspannungen $\sigma_{\substack{max\\min}}$ maßgebend sind. Lediglich für die Stellen, an welchen die Normalspannungen verschwinden und die schrägen Hauptspannungen den Schubspannungen gleich sind, haben die Größen τ ausschlaggebende Bedeutung. Wir finden diesen Spannungszustand in einem lediglich auf Verdrehung beanspruchten Zylinder und auch längs der Null-Linie eines gebogenen Balkens: bei einer ringsum freiaufliegenden, gleichmäßig belasteten Platte ist dies jedoch nur an den Rändern der Fall, an allen anderen Stellen treten neben den Schub- auch Biegungsspannungen auf. Man darf daher aus der Verdrehungsfestigkeit der Welle oder aus der Schubfestigkeit des Balkens durchaus nicht ohne weiteres auf die Drillungsfestigkeit der Platte schließen. Die gleiche Schubspannung τ, welche die schrägen Risse in einer Welle oder in einem Balken hervorruft, kann wohl für eine Platte ungefährlich sein, wenn die zugehörigen schrägen Zugspannungen durch ausreichend große Biegungsdruckspannungen herabgemindert werden.

Vergegenwärtigt man sich also, daß der Einfluß der Drillungsmomente in den Hauptspannungsmomenten bereits zum Ausdruck kommt und daß die letzteren eben für die Riß- oder Bruchgefahr maßgebend sind, so ergibt sich von selbst, daß wir nicht zu untersuchen haben, wie groß die Schubspannungen sind und wie groß die Drillungsfestigkeit ist, sondern einzig und allein, wie groß sind die resultierenden Hauptspannungen, wie ist ihr Verlauf und wie werden sie durch die kreuzweise Bewehrung aufgenommen.

§ 1.

Die Beanspruchung der Bewehrung.

Die Untersuchung der Festigkeit biegsamer Platten umfaßt zwei Aufgaben. Wir haben zuerst für jede Querschnittsebene das Biegungsmoment s und das Drillungsmoment t zu ermitteln, und sodann entweder bei vorgeschriebenen Beanspruchungen die erforderlichen Querschnittsabmessungen zu bestimmen oder aber, wenn die letzteren von vornherein gewählt werden, den Nachweis zu erbringen, daß die entsprechenden Spannungen innerhalb der zulässigen Grenzen verbleiben.

Um die Lösung der ersten Aufgabe zu vereinfachen, wollen wir vorbehaltlich einer späteren genaueren Prüfung als richtig unterstellen, daß die für eine isotrope Platte ermittelten Spannungsmomente sich nicht wesentlich von denjenigen unterscheiden können, welche bei gleicher Gestalt, gleicher Auflagerung und gleicher Belastung in einer Eisenbetonplatte entstehen werden. Sind unter dieser Voraussetzung für zwei aufeinander senkrecht stehende x, y-Ebenen die Biegungsmomente s_x, s_y und die Drillungsmomente $t_{xy} = t_{yx} = t$ errechnet worden, so können wir für jede andere Querschnittsebene, deren Normale n den Winkel α mit der x-Achse bildet, die zugehörigen Spannungsmomente s_n und t_n mit Hilfe der bekannten Formeln

$$(1) \qquad \begin{cases} s_n = s_x \cos^2\alpha + s_y \sin^2\alpha + 2\,t \sin\alpha\cos\alpha \\ t_n = t\,(\cos^2\alpha - \sin^2\alpha) - (s_x - s_y)\cos\alpha\sin\alpha \end{cases}$$

bestimmen. Der Größt- und Kleinstwert des Biegungsmomentes sind

$$(2) \qquad \left.\begin{matrix} s_1 \\ s_2 \end{matrix}\right\} = \frac{1}{2}\left\{(s_x + s_y) \pm \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}\right\}.$$

Die Neigung der Ebenen, in welchen diese Hauptspannungsmomente auftreten, ist durch

$$(3) \qquad \operatorname{tang} 2\,\alpha_1 = \operatorname{tang} 2\,\alpha_2 = \frac{2\,t}{s_x - s_y}$$

festgelegt, wobei

$$\alpha_2 = \alpha_1 + \frac{\pi}{2}.$$

In diesen Ebenen ist $t_n = 0$.

In den winkelhalbierenden Schnitten zwischen diesen Ebenen erreicht das Drillungsmoment t_n die Grenzwerte

$$(4) \qquad \left.\begin{matrix} t_1 \\ t_2 \end{matrix}\right\} = \pm\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}.$$

Sind s_1 und s_2 beide positiv oder negativ, so ist nur am unteren oder nur am oberen Rande der Platte eine Zugbewehrung erforderlich: haben jedoch s_1 und s_2 verschiedenes Vorzeichen, so müssen beide Ränder bewehrt werden.

Der Spannungsnachweis ist leicht durchzuführen, wenn Hauptspannungen und Eisenstäbe gleich gerichtet sind. Steht aber die Ebene, in welcher die Hauptspannungen entstehen, nicht senkrecht zu den Eiseneinlagen, so können wir uns entweder die wirklich vorhandene kreuzweise Bewehrung durch eine einzige Schar von Stäben, die senkrecht zu dieser Ebene

liegen sollen, ersetzt denken oder aber an Stelle der wirklichen Hauptspannungsmomente andere Kräftepaare, die in der gleichen Richtung wie die Eisenstäbe wirken, einführen: im ersten Falle werden Ersatzbewehrungen, im zweiten Ersatzmomente der Querschnittsbemessung zugrunde gelegt.

A. Die Ersatzbewehrung.

Nehmen wir zunächst an, daß die Bewehrung aus zwei Scharen von Stäben besteht, die parallel zur x- bzw. zur y-Achse liegen, und bezeichnen wir mit f_x bzw. f_y die Bewehrungsdichte, d. h. die auf die Querschnittsbreite $b = 1$ in der x- bzw. y-Richtung entfallende Bewehrungsmenge, so müssen wir, um die durch s_1 und s_2 erzeugten Spannungen errechnen zu können, die Bewehrungsdichte f_n des Querschnittes mit der Normale n ermitteln.

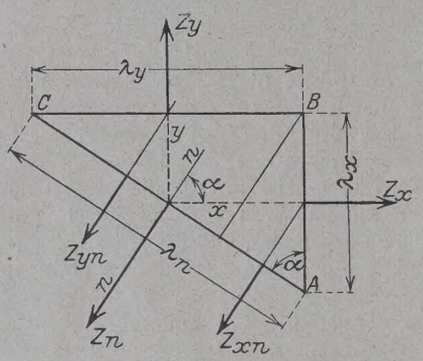


Abb. 1.

In den deutschen Bestimmungen wird festgelegt, daß ein Stab mit dem Normalquerschnitt F_e, dessen Längsachse den Winkel α mit der Normale zur jeweiligen Schnittebene bildet, bei der Ermittlung des Widerstands- und des Trägheitsmomentes des schrägen Querschnittes mit dem Inhalt $F_e \cos\alpha$ in Rechnung gestellt werden soll.

Denken wir uns aus der Platte ein dreieckiges Prisma ABC (Abb. 1) mit den Seitenlängen λ_x, λ_y, λ_n herausgeschnitten, so hat die Seite AB die Bewehrung

$$F_x = f_x \lambda_x,$$

die Seite BC:

$$F_y = f_y \lambda_y,$$

und die Schrägseite AC:

$$F_n = F_x \cos\alpha + F_y \sin\alpha = \lambda_x f_x \cos\alpha + \lambda_y f_y \sin\alpha.$$

Setzen wir

$$F_n = \lambda_n f_n$$

und beachten wir, daß

$$\lambda_n = \frac{\lambda_x}{\cos\alpha} = \frac{\lambda_y}{\sin\alpha},$$

so erhalten wir auch:

$$f_n = f_x \cos^2\alpha + f_y \sin^2\alpha. \tag{5}$$

Ist mit Hilfe dieser Gleichung die Bewehrungsdichte f_n bestimmt, so läßt sich das zugehörige Widerstandsmoment W_{en} für die Spannungsverteilung im Stadium II b in der bekannten Form

$$W_{en} = r_n f_n \tag{6}$$

darstellen und mit Hilfe der Gleichung (1) schließlich die Eisenspannung

$$\sigma_{en} = \frac{s_n}{W_{en}} = \frac{1}{r_n} \frac{s_x \cos^2\alpha + s_y \sin^2\alpha + 2t \sin\alpha \cos\alpha}{f_x \cos^2\alpha + f_y \sin^2\alpha} \tag{7}$$

errechnen. Unter r_n ist hierbei der Hebelarm der inneren Kräfte, d. h. der Abstand des Druckmittelpunktes von der Mittelebene der Bewehrung zu verstehen.

Ist $t = 0$, liegen also die Hauptspannungen in Richtung der x- bzw. der y-Achse, so liefert diese Formel für $\alpha_1 = 0$:

$$\sigma_1 = \sigma_x = \frac{s_x}{r_x f_x},$$

für $\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$:

$$\sigma_2 = \sigma_y = \frac{s_y}{r_y f_y}.$$

Diese Werte sind offenbar richtig, wir müssen aber noch prüfen, ob auch bei jedem anderen Spannungszustand die Formel (7) eindeutige und einwandfreie Ergebnisse liefert. Es ist nämlich zu beachten, daß, wenn die Spannungen σ_1, σ_2 der Ersatzbewehrung zugleich die Hauptspannungen der wirklichen Bewehrung sein sollen, so müssen

$$\begin{cases} \text{für den x-Stab:} \\ \qquad \sigma_x = \sigma_1 \cos^2\alpha_1 + \sigma_2 \sin^2\alpha_1, \\ \text{für den y-Stab:} \\ \qquad \sigma_y = \sigma_1 \cos^2\alpha_2 + \sigma_2 \sin^2\alpha_2 \end{cases} \tag{7a}$$

sein. Führt man in diese Gleichungen die nach den Formeln (7) für $\alpha = \alpha_1$ bzw. $\alpha = \alpha_2$ errechneten Werte σ_1, σ_2 ein, so erhält man Werte σ_x, σ_y, die mit den aus den gleichen Formeln für $\alpha_1 = 0$ und $\alpha_2 = \frac{\pi}{2}$ abgeleiteten Größen

$$\begin{cases} \sigma_x = \dfrac{s_x}{r f_x}, \\ \sigma_y = \dfrac{s_y}{r f_y} \end{cases} \tag{7b}$$

nicht unter allen Umständen übereinstimmen.

Ist beispielsweise

$s_x = 0{,}08\ p l^2$
$s_y = 0{,}04\ \ ,,$
$t = 0{,}02\ \ ,,$

$$\operatorname{tang} 2\alpha_1 = \frac{0{,}04}{0{,}08 - 0{,}04} = 1,$$

d. h. $\alpha_1 = \frac{\pi}{8}$, $\alpha_2 = \frac{5\pi}{8}$

$\cos\alpha_1 = \sin\alpha_2 = 0{,}923\ 88$
$\sin\alpha_1 = -\cos\alpha_2 = 0{,}382\ 68$

und wählt man

$f_x = 2f,$
$f_y = f,$

so erhält man nach Gl. (7)
für $\alpha = \alpha_1$:

$$\sigma_1 = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0{,}08 \cdot 0{,}92388^2 + 0{,}04 \cdot 0{,}38268^2 + 2 \cdot 0{,}02 \cdot 0{,}92388 \cdot 0{,}38268}{2 \cdot 0{,}92388^2 + 1 \cdot 0{,}38268^2}$$

$$\sigma_1 = 0{,}0427 \frac{p l^2}{r f},$$

für $\alpha = \alpha_2$:

$$\sigma_2 = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0{,}08 \cdot 0{,}38268^2 + 0{,}04 \cdot 0{,}92388^2 - 2 \cdot 0{,}02 \cdot 0{,}38268 \cdot 0{,}92388}{2 \cdot 0{,}38268^2 + 1 \cdot 0{,}92388^2}$$

$$\sigma_2 = 0{,}0357 \frac{p l^2}{r f},$$

nach Gl. (7a):

$$\sigma_x = \frac{p l^2}{r f} (0{,}0427 \cdot 0{,}92388^2 + 0{,}0357 \cdot 0{,}38268^2) = 0{,}0417 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = \frac{p l^2}{r f} (0{,}0427 \cdot 0{,}38268^2 + 0{,}0357 \cdot 0{,}92388^2) = 0{,}0367 \frac{p l^2}{r f},$$

nach Gl. (7b) hingegen:

$$\sigma_x = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0{,}08}{2} = 0{,}04 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = \frac{p l^2}{r f} \cdot \frac{0{,}04}{1} = 0{,}04 \frac{p l^2}{r f}.$$

Betrachtet man jetzt den Spannungszustand

$s_x = 0{,}08\ p l^2,$
$s_y = 0{,}0\ \ ,,\ ,$
$t = 0{,}04\ ,,\ ,$

so ergibt sich für die gleichen Querschnittsverhältnisse aus den Gl. (7) und (7a):

$$\sigma_x = 0{,}0421 \frac{p l^2}{r f},$$

$$\sigma_y = 0{,}0015\ \ ,,\ ,$$

aus Gl. (7b):

$$\sigma_x = 0{,}04\,\frac{p\,l^2}{r\,f},$$

$$\sigma_y = 0{,}0 \quad ,,$$

In beiden Fällen weichen die zugehörigen Werte σ_x und σ_y von einander ab, die Unterschiede sind aber sehr geringfügig und dürfen daher wohl als belanglos betrachtet werden.

Der Gedanke liegt nahe, die Formel (7) zu benutzen, um diejenigen Eisenmengen f_x, f_y zu bestimmen, welche bei einer vorgeschriebenen Spannung σ_e zur Aufnahme der Hauptspannungsmomente erforderlich sind. Wendet man diese Formel auf die beiden Hauptspannungsebenen an, so erhält man

für $\alpha = \alpha_1$:

$$f_x \cos^2\alpha_1 + f_y \sin^2\alpha_1 = \frac{s_1}{r\,\sigma_e},$$

für $\alpha = \alpha_2$:

$$f_x \cos^2\alpha_2 + f_y \sin^2\alpha_2 = \frac{s_2}{r\,\sigma_e}.$$

Die Auflösung dieser Gleichungen liefert:

$$f_x = \frac{1}{r\,\sigma_e}\cdot\frac{s_1\cos^2\alpha_1 - s_2\sin^2\alpha_1}{\cos^2\alpha_1 - \sin^2\alpha_1},$$

$$f_y = \frac{1}{r\,\sigma_e}\cdot\frac{s_1\cos^2\alpha_2 - s_2\sin^2\alpha_2}{\cos^2\alpha_2 - \sin^2\alpha_2}.$$

Da $\alpha_2 = \alpha_1 + \frac{\pi}{2}$, so ergibt sich auch im Einklang mit Gl. (3):

$$f_x = \frac{1}{r\,\sigma_e}\,\mu_x,$$

$$f_y = \frac{1}{r\,\sigma_e}\,\mu_y,$$

wobei

$$\mu_x = s_x + \frac{2\,t^2}{s_x - s_y},$$

$$\mu_y = s_y + \frac{2\,t^2}{s_y - s_x}.$$

So einfach diese Formeln auch erscheinen, so wird ihre Anwendungsmöglichkeit durch den Umstand wesentlich eingeschränkt, daß für $s_x = s_y$ die Momente μ_x, μ_y unendlich groß werden: dies Ergebnis besagt, daß eine gleichmäßige und vollständige Ausnutzung der beiden Bewehrungsrichtungen in diesem Falle eben unmöglich ist.

Man darf fernerhin nicht außer acht lassen, daß eine ausreichende Übereinstimmung zwischen den Gl. (7a) und (7b) nur dann gewährleistet ist, wenn s_1 und s_2 das gleiche Vorzeichen haben: ist dies nicht der Fall, so wird die gleiche Bewehrung f_x, f_y durch das eine Moment auf Zug, durch das andere auf Druck beansprucht. Da die Zugspannungen aber von den Eisen allein, die Druckspannungen jedoch auch vom Beton übernommen werden, so darf die Gleichung (7), welche nur für die Zugbewehrung richtig ist, lediglich für diejenige Querschnittsebene, in welcher f_x und f_y auf Zug beansprucht sind, benutzt werden.

B. Die Ersatzmomente.

Um eine andere Grundlage für die Querschnittsbemessung zu finden, führen wir an Stelle der wirklichen Momente s_x, s_y, t zwei Kräftepaare s_x', s_y' von solcher Größe ein, daß die zugehörigen Momente s_n' für die Querschnitte α_1, α_2 mit den wirklichen Hauptspannungsmomenten s_n übereinstimmen sollen. Wählt man für diese Ersatzmomente die Werte

$$s_x' = s_x + 2\,t\sin\alpha\cos\alpha,$$

$$s_y' = s_y + 2\,t\sin\alpha\cos\alpha,$$

so ergibt sich in der Tat:

$$s_n' = s_x'\cos^2\alpha + s_y'\sin^2\alpha = s_x\cos^2\alpha + s_y\sin^2\alpha + 2\,t\sin\alpha\cos\alpha = s_n.$$

Für das Wertepaar α_1, α_2 ist entsprechend Gl. (3):

$$2\sin\alpha_1\cos\alpha_1 = \sin 2\alpha_1 = +\frac{2\,t}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}},$$

$$2\sin\alpha_2\cos\alpha_2 = \sin 2\alpha_2 = -\frac{2\,t}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}},$$

hieraus folgt:

$$(8)\qquad \begin{cases} s_x' = s_x \pm \dfrac{2\,t^2}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}}, \\ s_y' = s_y \pm \dfrac{2\,t^2}{\sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4\,t^2}}. \end{cases}$$

Da das Vorzeichen derart gewählt werden kann, daß der absolute Wert von s_x', s_y' stets größer als derjenige von s_n und erst recht größer als derjenige von s_x, s_y ist, so erkennt man, daß, wenn diese Ersatzmomente der Querschnittbemessung zugrunde gelegt werden, stets ein Überschuß von Sicherheit vorhanden sein wird.

Dieses Verfahren liefert zwar eine brauchbare Grundlage für die Querschnittsbemessung, gestattet jedoch, da die Größen s_x', s_y' nicht dem wirklichen, sondern einem gedachten Spannungszustand entsprechen, keinen unmittelbaren Einblick in die Spannungsverteilung. Will man ein klares Bild der Anstrengung der Platte gewinnen, so empfiehlt es sich, eine Umformung der Spannungsgleichungen vorzunehmen. Setzt man nämlich:

$$(9)\qquad \begin{cases} s_x = r\,S_x, \quad t_{xy} = r\,T_{xy} = r\,T, \\ s_y = r\,S_y, \quad t_{yx} = r\,T_{yx} = r\,T, \\ s_n = r\,S_n, \quad t_n = r\,T_n, \end{cases}$$

so erhält man an Stelle der Gl. (1) die Beziehungen:

$$(10)\qquad \begin{cases} S_n = S_x\cos^2\alpha + S_y\sin^2\alpha + 2\,T\sin\alpha\cos\alpha, \\ T_n = T(\cos^2\alpha - \sin^2\alpha) - (S_x - S_y)\cos\alpha\sin\alpha. \end{cases}$$

Diese Formeln stellen die Gleichgewichtsbedingungen zwischen den Spannkräften S und T einer ebenen Scheibe dar.

Um den Zusammenhang zwischen diesen Größen und den Spannungen σ_b und σ_e besser zu veranschaulichen, ist in Abb. 2

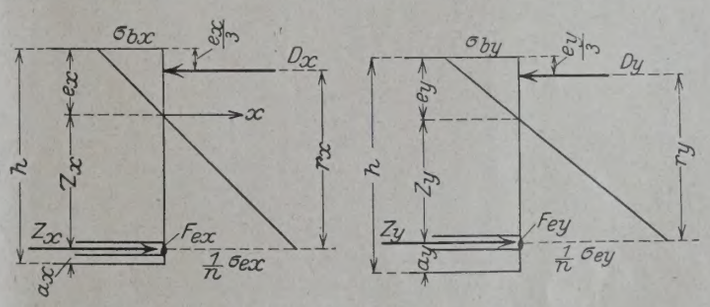


Abb. 2.

das Spannungsdiagramm für ein Moment $M_x = b\,s_x$ aufgetragen. Bezeichnet man mit e_x den Abstand der Nullinie vom oberen Rande und mit a_x den Abstand des Schwerpunktes der Bewehrung vom unteren Rande, so bestehen zwischen der Mittelkraft D_x der Druckspannungen im Beton, der Mittelkraft Z_x der Eisenzugspannungen und dem Moment M_x die bekannten Beziehungen:

$$D_x = \sigma_{bx}\frac{b\,e_x}{2} = Z_x = \sigma_{ex}F_x = \frac{M_x}{h - a_x - \frac{e_x}{3}}.$$

Aus dieser Gleichung erhält man auch, wenn

$$h - a_x - \frac{e_x}{3} = r_x,$$

$$D_x = Z_x = b\,S_x,$$

$$F_x = b\,f_x$$

gesetzt wird:

$$(11) \qquad S_x = \frac{s_x}{r_x} = \sigma_{ex} f_x = \frac{I}{2} \sigma_{bx} e_x .$$

In der gleichen Weise ergibt sich für ein Moment $M_y = b\, s_y$:

$$(12) \qquad S_y = \frac{s_y}{r_y} = \sigma_{ey} f_y = \frac{I}{2} \sigma_{by} e_y ,$$

wobei $$r_y = h - a_y - \frac{e_y}{3} .$$

Die Formeln (11) und (12) stimmen mit den beiden ersten Gleichungen der Gruppe (9) überein, wenn

$$r_x = r_y = r$$

ist. Da sich die Größen r_x und r_y bei den üblichen Querschnittsabmessungen und Spannungsverhältnissen nur wenig voneinander unterscheiden, so dürfen wir die vorstehende Bedingung als erfüllt annehmen und für den Mittelwert

$$r = \frac{r_x + r_y}{2} = h - \frac{a_x + a_y}{2} - \frac{e_x + e_y}{6} = \sim \frac{8}{9} h_m$$

ansetzen: unter

$$h_m = h - \frac{a_x + a_y}{2}$$

ist hierbei der Abstand der Mittelebene der kreuzweisen Bewehrung vom oberen Rande zu verstehen.

Da die Kräfte S_x, S_y der Zugzone in dieser Mittelebene wirken, so folgt aus der Annahme $r_x = r_y = r$, daß es mit gleicher Annäherung zulässig ist, auch die Kräfte T, welche vom Unterschied zwischen den Normalspannungen benachbarter Querschnitte abhängig sind, in die gleiche Ebene zu verlegen.

Bedenkt man noch, daß jeder Zugkraft Z eine im Abstand r angreifende, gleich große Druckkraft D entspricht und daß somit alle Kräfte S und T paarweise auftreten, so erkennt man, daß es möglich ist, bei der Untersuchung der Spannungen σ_x, σ_y, τ die Platte durch zwei parallele Scheiben zu ersetzen, welche im Abstande r von einander liegen und durch die gleichen, aber entgegengerichteten Spannkräfte beansprucht werden. Diese Scheiben stellen gewissermaßen die Gurtungen der Platte dar.

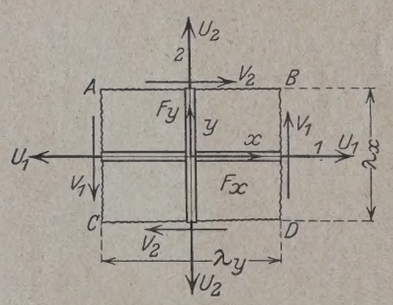


Abb. 3.

Um zunächst die Spannungsverteilung im Zuggurt zu verfolgen, ist in Abb. 3 der Knotenpunkt, an dem sich zwei Stäbe 1, 2 mit den Querschnitten F_x, F_y kreuzen, gezeichnet. Diese Stäbe liegen in Richtung der x- bzw. y-Achse. Als Abgrenzung des Knotenpunktbereichs ist ein Rechteck mit den Seitenlängen λ_x, λ_y angenommen. Die Ränder dieses Bereiches werden durch die Spannkräfte

$$\begin{aligned} U_1 &= S_x\, \lambda_x , \\ V &= T\, \lambda_x , \\ U_2 &= S_y\, \lambda_y , \\ V_2 &= T\, \lambda_y \end{aligned}$$

beansprucht. Die Zugkräfte U_1 und U_2 können unmittelbar durch die Bewehrung aufgenommen werden: hierdurch entstehen die Spannungen

$$\sigma_x = \frac{U_1}{F_x} = \frac{S_x\, \lambda_x}{F_x} ,$$

$$\sigma_y = \frac{U_2}{F_y} = \frac{S_y\, \lambda_y}{F_y} .$$

Setzen wir

$$(15) \qquad \begin{cases} \dfrac{F_x}{\lambda_x} = f_x , \\ \dfrac{F_y}{\lambda_y} = f_y , \end{cases}$$

so ist auch

$$(16) \qquad \begin{cases} \sigma_x = \dfrac{S_x}{f_x} = \dfrac{s_x}{r\, f_x} , \\ \sigma_y = \dfrac{S_y}{f_y} = \dfrac{f_y}{r\, f_y} . \end{cases}$$

Wie werden die Kräfte V_1, V_2 übertragen? Ist die Rißbildung soweit fortgeschritten, daß zwischen dem am Knotenpunkt anliegenden und dem benachbarten Beton eine Fuge längs der Linie ABCD klafft, so müssen diese Kräfte zunächst allein vom Eisen aufgenommen werden. Die am Stabe 1 angreifenden Kräfte V_1 haben, weil sie ein Kräftepaar bilden, das Bestreben, diesen Stab um den Knotenpunkt zu drehen (Abb. 4); ebenso wird durch V_2 dem Stabe 2 eine Drehung

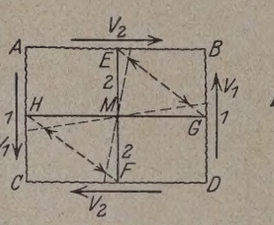


Abb. 4.

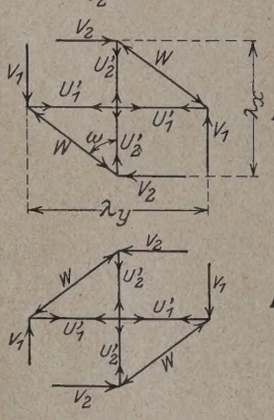


Abb. 4a.

Abb. 4b.

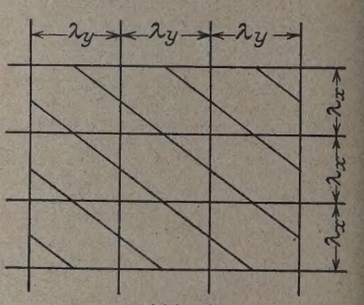


Abb. 5.

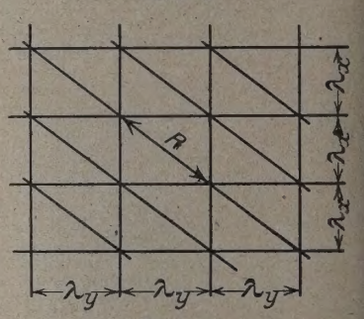


Abb. 5a.

erteilt. Da diese beiden Bewegungen entgegengerichtet sind, so wird der Beton in den Zwickeln EMG und HMF wie durch eine Schere gefaßt: er leistet aber gegen die Zerdrückung einen Widerstand und verhindert hierdurch die gegenseitige Drehung der Eisenstäbe. Die Scheibe ABCD verhält sich somit als ob in Richtung EG und HF zwei Druckstreben vorhanden wären; ihr statisches Ebenbild ist das in Abb. 4 a dargestellte Fachwerk mit den Stabkräften

$$(17) \qquad \begin{cases} U_1' = V_2 = T\, \lambda_y \\ U_2' = V_1 = T\, \lambda_x \\ W = \sqrt{U_1'^2 + U_2'^2} = T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2} . \end{cases}$$

Nimmt man als Seitenlängen λ_x, λ_y die Maschenweiten des Eisennetzes, so erhält der Zuggurt die in Abb. 5 veranschaulichte gleichmäßige fachwerkartige Gliederung. Man kann übrigens auch in jedem Falle an Stelle der beiden Streben, welche die Längs- und Querstäbe in der Mitte fassen, wie in Abb. 5 a angedeutet, einen einzigen Schrägstab zwischen den Ecken spannen: die Gurtkräfte U_1', U_2' bleiben hierbei unverändert, die Stabkraft des Schrägstabes ist aber jetzt

$$(18) \qquad R = 2\, W = 2\, T \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2} .$$

Wenn t sein Vorzeichen und hiermit zugleich, wie aus Abb. 4 b ersichtlich, die Kräfte V_1, V_2 ihren Richtungssinn

wechseln, so können auch die wirksamen Druckstreben W eine andere Lage und Richtung annehmen: Die Stabkräfte U_1', U_2' behalten aber die gleiche Richtung und Größe, sind also vom Vorzeichen von t unabhängig. Wir dürfen daher ganz allgemein:

$$U_1' = \pm T\lambda_y,$$
$$U_2' = \pm T\lambda_x$$

setzen. Diese Stabkräfte rufen in den Eiseneinlagen die Spannungen

$$(19)\quad \begin{cases} \sigma_x = \dfrac{U_1'}{F_x} = \pm\dfrac{T\lambda_y}{f_x\lambda_x} = \pm\dfrac{t}{r f_x}\cdot\dfrac{\lambda_y}{\lambda_x} \\ \sigma_y = \dfrac{U_2'}{F_y} = \pm\dfrac{T\lambda_x}{f_y\lambda_y} = \pm\dfrac{t}{r f_y}\cdot\dfrac{\lambda_x}{\lambda_y} \end{cases}$$

hervor. Die Überlagerung der Kräfte U_1, U_1', bzw. U_2, U_2' und der zugehörigen Beanspruchungen liefert im Einklang mit den Formeln (16) und (19):

$$(20)\quad \begin{cases} \begin{cases} \sigma_x = \dfrac{m_x}{r f_x}, \\ \sigma_y = \dfrac{m_y}{r f_y}, \end{cases} \\ \text{wobei} \\ \begin{cases} m_x = s_x \pm t\dfrac{\lambda_y}{\lambda_x} \\ m_y = s_y \pm t\dfrac{\lambda_x}{\lambda_y}. \end{cases} \end{cases}$$

Herr Dr. Leitz, welcher zuerst die Mitwirkung und die Beanspruchung der Bewehrung bei der Aufnahme der Drillungsmomente in seiner Schrift über „Eisenbewehrte Platten bei allgemeinem Biegungszustand" (Bautechnik 1923, Seite 155) und neuerdings in zwei Aufsätzen über den Stand der Berechnung kreuzweise bewehrter Platten (Bauingenieur 1925, Seite 920) sowie über die Drillungsmomente bei kreuzweise bewehrten Platten (Bautechnik 1925, Seite 717) untersucht hat, gibt für die Ersatzmomente die Formeln

$$m_x = s_x \pm t,$$
$$m_y = s_y \pm t$$

an. Sie stimmen mit unseren Gleichungen (20) nur dann überein, wenn $\lambda_x = \lambda_y$ ist, d. h. wenn die Abstände der beiden Bewehrungen f_x und f_y in beiden Richtungen gleich sind. Ob tatsächlich die Beanspruchung der Bewehrung, wie aus den Leitzschen Formeln gefolgert werden müßte, von den Abständen λ_x, λ_y unabhängig oder aber im Sinne unserer Formel (20) vom Maschenverhältnis $\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$ abhängig ist, wird nur durch Versuche entschieden werden können.

Um die Anstrengung der Druckstreben des Fachwerkes zu bestimmen, betrachten wir wieder die in Abb. 6 dargestellte Scheibe. Die Stabkraft

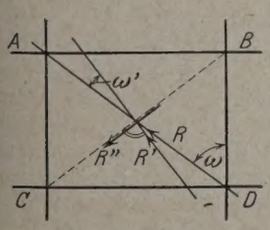


Abb. 6.

$$R = 2T\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}$$

sei in die Teilkräfte

$$R' = R\cos\omega',$$
$$R'' = R\sin\omega'$$

zerlegt. Da

$$\omega' = 2\omega - \frac{\pi}{2}$$

ist, so hat die zur Diagonale CB senkrecht stehende Teilkraft R' die Größe

$$R' = 2T\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}\sin(2\omega).$$

Setzen wir voraus, daß sie längs der Strecke

$$\overline{CB} = \sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}$$

gleichmäßig verteilt ist, so entfällt auf die Breite b = 1 der Druck

$$(21)\qquad S_d = \frac{R'}{\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}} = 2T\sin(2\omega) = \frac{2t}{r}\sin(2\omega).$$

Bezeichnet man mit δ die Stärke der in den Maschen des Eisengeflechtes eingeklemmten Betonschale und nimmt man an, daß diese Schale gleichmäßig auf Druck beansprucht wird, so erhält man die Betonspannung

$$\sigma_b = \frac{S_d}{\delta} = \frac{2t}{r\delta}\sin(2\omega).$$

Wählt man

$$\delta = 2\frac{a_x + a_y}{2} = a_x + a_y$$

so ergibt sich für $|\sin(2\omega)|_{max} = 1$, $r = \frac{8}{9}h_m$:

$$22)\qquad \sigma_b = \frac{9}{4}\cdot\frac{t}{h_m(a_x + a_y)}.$$

Es bleibt uns jetzt noch zu prüfen, ob die unter der Voraussetzung einer fachwerkartigen Gliederung des Zug-

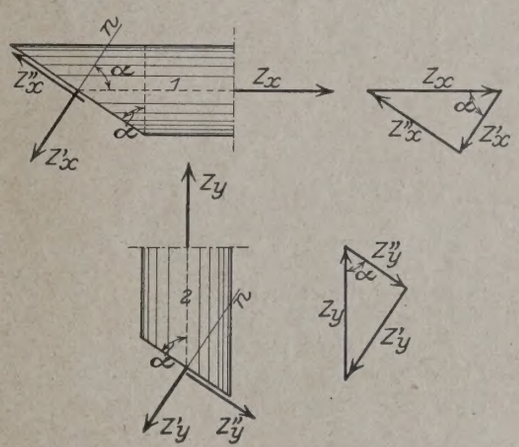


Abb. 7.

gurtes ermittelten Eisenquerschnitte auch zur Aufnahme der Hauptspannungen der vollwandigen Scheibe ausreichen. Betrachten wir zunächst in Abb. 7 den Stab 1 mit dem Querschnitt

$$F_x = f_x\lambda_x$$

und der Stabkraft

$$Z_x = \sigma_x F_x = \sigma_x f_x \lambda_x.$$

Um seinen Anteil an den Normalspannungen σ_n eines Querschnittes, dessen Normale n den Winkel α mit der x-Achse einschließt, zu bestimmen, werde Z_x in die Teilkräfte

$$Z_x' = Z_x\cos\alpha = \sigma_x f_x \lambda_x \cos\alpha,$$
$$Z_x'' = -Z_x\sin\alpha = -\sigma_x f_x \lambda_x \sin\alpha$$

zerlegt. Der Abstand der Eisenstäbe 1, in der Schrägrichtung gemessen, ist:

$$\lambda_x' = \lambda_x \sec\alpha.$$

Die auf die Breite b = 1 bezogene Spannkraft dieser Stäbe in der n-Richtung ist also:

$$S_{1n} = \frac{Z_x'}{\lambda_x'} = \sigma_x f_x \cos^2\alpha.$$

Für den rechtwinklig zu 1 liegenden Stab 2 mit dem Querschnitt $F_y = f_y \lambda_y$ ergibt sich ebenso, wenn die Stabkraft

$$Z_y = \sigma_y F_y = \sigma_y f_y \lambda_y$$

in

$$Z_y' = Z_y \sin\alpha = \sigma_y f_y \lambda_y \sin\alpha,$$
$$Z_y'' = Z_y \cos\alpha = \sigma_y f_y \lambda_y \cos\alpha$$

zerlegt und Z_y' auf der Strecke $\lambda_y' = \lambda_y \operatorname{cosec}\alpha$ verteilt wird, eine Spannkraft

$$S_{2n} = \frac{Z_y'}{\lambda_y'} = \sigma_y f_y \sin^2\alpha.$$

Die Mittelkraft von S_{1n} und S_{2n} ist:

$$S_{en} = S_{1n} + S_{2n} = \sigma_x f_x \cos^2\alpha + \sigma_y f_y \sin^2\alpha.$$

Im Einklang mit den Gleichungen (20) folgt andererseits:

$$r S_{en} = s_n = s_x \cos^2\alpha + s_y \sin^2\alpha + t\left(\cos^2\alpha \frac{\lambda_y}{\lambda_x} + \sin^2\alpha \frac{\lambda_x}{\lambda_y}\right).$$

Da für die vollwandige Scheibe die Gleichgewichtsgleichung

$$s_n = s_x \cos^2\alpha + s_y \sin^2\alpha + 2t \cos\alpha \sin\alpha$$

gilt, so erkennt man, daß

$$s_{en} > s_n$$

sein wird, wenn

$$\cos^2\alpha \frac{\lambda_y}{\lambda_x} + \sin^2\alpha \frac{\lambda_x}{\lambda_y} > 2 \sin\alpha \cos\alpha$$

ist. Es muß also, wenn

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_x} = \operatorname{tang}\omega$$

gesetzt wird,

$$\cos^2\alpha \operatorname{tang}\omega + \frac{\sin^2\alpha}{\operatorname{tang}\omega} > 2 \sin\alpha \cos\alpha,$$

das heißt

$$\operatorname{tang}\omega > \operatorname{tang}\alpha$$

sein. Da in der Regel, wenn $m_x > m_y$ ist, die zur Aufnahme der größeren Biegungsmomente m_x dienenden Stäbe 1 mindestens ebenso eng als die für die kleineren Momente m_y bestimmten Stäbe 2 angeordnet werden, so ist

$$\operatorname{tang}\omega \geqq 1,$$

während, wie aus Gl. (3) ersichtlich, der absolute Wert von tang α nur

$$\operatorname{tang}\alpha \leqq 1$$

sein kann. Hiermit ist erwiesen, daß die Bedingung

$$s_{en} > s_n$$

erfüllt ist, d. h., daß die auf der Vorstellung einer fachwerkartigen Gliederung des Zuggurtes aufgebaute Berechnung ein größeres Moment der Bewehrung zuweist, als dasjenige, welches in einer vollwandigen Scheibe entstehen würde. Der Unterschied zwischen s_{en} und s_n ist am kleinsten, wenn $\lambda_x = \lambda_y$ ist: aus diesem Grunde empfiehlt es sich, tunlichst Geflechte mit quadratischen Maschen zu verwenden.

Wir haben bei den bisherigen Betrachtungen stillschweigend vorausgesetzt, daß sich die Richtungen 1 und 2 nicht mit den Hauptspannungsrichtungen decken. Ist dies jedoch der Fall, so wird $t = 0$, $m_x = s_x$, $m_y = s_y$ und somit für jede Schnittrichtung n

$$s_{en} = s_n.$$

Die zweckmäßigste Lage einer rechtwinkligen kreuzweisen Bewehrung ist also stets diejenige, bei welcher die Eisenscharen den Hauptspannungen gleich gerichtet sind.

Eine Eigentümlichkeit verdient noch hervorgehoben zu werden: im Falle einer Schubbeanspruchung müßte aus den Gleichungen

$$\sigma_x = \frac{t}{r f_x} \frac{\lambda_y}{\lambda_x},$$
$$\sigma_y = \frac{t}{r f_y} \frac{\lambda_x}{\lambda_y}$$

gefolgert werden, daß σ_x wächst, wenn entweder der Abstand λ_x der Stäbe 1 verkleinert oder der Abstand λ_y der Stäbe vergrößert wird. Dieses Ergebnis würde von vornherein als richtig anerkannt werden können, wenn für die Aufnahme der Drillungsmomente keine andere Art von Fachwerken als die bisher benutzte in Betracht kommen würde: da aber bei gleicher Lage und Gestalt des Eisennetzes verschiedene Einstellungen der Druckstreben und somit auch andere Beanspruchungen σ_x, σ_y denkbar sind, so ist es wohl möglich, daß das in der Wirklichkeit wirksame Fachwerk eine günstigere Gliederung aufweist und daß die durch obige Formeln festgelegten Zusatzspannungen σ_x, σ_y nicht erreicht werden. Eine eindeutige Darstellung der Spannungsverteilung mit Hilfe des Fachwerkes bietet besondere Schwierigkeiten, wenn eine der Beanspruchungen σ_x, σ_y oder beide zugleich Druckspannungen sind, weil dann kein Grund mehr vorliegt, die Stabkräfte U_1, U_2 lediglich der Bewehrung zuzuweisen: diese Kräfte können ganz oder zum Teil unmittelbar vom Beton übernommen werden und rufen Beanspruchungen hervor, die sich wiederum mit den Betonspannungen der Streben zusammensetzen. Je nach Lage und Richtung, welche für diese gedachten Streben gewählt sind, wechseln Größe und Wirkungssinn der resultierenden Spannungen, und es ist daher nicht leicht, in einwandfreier Weise die Anstrengung der Platte zu bestimmen.

Im Hinblick auf diese Schwierigkeiten erscheint es vorteilhafter, das zweite Verfahren mit den Ersatzmomenten s_x', s_y' der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen: es ist an keine Voraussetzungen über das Vorzeichen von s_x, s_y, t gebunden und liefert Werte, welche vom Maschenverhältnis $\lambda_y : \lambda_x$ unabhängig sind. Wenn die Gleichungen (8) zur Ermittlung der Plattenstärke und der Bewehrungsmenge benutzt werden, so kann man dennoch, besonders bei schwachen Platten, um die Steifigkeit des Geflechtes zu erkennen, die Formel (22) heranziehen und somit auch die Nebenspannungen im Beton des Zuggurtes verfolgen. (Fortsetzung folgt.)

STAHLHÄUSER.

Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin.

In der Baufachpresse werden seit einiger Zeit mehrfach die Bestrebungen einzelner Firmen der eisenverarbeitenden Industrie Englands besprochen, eine Bauweise für Kleinhäuser in Aufnahme zu bringen, bei der im weitestgehenden Maße Eisen verwendet wird, und zwar nicht nur für tragende Bauteile, sondern auch für Verkleidung bzw. Ausfüllung der Wände und Abdeckung der Dächer. Diese Bestrebungen zielen darauf hin, Typen von Kleinhäusern zu schaffen, die in wirtschaftlicher, gesundheitlicher und ästhetischer Beziehung allen, vom neuzeitlichen Siedlungsbauwesen gestellten Ansprüchen genügen. Man ist sich wohl bewußt, nur dann mit dem traditionellen Baugewerbe erfolgreich in Wettbewerb treten zu können, wenn es gelingt, die mit den oben genannten Forderungen verbundenen Probleme einwandfrei und überzeugend zu lösen, und so eine neue Bauweise ins Leben zu rufen, die zwar aus einer Notlage heraus entstanden ist, darüber hinaus aber nicht nur vorübergehenden Zwecken dient, sondern sich auch in Zeiten normalen Wohnraumbedürfnisses durchsetzen kann.

Die in England dahin gerichteten Bemühungen verdienen als Pionierarbeit die größte Aufmerksamkeit auch von seiten

der deutschen Eisenkonstrukteure, weshalb an dieser Stelle erneut darauf hingewiesen werden soll.

Die Forderung größtmöglicher Wirtschaftlichkeit bedingt in erster Linie eine sorgfältige Durchbildung des Konstruktiven im Entwurf, wodurch es ermöglicht wird, alle Einzelteile in der Fabrik und in Massen herzustellen und an Ort und Stelle möglichst durch ungelernte Arbeiter schnell zusammenzusetzen. Was zur Erfüllung dieser Forderungen gehört, dürfte dem deutschen Eisenkonstrukteur einigermaßen geläufig sein und braucht daher hier nicht im einzelnen erörtert zu werden. Es interessiert aber selbstverständlich, wie die Engländer sich bisher mit Lösung dieser Aufgabe abgefunden haben. Aus begreiflichen Gründen ist hiervon wenig in die Öffentlichkeit gedrungen, denn es handelt sich hierbei natürlich in den meisten Fällen um Patente und Fabrikationsgeheimnisse. Immerhin läßt sich aus dem vorhandenen Material manche Anregung entnehmen.

Die in England bisher vorgeschlagenen und größtenteils auch schon ausgeführten Bauweisen lassen sich vorerst in vier deutlich unterscheidbare Gruppen einteilen, je nach der Art, wie das Eisen dabei zur Verwendung kommt:

1. Das Eisen wird in Form von Pfosten, Riegeln und Trägern nur zum Gerippe des Hauses verwendet, während die Wände ausgemauert oder mit einem anderen Material ausgefüllt werden.

2. Das Eisen wird in Form von Blechen nur zur Verkleidung der Wände und Dächer verwendet; die tragende Konstruktion wird in Holz hergestellt.

3. Eisengerüst wie bei Gruppe 1, aber Verkleidung mit Eisenblechen.

4. Das Eisen dient gleichzeitig als tragende und ausfüllende Wand- und Dachkonstruktion.

Von Häusertypen der 1. Gruppe ist bisher nur die sogenannte „Dennis-Bauweise" bekannt geworden. Sie wird ausgeführt von der Firma James Wild & Co. in Manchester, nach Entwürfen des Architekten E. D. Dennis in Blackpool. Auf einem durchlaufenden, gemauerten oder betonierten Bankett werden die Stahlpfosten errichtet und an ihnen die Riegel und Träger, sowie weiterhin die Dachkonstruktion befestigt. Es wird als ein besonderer Vorteil dieser Bauweise gerühmt, daß so in kürzester Zeit ein vollständiges Gerippe des Hauses hergestellt und alle weiteren Arbeiten nunmehr unter Dach ausgeführt werden können. Das Gerippe für einen Block von vier Häusern kann angeblich durch 3 Arbeiter in 7 Stunden aufgestellt werden. Die Wände des Erdgeschosses werden massiv ausgemauert, die darüber liegenden sowie das Dach mit Schiefern oder Dachziegeln verkleidet. Die Gesamtbauzeit eines 4-Häuserblocks beträgt nach den neuesten Angaben nach Herstellung der Grundmauern 9 Tage. Die Bauweise erfreut sich besonders im nördlichen England anscheinend einer großen Beliebtheit, vielleicht, weil das Gewohnheitsmäßige hierbei am meisten zu seinem Recht kommt. Etwas grundsätzlich Neues liegt ja hier auch nicht vor, vielmehr zeigt der amerikanische Hochhausbau, im vergrößerten Maßstabe, die nämlichen Konstruktionsprinzipien.

Zu der 2. Gruppe gehört vor allem das „Weir-Haus", das fabrikmäßig von der Firma G. & J. Weir in Cardonald bei Glasgow hergestellt wird. Ein in der zweiten Hälfte des Jahres 1924 eingesetzter Ausschuß des englischen Wohlfahrtsministeriums zur Untersuchung neuer Häuserbauweisen, der am 4. Oktober 1924 Glasgow besuchte und dort eingehende Informationen einholte, bezeichnet es als ein Holzfachwerkhaus, das außen mit Stahlplatten verkleidet ist. Im übrigen wird versichert, daß Lord Weir sich schon seit längerer Zeit mit Versuchen und Entwürfen beschäftigt hat, die alle darauf hinzielen, die Konstruktionsmethoden zu vervollkommnen, insbesondere was Vereinheitlichung der Einzelteile, Verbilligung durch Massenproduktion und Schnelligkeit des Aufbaues durch ungelernte Arbeiter betrifft. Die von oben genanntem Ausschuß seinerzeit geäußerten Bedenken bezogen sich insbesondere auf die größere Wärmedurchlässigkeit, ferner auf die Bildung von Schwitzwasser an den Innenseiten der Blechplatten, die schwer zugänglich und infolgedessen dem Verrosten ausgesetzt seien, und schließlich auf das leichtere Einnisten von Ungeziefer; auch wurde die zum Teil sehr geringe Stärke der Einzelteile bemängelt. Alle diese Bedenken sollen inzwischen durch weitere Versuche und entsprechende Gegenmaßregeln behoben sein. Neuerdings stellt man das Holzfachwerk auf ein Betonfundament, das mit einer Isolierschicht versehen ist, um das Haus gegen aufsteigende Feuchtigkeit zu schützen. Die Verminderung der Wärmedurchlässigkeit sowie die Verhütung der Schwitzwasserbildung wird durch eine Doppelzellen-Luftschicht erzielt. Der beiderseitige Farbanstrich der Bleche braucht somit nur an der äußeren Seite erneuert zu werden, da die innere Seite dem Verwittern nicht ausgesetzt ist. Hierdurch wird auch die schwierige Zugänglichkeit der Innenflächen bedeutungslos. Bezüglich der Ungezieferbekämpfung stellte der Ausschuß fest, daß beim Weirhaus in dieser Beziehung keine größeren Schwierigkeiten bestehen, als bei Häusern mit ähnlicher Innenverkleidung. Die bisher hergestellten Häuser waren vom sogenannten Bungalowtyp, also einstöckige Einzelhäuser mit einer nutzbaren Wohnfläche von 56,5 qm, einer gesamten bebauten Fläche von 64 qm und 174 cbm umbautem Raum. Die lichte Höhe der Zimmer betrug 2,56 m. Der Preis stellte sich auf 390 £. Neuerdings ist man dazu übergegangen, zweistöckige Blocks von je vier Häusern, bestehend aus je 3 Zimmern, kleiner Küche und Bad zu errichten, wobei es gelungen ist, den Preis auf 357 £ herabzudrücken. Das erste Haus dieses sogenannten Blanefield-Typ wurde auf dem Fabrikgelände der Firma bei Cardonald errichtet.

Auf einem ähnlichen Konstruktionsprinzip beruht der von der Firma Consteelwood & Co. in London herausgebrachte Haustyp, insofern nämlich, als die tragende Konstruktion ebenfalls aus Holz besteht, die diesmal beiderseitig mit ½ mm starkem Blech verkleidet wird. Die sehr geringe Blechstärke erfordert aber eine besondere regalartige Holzkonstruktion, bestehend aus etwa 10 cm breiten und 2,5 cm starken Brettern, die zu Fachen von 60 × 60 cm Größe zusammengesetzt und verkämmt werden. Die Fache werden mit trockenen Asbeststeinen ausgefüllt. Da die dünnen Bleche leicht durchrosten, so ist auf einen guten Farbanstrich besondere Sorgfalt zu verwenden. Das innere Verkleidungsblech erhält ein eingepreßtes Muster.

Die 3. Gruppe ist eine Kombination der Haustypen der 1. und 2. Gruppe und wird bisher nur durch das Athollhaus vertreten. Von der Konstruktion dieses Hauses ist nur bekannt geworden, daß es aus einem Fach- und Rahmenwerk aus Stahlträgern besteht und außen mit Stahlplatten verkleidet ist, deren Innenfläche mit einer besonderen Masse zur Verhinderung der Schwitzwasserbildung versehen ist. Es soll von vier gewandten Arbeitern in 14 Tagen herstellbar sein.

Die 4. Gruppe umfaßt diejenigen Haustypen, die man im eigentlichen Sinne „Stahlhäuser" nennen kann, da die aus Stahlplatten bestehenden Wände und Dachflächen die tragende und ausfüllende Funktion in sich vereinigen. Viel und eingehend besprochen wurde in der Fachpresse als hierher gehörig die Konstruktion der Firma Braithwaite & Co. in Birmingham, die auch als „Telford-Bauweise" bezeichnet wird. Etwa 3 m lange und 1 m breite Bleche von 3 mm Stärke werden am Rande umgebogen und an den so entstehenden, etwa 6 cm breiten Flanschen miteinander verschraubt. Diese so gebildeten Wand- und Dachflächen tragen sich selbst und bedürfen keiner weiteren Stützkonstruktion (Abb. 1[1]). Die Verbindung mit dem Grundmauerwerk wird verschieden angegeben. Nach der einen Mitteilung heißt es, daß die Bleche unmittelbar im Fundamentbeton eingelassen, nach einer anderen, daß sie auf das Fundament gestellt und mittels

[1]) Die Abbildungen sind einem Aufsatz des Herrn Reg.-Baum. a. D. Carl Fest in der Dt. Bauzeitg. 1925, Nr. 77, entnommen.

Tackbolzen befestigt werden. Die Balken der Zwischendecke werden durch besondere, in horizontaler Richtung durchlaufende U-förmige Zwischenstücke aufgenommen (s. Abb. 2a). Die Deckenbalken selbst erhalten ebenfalls eine eigenartige Ausbildung, angeblich, weil einfache Balken auf den Flanschen der Blechwände ein zu geringes Auflager finden würden. Zu diesem Zweck wird ein 3 mm starker und 20 cm hoher Blechstreifen an dem Zwischenstück befestigt und beiderseitig durch je eine Bohle von 2,5 cm Stärke und 20 cm Höhe, die zusammen mit dem Blechstreifen mehrfach verbolzt werden,

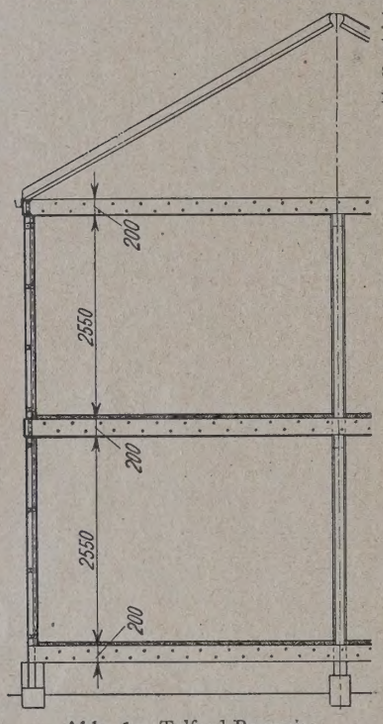


Abb. 1. Telford-Bauweise.

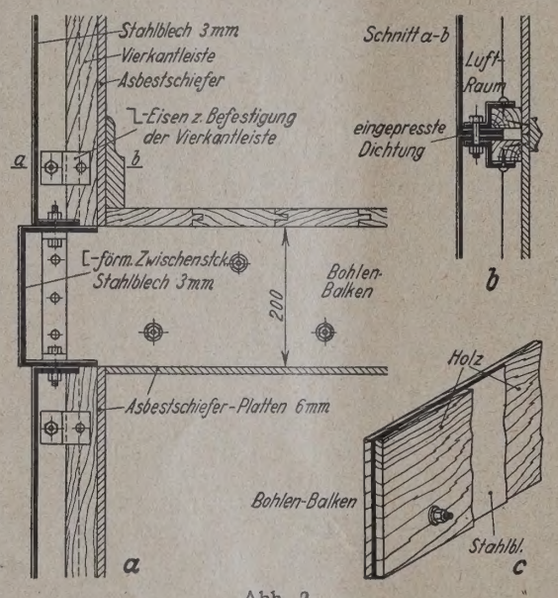


Abb. 2.

verstärkt (Abb. 2c). Zur Schalldämpfung erhält die Decke eine Filzeinlage. Die innere Verkleidung besteht aus einer 9 mm starken Asbestplatte; der verbleibende etwa 8 cm starke Luftraum wird mit einem Wärmeschutzmittel ausgefüllt. Die Befestigung dieser Verkleidung an den Außenwänden ist aus Abb. 2b ersichtlich. Sie geschieht einfach durch Aufnagelung an senkrechten hölzernen Leisten, die mittels Z-förmiger Zwischenstücke an den senkrechten, umgebördelten Flanschen der Wandplatten befestigt werden. Die inneren Scheidewände werden entweder aus einem gewöhnlichen Holzfachwerk mit Asbestschieferbekleidung oder aus „Sundeala"-Platten gebildet. Die Treppen werden ebenfalls in Eisen hergestellt und mit Holzauftritten versehen. Die Angaben über die Baukosten schwanken zwischen 8000 bis 9000 RM.

Schließlich sei noch eine Bauart als unter diese Gruppe gehörig angegeben, die neuerdings in Dudley (Worcestershire) angewendet wurde. Allerdings handelt es sich hierbei um Verwendung gußeiserner Platten, die Bauart verdient aber in diesem Zusammenhange erwähnt zu werden, weil ihr dieselben Vorteile nachgerühmt werden, wie den oben erörterten Konstruktionen. Man verspricht sich aber außerdem von ihr eine längere Lebensdauer. Erbauer ist die Firma Eclipse Foundry & Engineering Cy, Churchstreet-Dudley. Die quadratischen, gußeisernen Platten haben eine Größe von etwa 65 × 65 cm und sind mit 5 cm breiten und 13 mm starken Flanschen versehen, die zur gegenseitigen Verschraubung, ähnlich wie bei der Telford-Bauweise, dienen. Die Innenseite wird mit Holz verschalt, das mit Asbestplatten verkleidet wird und der Luftraum wird mit Schlackenwolle ausgefüllt, die nicht leitend und feuerfest ist, außerdem die Einnistung von Ungeziefer verhüten und als Wärmeschutz dienen soll. Das Dach besteht aus Holz und wird mit Schiefer abgedeckt. Ein geschickter Facharbeiter kann mit Hilfe zweier ungelernter Arbeiter ein solches Haus in 16 Tagen aufstellen. Beziehbar ist es etwa 5—6 Wochen nach Baubeginn. Die Häuser haben eine Grundfläche von etwa 12,5 × 7,0 m und bestehen aus einem Wohnraum, drei Schlafräumen, Küche, Speisekammer, Kohlenraum, Bad, Latrine und einem Vorraum im unteren Stockwerk.

Zusammenfassend ist zu bemerken, daß allen oben beschriebenen Bauweisen als Hauptziel möglichste Verkürzung der eigentlichen „Bauzeit", d. h. Errichtung des Hauses an Ort und Stelle, vorschwebt. Es ist einleuchtend, daß daher ein großer Teil der Arbeitsprozesse, die insgesamt zur Erstellung eines Hauses gehören, in die Fabrik verlegt werden muß, und es ist ferner ohne weiteres einzusehen, daß sich hierzu sowohl das Eisen als Material, insofern es eine große Mannigfaltigkeit der Formgebung gestattet, sowie auch die mustergültig organisierten Arbeitsmethoden unserer Eisenkonstruktionswerkstätten, die auf diesem Gebiet über eine Unsumme von Erfahrungen verfügen, ganz besonders eignen. Es ist sehr wohl denkbar, daß ein Haus in der Fabrik in allen seinen Teilen so vollkommen durchkonstruiert werden kann, daß die eigentliche Bautätigkeit sich ausschließlich auf das Zusammensetzen dieser Teile beschränkt.

Die Notwendigkeit, die bisherigen Baumethoden wirtschaftlicher zu gestalten, wird neuerdings von allen Seiten als unumgänglich bezeichnet, um die dringend erforderliche Steigerung der Bautätigkeit zu ermöglichen. Man spricht vielfach von einer Industrialisierung des Baugewerbes. Dies ist gleichbedeutend mit einer Verlegung der Hauptarbeit in die Fabrik bzw. die Eisenkonstruktionswerkstätte, nachdem die bisherigen Methoden, die vielfach das gegenteilige Prinzip verfolgten, wozu auch die oft mit Recht in Mißkredit gekommenen sogenannten „Ersatzbauweisen" gehören, versagt haben.

Die Meinung, daß der Stahlhausbau für Deutschland nicht in Betracht käme, die, allerdings ohne nähere Begründung, in letzter Zeit mit Bezugnahme auf die englischen Stahlhausbauten mehrfach aufgetaucht ist, scheint doch nicht allgemein verbreitet zu sein, nachdem bekannt geworden ist, daß Siedlungsverbände des besetzten Gebietes, Rheinlands und Westfalens sich ernstlich bemühen, die Bauerlaubnis für das oben beschriebene Weir-System zu erhalten. Fraglich ist aber, ob dies der richtige Weg ist, um auch in Deutschland den Stahlhausbau einzuführen, abgesehen von der Frage, ob das Weir-System überhaupt das für hiesige Zwecke geeignetste ist. Man hat anscheinend gerade mit den Weir-Häusern sehr viele Versuche gemacht, so daß hierfür bereits ein großer Schatz von Erfahrungen zur Verfügung steht. Vielleicht ist es aber auch bei uns noch nicht zu spät, den gleichen Weg einzuschlagen. Es wäre jedenfalls sehr zu wünschen, daß die deutsche eisenverarbeitende Industrie, insbesondere unsere großen, vielfach bewährten Eisenkonstruktionswerkstätten, die ja schließlich auch ein großes Interesse an einer Verbreiterung ihres Absatzgebietes haben, nach dieser Richtung hin die Initiative ergreift.

Bevor auf den deutschen Stahlhausbau eingegangen wird, möge zunächst noch auf die Tätigkeit der Amerikaner auf diesem Gebiete ein Blick geworfen werden. Die amerikanischen Eisen- und Stahl-Industriellen machen neuerdings ebenfalls eine starke Propaganda für den Stahlhausbau; sie gehen dabei aber von anderen Grundsätzen aus. In England besteht die Tendenz, reine Typenhäuser von möglichst gleichartigen Formen zu schaffen. Das ganze Haus als solches wird bis in alle Einzelheiten im Konstruktionsbüro und in der Werkstatt vorgearbeitet, um eben, wie schon gesagt, die Kosten durch beschleunigte Aufstellung unter Ausschaltung des teueren Bauhandwerks möglichst niedrig zu halten. Natürlich ging es

dabei nicht ohne heftigen Widerstand von seiten eben dieses Bauhandwerks ab. Die Kämpfe, welche insbesondere Lord Weir dieserhalb mit den Gewerkschaften zu bestehen hatte, sind ja hinlänglich bekannt. Aber auch die örtlichen Bauunternehmer und die Händler mit Baumaterialien fühlten sich benachteiligt, wenn Gemeinden Tausende von Häusern bauen ließen, die fertig aus der Fabrik bezogen und von ortsfremden Arbeitern aufgestellt wurden. Die amerikanische Zeitschrift „The Iron Age", die kürzlich eine ganze Serie von Artikeln über Stahlhäuser brachte, sagt in ihrem diesjährigen 13. Heft hierüber etwa folgendes:

Man ist mit diesen Häusern (d. h. den englischen Stahlhäusern) nicht zufrieden gewesen. Nicht allein wegen ihres Aussehens, obwohl die Kritik nach dieser Richtung hin in vielen Fällen nicht unberechtigt war, sondern hauptsächlich

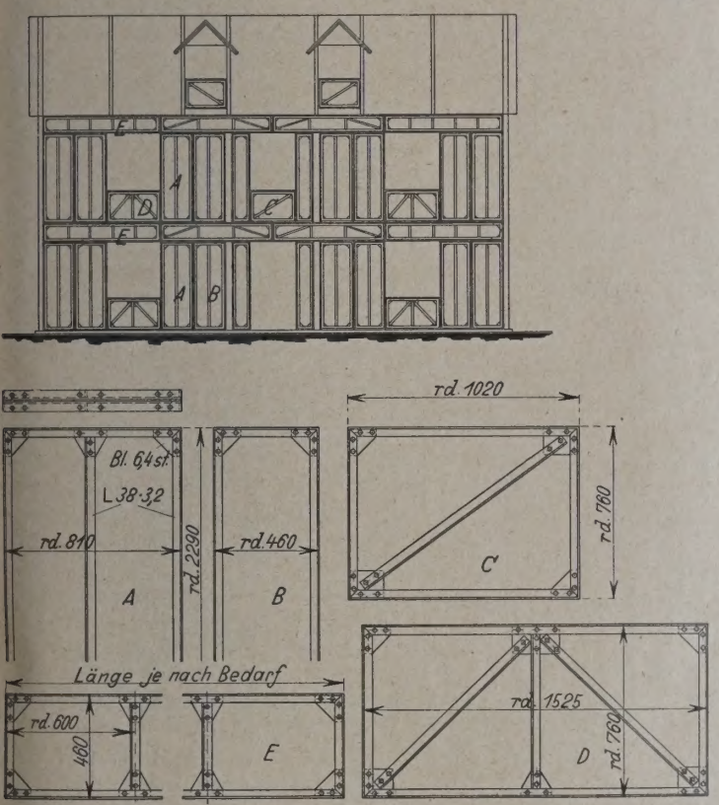


Abb. 3. Broderick-System (Amerika).

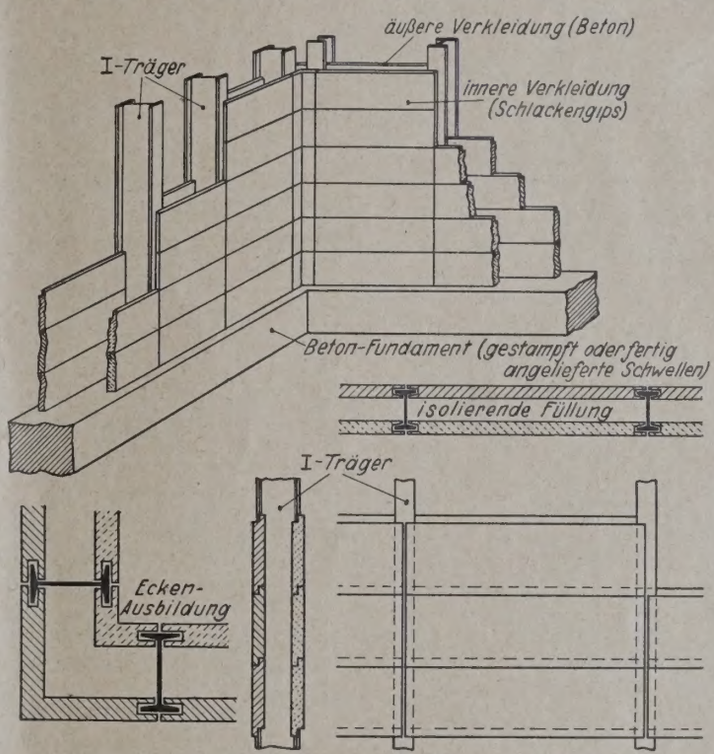


Abb. 4. „Phönix"-Bauweise.

von seiten der Bauunternehmer. Wenn eine große Anzahl gleichförmiger Häuser in der Werkstatt hergestellt und als Massenprodukt aufgestellt wird, so hat der örtliche Bauunternehmer keine Verdienstgelegenheit und die Bauarbeiter werden natürlich aufsässig, wenn sie sehen, daß dadurch die Löhne herabgedrückt werden sollen. Im Londoner „Economist" wird nachgewiesen, daß, obwohl für den Bau von Telford-, Weir-, Atholl- und Dennis-Wild-Typenhäusern bereits zu Anfang des Jahres 1914 28000 £ angewiesen wurden, doch erst im Dezember desselben Jahres nur 51 Häuser dieser Art hergestellt worden sind. Es ist das hauptsächlich der Unzufriedenheit und dem Widerstand der Bauunternehmer und der Arbeiter zuzuschreiben und außerdem einem stillschweigenden Einverständnis, daß es den Häusern an Schönheit und vielleicht auch an Brauchbarkeit fehlt.

Man darf allerdings nicht vergessen, daß die Entwicklung des Stahlhausbaues in den Vereinigten Staaten auf einer anderen Grundlage beruht. Es ist nicht die Wohnungsnot mit ihren Folgen allein, die dort die Eisenindustrie auf den Plan rief, sondern vor allem der Gegensatz zu dem bisher besonders auf dem Lande noch üblichen Holzbau. Bei dem unendlichen Holzreichtum, den Nordamerika noch bis in die jüngste Zeit hinein besaß, war das Holz das gegebene Baumaterial, besonders in Gegenden, wo Steine und Bindemittel nicht in wirtschaftlicher Reichweite waren. Allmählich ist das Holz aber bei dem planlosen Raubbau, der mit den Wäldern betrieben wurde, kostspieliger geworden. Es ist nur etwa noch die Hälfte des ursprünglichen Waldbestandes vorhanden, und noch heute ist die Lage so, daß für vier abgeschlagene Bäume immer nur einer nachwächst. Hierzu kommt die Feuersgefahr. Nach statistischen Ermittlungen brennt in den Vereinigten Staaten durchschnittlich etwa alle vier Minuten ein Holzhaus ab. Die Vorteile des Stahlhauses sind also dort schon aus diesen Gründen in die Augen springend. Eine Folge dieser Sachlage ist es aber, daß man dort in erster Linie bestrebt war, alle auch in massiven und halbmassiven Häusern verwendeten Holzteile durch Eisen zu ersetzen. Es entstanden so in der Hauptsache Stahl-Fachwerk-Häuser, die dann schließlich auch noch anstatt der ausgemauerten Wände Verkleidungen aus Stahlblech erhielten. Hierher gehört das sogenannte „Weldcrete"-System der Firma James G. Dudley, New York, die ein Gerüst aus gewöhnlichem Walzeisen aufstellt und mit Eisenblech verkleidet, welches mit angeschweißten Rippen versehen ist, damit der Putz besser haftet, und ferner die ganz ähnliche Eslien-Methode der Eslien Cy. in Milwaukee. Das „Stuko Steel"-Haus der Firma William Horn Structural Iron Works, Chicago, verwendet ein Fachwerk aus kaltgewalzten U-Eisen, die zu einheitlichen Rahmen zusammengeschweißt sind. Diese Rahmen haben eine Größe von etwa 1,1 × 1,8 m, so daß sie noch leicht zu handhaben sind, und werden mit irgendeiner feuersicheren Verkleidung versehen. Auf einem ähnlichen Konstruktionsprinzip beruht das Broderick-Stahl-Fachwerkshaus-System, das in Tarrytown, N. Y., hergestellt wird. Hier bestehen die verschieden großen Rahmen aus zusammengenieteten Winkeleisen. Abb. 3 zeigt, wie mit Hilfe dieser Rahmen ein Haus aufgebaut werden kann. Jeder, der mit einem Schraubenschlüssel, einem Bleilot und einem Zimmermannswinkelmaß umzugehen versteht, soll ein solches Haus in jeder beliebig gewünschten Anordnung aufstellen können.

In allen diesen Fällen besteht der grundlegende Unterschied gegenüber dem englischen System darin, daß weniger auf Schaffung einheitlicher Haustypen, sondern mehr auf die

Vereinheitlichung der Einzelteile Wert gelegt wird. Diese Teile können dann von den Baumaterialienhändlern ebenso angeschafft und an die Bauunternehmer weiterverkauft werden wie anderes Baumaterial, wobei sich der verhältnismäßig geringe Bedarf an Lagerraum für die Händler als vorteilhaft herausstellt. Außerdem spielt der Kostenpunkt auch nicht die unbedingt ausschlaggebende Rolle, denn natürlich werden die leichteren Holzhäuser auch jetzt dort noch immer billiger ausfallen. Man will aber vor allem den Hausbau überhaupt verbessern und geht dabei von dem Grundgedanken aus, daß das Eisen hinsichtlich Feuerfestigkeit, Wetterbeständigkeit und Lebensdauer ein besseres Baumaterial ist als das Holz. Beachtenswert sind die Propagandamittel, die im „Iron Age“

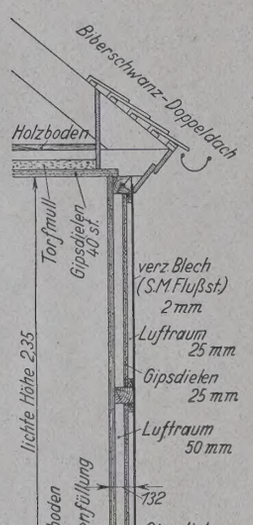


Abb. 5. System „Wöhr“ (Wandquerschnitt).

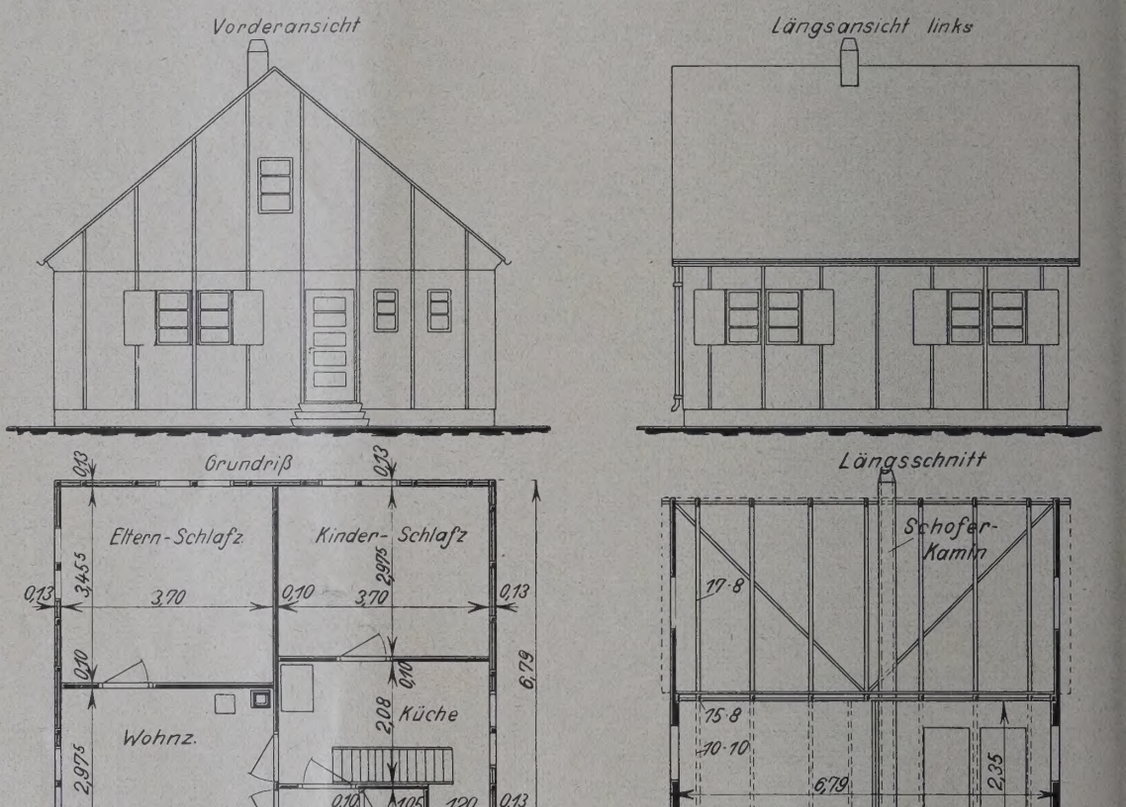


Abb. 6. Stahlhaus System „Wöhr“.

In Deutschland scheint sich der Stahlhausbau verhältnismäßig nur schwer Eingang verschaffen zu können. Es liegt dies wohl zum größten Teil an dem prekären Zustande unserer öffentlichen und privaten Finanzen, der kostspielige Versuche und eine intensive Werbetätigkeit nicht gestattet. Hier müssen eben die Industrieverbände, die an der Einführung und Verbreitung des Stahlhauses Interesse haben, sich zu gemeinsamer Tätigkeit zusammenfinden. Gegen den Import der englischen Stahlhäuser aber muß entschieden Stellung genommen werden; unsere Wohnungsnot könnte hierdurch wohl vorübergehend gelindert werden, aber nur auf Kosten eines unserer Volkswirtschaft zugefügten, unberechenbaren Schadens. Bedingung hierfür ist allerdings, daß auch deutsche Firmen selbständige Entwürfe aufstellen.

empfohlen werden, um das Interesse für den Stahlhausbau in der Öffentlichkeit zu erwecken. Zunächst sind Modellhäuser zu errichten, die der Öffentlichkeit nicht nur die Möglichkeit vor Augen führen, mit Hilfe des Eisens als Baustoff praktische und ästhetisch befriedigende Wohngelegenheiten zu schaffen, sondern vor allem auch die Vorteile, die sich hierbei gegenüber den traditionellen Bauweisen ergeben. Da mit dem Verkauf dieser Modellhäuser früher oder später gerechnet werden kann, würde das Kapital nur bis zu diesem Zeitpunkt investiert werden müssen. Sodann ist das Interesse der Architekten und Bauunternehmer im ganzen Lande durch eine Art Missionstätigkeit von seiten der beteiligten Gesellschaften, sowie durch beschreibende Literatur in der Architekten- und Baufachpresse wachzurufen. Ferner sind Wettbewerbe zu veranstalten und schließlich spezielle Einführungsangebote zu machen zu einem Preise, der den Wettbewerb mit den alten Konstruktionsmethoden auf alle Fälle ermöglicht. Auch sollten sich die beteiligten Firmen zum Zwecke gemeinschaftlichen Verkaufs und der Reklame zusammentun, und die großen Interessenverbände des Metallhandels sollten das Stahlhaus in den Siedlungen ihrer Arbeiter und Angestellten einführen.

Erfreulicherweise kann über einige vielversprechende Bemühungen nach dieser Richtung hin bereits berichtet werden. Die folgenden, dem Verfasser bisher bekanntgewordenen deutschen Systeme sind jedenfalls infolge ihrer Einfachheit und Billigkeit bei sorgfältig durchgearbeiteter Konstruktion sehr wohl in der Lage, mit den englischen Bauweisen erfolgreich in Wettbewerb treten zu können. Sie fallen in der Hauptsache unter die 1., 2. und 3. Gruppe obiger Einteilung. Zur ersten Gruppe gehören: die Siedlungsbauweise „Albert Wagner“ und die „Phönix“-Bauweise. Über die Bauweise „Wagner“ ist bereits im diesjährigen Heft Nr. 8 der „Bauwelt“ (Verlag Ullstein & Co., Berlin) ausführlich mit eingehendster Darstellung aller Einzelheiten berichtet worden, so daß hier ohne weiteres darauf verwiesen werden kann. Die „Phönix“-Bauweise, die schon in der Zeitschr. d. Ver. dt. Ing. 1926, Nr. 11 kurz erwähnt wurde, soll im folgenden ausführlicher behandelt werden.

Die Abbildungen 4 geben über das grundlegende Konstruktionsprinzip der von der „Phönix"-Baugesellschaft G. m. b. H., Berlin, in Vorschlag gebrachten Bauweise Aufschluß. Das Traggerippe des Hauses wird durch eiserne Stüzen gebildet. Zur Ausfüllung der Wandflächen werden maschinell hergestellte Wandplatten über die Flanschen dieser Stützen geschoben, wobei die horizontalen und vertikalen Fugen zur Abdichtung mit Zementmilch versetzt werden. Die Stützen haben, um die Verwendung genormter Fenster und Türen zu ermöglichen, im allgemeinen einen Abstand von 1,14 m von Mitte bis Mitte. Die äußeren Wandplatten werden aus Stampfbeton im Mischungsverhältnis 1 : 5 hergestellt. Ihre Außenseite erhält von vornherein die gewünschte Farbe und Struktur, so daß ein Anstrich oder Putz nicht mehr erforderlich ist. Die Innenplatten bestehen aus einer Mischung von Koksasche und Gips, sind daher nagelbar. Die Zwischenwände werden aus je zwei solcher Gipskoksascheplatten hergestellt, auf welchen die Farbanstriche bzw. die Tapeten unmittelbar angebracht werden können. Die Hohlräume der Wände können, falls erforderlich, durch ein besonderes Isoliermaterial ausgefüllt werden. Die Herstellung sämtlicher Platten geschieht in einer eigens dazu konstruierten transportablen Stampfform, zu deren Bedienung zwei Mann genügen. Die Bauweise macht allerdings nicht den Anspruch, speziell unter die „Stahl-Bauweise" gerechnet zu werden, denn natürlich kann man statt der eisernen Stützen auch hölzerne Pfosten verwenden, für welche die Firma besondere Schrauben konstruiert hat, um die Funktion der Trägerflanschen zu ersetzen. Anderseits läßt sie aber auch die Verwendung von Eisen für alle tragenden Bauteile im weitestgehenden Maße zu, so daß der Eisenkonstrukteur sehr wohl ein Interesse an ihr haben könnte. Vor allem in die Augen fallend ist die große Einfachheit, die ein schnelles und billiges Bauen verspricht. Auch ist sie nach Meinung der ausführenden Firma durchaus nicht auf den Bau von Kleinhäusern beschränkt, sondern läßt sich in derselben Weise für mehrstöckige Häuser verwenden. Es sei nicht versäumt, darauf hinzuweisen, daß die Bauweise gesetzlich geschützt ist und sich im Besitze der „Phönix"-Baugesellschaft m. b. H. befindet, die auch Baulizenzen sowohl für das Ausland wie für das Inland abgibt.

Ein der zweiten Gruppe angehörendes Stahlhaus wird von dem Eisenwerk Gebr. Wöhr in Unterkochen bei Aalen (Württemberg) hergestellt. Die Hauptkonstruktionselemente dieses Hauses sind Wandplatten von rd. 1,0 m Breite und rd. 2,5 m Höhe, bestehend aus einem Holzrahmen, auf den ein 2 mm starkes feuerverzinktes Siemens-Martin-Flußstahl-Blech aufgenagelt ist. Der Holzrahmen ist in diesem Fall die tragende Konstruktion, während das Blech nur zur äußeren Verkleidung dient. Es bildet zufolge seiner Beschaffenheit gewissermaßen die äußere wetterfeste Schale des Hauses. Gegen Verrosten schützt die Verzinkung schon an sich. Da jedoch die Außenseite ohnehin einen Farbanstrich erhalten wird, so wirkt auch dieser noch überdies schützend. Schwitzwasser an der Innenseite kann sich nach den Erfahrungen der Firma bei der vorhandenen doppelten Luftschicht nicht bilden. Diese doppelte Luftschicht entsteht, wie aus dem in Abb. 5 dargestellten Wandquerschnitt hervorgeht, durch eine doppelte Lage von Gipsdielen oder ähnlichen im Handel erhältlichen Wandplatten (z. B. Enso-Platten), die auf den Holzrahmen genagelt werden. Der mittlere hölzerne Riegel, der ganz durchgeht, verhindert gleichzeitig die Zirkulation der Luft in senkrechter Richtung. Die lotrechten Fugen zwischen den Stahlplatten werden durch eine besondere, von der Firma erfundene, nietlose Verbindung abgedichtet. Durch den unteren Abschluß der Platten wird das Eindringen von abfließendem Aufschlagwasser in die Bodenfuge verhindert. Da alle sonstigen, zum Hause gehörigen Einzelheiten in der Fabrik genau vorgearbeitet werden, so kann die Aufstellung des Hauses so schnell gefördert werden, daß es bereits nach 1—2 Tagen unter Dach gebracht und in etwa einer Woche schlüsselfertig übergeben werden kann. Abb. 6 zeigt ein nach diesem Prinzip entworfenes einfaches Haus in Ansicht, Grundriß und Schnitt, dessen Preis sich ohne Grundmauern auf etwa 6000 M. stellt.

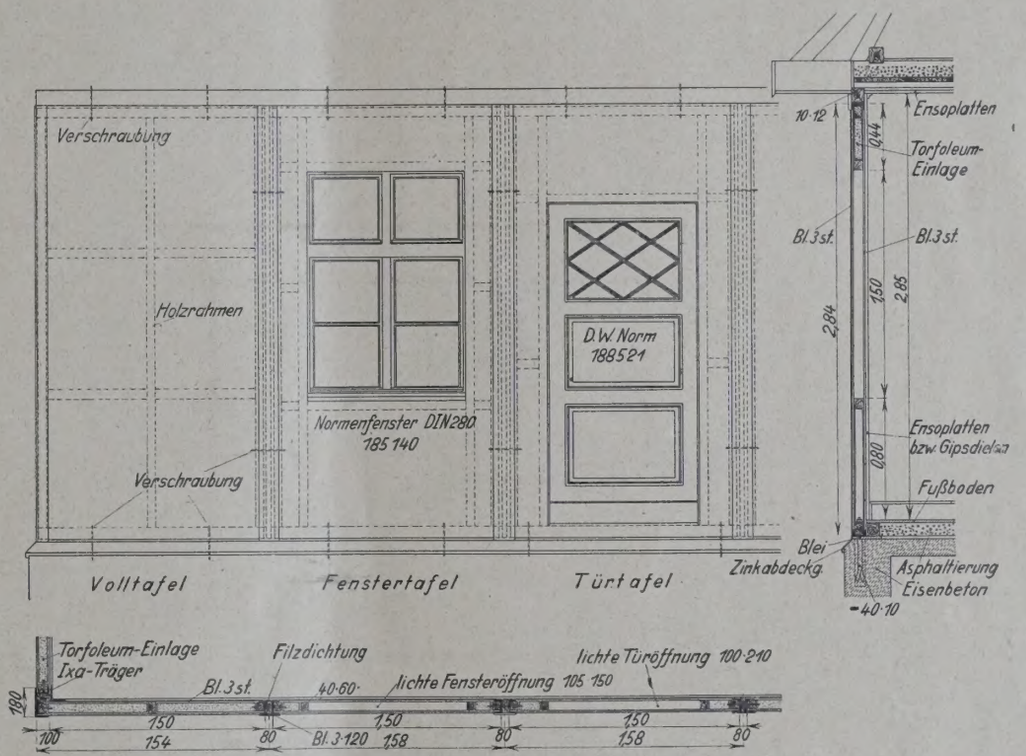


Abb. 7. System „Scherrer". Wandtafeln.

Auch die dritte Gruppe unserer Einteilung ist bereits durch ein deutsches System vertreten, und zwar durch das System „Scherrer", über welches im Zentralbl. d. Bauverw. v. 3. II. 26 schon einige Andeutungen zu lesen waren. Es hat mit dem vorher geschilderten System insofern einige Ähnlichkeit, als auch hier ganze Wandplatten zum Aufbau des Hauses verwendet werden. Die Firma Franz Scherrer, Düsseldorf, welche diese Bauweise unter der Bezeichnung: Deutsche Stahlhäuser „System Scherrer 1915" herausbringt, hat dieses Prinzip schon früher bei ihren zerlegbaren Holzhäusern angewandt. Der Unterschied gegenüber dem „Wöhr"-System liegt jedoch darin, daß als tragender Konstruktionsteil ein Rahmen von U-Spezial-Formeisen, sog. Ixa-Trägern, dient, der beiderseits mit 3 mm Stahlblech abgedeckt ist. Die innere Holzauskreuzung hat hier nur den Zweck, die Bleche gegeneinander zu versteifen. Zum Aufbau eines Hauses gehören Volltafeln, Fenstertafeln und Türtafeln (s. Abb. 7).

Der Raum zwischen den Blechen wird mit Torfoleum ausgefüllt und die Innenseite der Platten mit Gipsdielen oder Enso-Platten verkleidet. Die Fenster- und Türtafeln haben entsprechende Aussparungen für die Fenster und Türen bei etwas abgeänderter Anordnung der Holzauskreuzung, die

gleichzeitig den Zwischenraum der Tafeln gegen die Fenster- bzw. Türöffnung abschließt. Die Tafeln werden unten auf eine Blei-Isolierschicht gesetzt und mittels vorher in das Grundmauerwerk (meist aus Beton) eingelassener Flacheisenanker befestigt. Die vertikalen Fugen der Platten werden durch Bohlen von 6 cm Stärke ausgefüllt, an denen gleichzeitig die innere Verkleidung befestigt wird. Zur Abdichtung dient eine doppelte Filzeinlage zwischen Plattenrand und

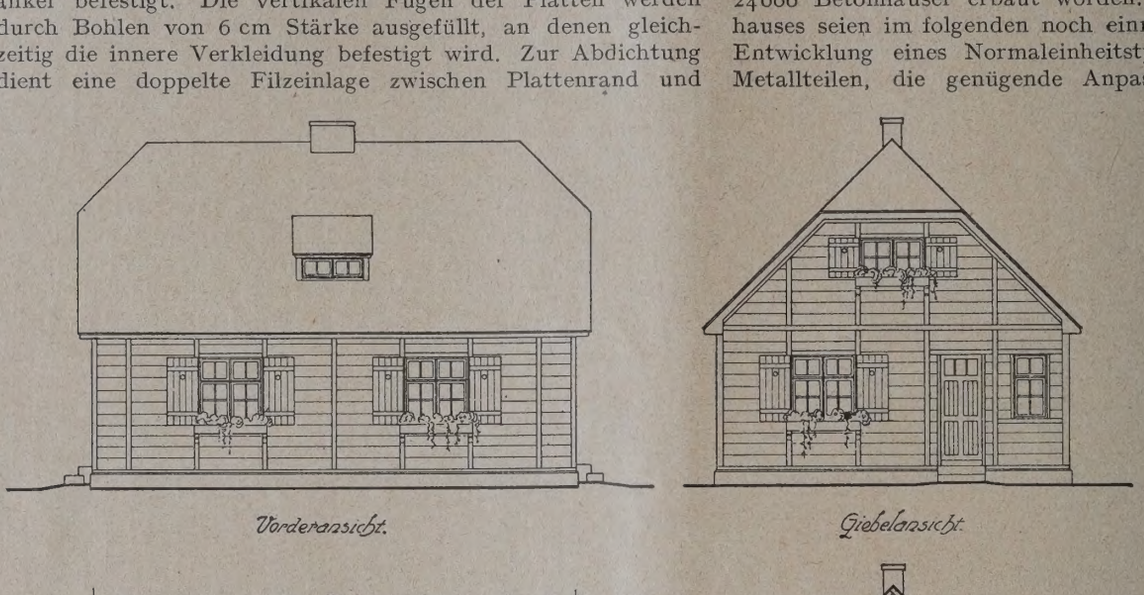


Abb. 8. Stahlhaus System „Scherrer".

Bohle. Die ganze Fuge wird außerdem noch außen durch eine eiserne Lasche abgedeckt. Die senkrechten Rahmenträger bilden zusammen mit den mit ihnen verschraubten Hölzern die Wandstützen des Hauses. Auf ihnen ruht eine durchgehende Rähm, welche die obere Holzbalkendecke und die Dachsparren trägt. Auch die Ecken lassen sich in verhältnismäßig einfacher Weise ausbilden, wie Abb. 7 (Grundriß) zeigt. Das Dach ist ein einfaches Holzdach und wird dem jeweiligen Grundriß angepaßt. Die Gesamtansicht eines auf diese Weise hergestellten kleineren Zweifamilienhauses ist in Abb. 8 nebst Grundriß und Schnitt dargestellt.

Die Aussichten des Stahlhausbaues hängen von der Erkenntnis seiner Vorteile ab, die er gegenüber anderen Bauweisen besitzt, insbesondere gegenüber der Betonbauweise. Hier tritt dem Stahlhaus ein sehr scharfer Mitbewerber entgegen, sind doch nach einer Bekanntmachung des englischen Gesundheitsministers in England im Jahre 1925 insgesamt 24000 Betonhäuser erbaut worden. Die Vorteile des Stahlhauses seien im folgenden noch einmal zusammengefaßt: Die Entwicklung eines Normaleinheitstyps mit auswechselbaren Metallteilen, die genügende Anpassungsfähigkeit an jeden gewöhnlichen Hausbauplan besitzen, gestattet die weitestgehende Anwendung der Fabrikarbeit mit allen ihren Vorteilen der maschinellen, unter Umständen sogar automatischen Herstellung. Mit den so genau vorgearbeiteten Einzelteilen läßt sich die eigentliche Errichtung des Hauses auf der Baustelle auf eine sehr kurze Zeit zusammendrängen, wodurch an kostspieliger Handarbeit und an Arbeitszeit gespart wird. Die Arbeit des Aufstellens erfordert keine ausgebildete, handwerkliche Fertigkeit, so daß mit billigeren Arbeitskräften gerechnet werden kann. Beim Bau selbst entsteht kein Materialabfall, was Ersparnis an Material bedeutet. Die Werkstattsarbeit, die in Zukunft den Hauptteil der Herstellungsarbeit eines Hauses darstellt, kann über das ganze Jahr verteilt werden, so daß man von der eigentlichen Bausaison unabhängiger wird. In den Monaten, wo nicht gebaut wird, kann auf Lager gearbeitet werden. Die große Feuersicherheit, insbesondere der Blitzschutz, den ein vollkommenes Stahlhaus bietet, setzt die Feuerversicherungsprämien herab. Die Instandhaltung ist einfacher. Beschädigte Teile lassen sich leichter ersetzen. Schließlich sei noch die Ersparnis an Raum und Gewicht bei Transport und Lagerung erwähnt.

Es ist im Interesse unserer gesamten Volkswirtschaft sowohl wie insbesondere unseres Wohnungsbauwesens zu wünschen, daß es dem deutschen Stahlhausbau gelingt, sich auf Grund seiner geschilderten Vorzüge erfolgreich durchzusetzen.

SIND BLOCKEINLAGEN IN GUSSBETON VORTEILHAFT?

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Die Gewichtsstaumauer stellt für den Betonbau sowohl nach dem Umfang der zu bewältigenden Massen wie auch nach der Größe der damit verbundenen Verantwortung eine der gewaltigsten Aufgaben dar, und nirgends anders tritt die Bedeutung der beiden sich widerstrebenden Faktoren Wirtschaftlichkeit und Sicherheit, unter denen eigentlich das ganze Denken und Handeln des Ingenieurs steht, so eindrucksvoll in Erscheinung wie gerade hier. Der solide aber teuere Mauerwerksbau ist längst dem Betonbau gewichen, und wiederum hat der an Festigkeit zwar überlegene aber zuviel teuere Menschenarbeit erfordernde Stampfbeton dem weniger festen aber billigeren Gußbeton das Feld geräumt; und der Tal-

sperrenbau war es, der zu vielen wertvollen, gründlichen Untersuchungen über Gußbeton, die in jüngster Zeit erschienen sind, den Anstoß gab.

Bei diesen großen Mauermassen hat man nun öfters in den Beton große rohe Steinblöcke eingelegt, die bei der Schwarzenbachsperre beispielsweise insgesamt etwa 25% des Mauerinhalts ausmachen und im einzelnen eine Größe bis zu 2 m³ haben. Abgesehen von der Verbilligung glaubte man durch diese im Verhältnis zum Beton sehr festen Körper die Bruchsicherheit der Mauer noch zu erhöhen. Nun stellt Prof. Kreuter in seinem Aufsatz: „Beitrag zur Berechnung und Ausführung der Staumauern" in der Wasserkraft 1925 Seite 253 dieses Verfahren als äußerst gefährlich und bedenklich hin und sagt ihm nach, daß es „unvermeidlich zu gefährlichen ungleichen Setzungen, falschen Spannungen, Sprüngen, Rissen und unganzen, undichten Stellen im Gemäuer führen muß". In der Tat müssen diese Blockeinlagen, die sich dem Schwinden des Betons widersetzen, innere Spannungen hervorrufen, und es erscheint deshalb angezeigt, sich einmal theoretisch Rechenschaft über die Größe der entstehenden Spannungen zu geben, um von einem sicheren Boden aus das Für und Wider ihrer Anwendung beurteilen zu können.

Von vornherein muß festgehalten werden, daß der Beton keineswegs ein homogener Baustoff ist. Spannungen infolge des Schwindens, wie sie die großen Einlageblöcke erzeugen, treten im kleinen an jedem im Bindemittel eingelagerten Zuschlagskorn auf, ob es nun größer oder kleiner ist, und die Untersuchung wird beiläufig auch darüber Aufschluß geben, wie weit diese Spannungen von der Größe der Einlage- oder Zuschlagskörper abhängen und ob in Hinsicht auf die vom Schwinden hervorgerufenen Eigenspannungen einem kleineren oder gröberen Zuschlagskorn der Vorzug zu geben ist.

Die Untersuchung geht zweckmäßigerweise von einem einzelnen kugelförmigen in einem unendlichen Grundstoff eingebetteten Zuschlagskorn aus, dessen Halbmesser mit a bezeichnet sei. Es habe das Dehnmaß E_z, während für den Grundstoff (Bindemittel oder Beton) ein davon verschiedenes Dehnmaß E_g vorausgesetzt sei. Die Querdehnung sei für beide Stoffe vernachlässigt, die Poissonsche Zahl m also gleich Unendlich gesetzt, was man bei Beton mit um so größerem Recht tun kann, als m an und für sich groß ist (m = 8 bis 10) und die Ergebnisse also wenig beeinflußt[1]).

Wenn nun der Grundstoff gegenüber dem Zuschlagskorn eine Schwindung im Maße ε_s erfährt, so entsteht dadurch ein symmetrischer Dehnungs- und Spannungszustand. Die Rechnung wird etwas einfacher, und der Spannungszustand ist derselbe, wenn man statt der Schwindung des Grundstoffes eine Dehnung des Zuschlagskornes vom selben Maße annimmt. Diese Dehnung kann nicht voll zur Ausbildung kommen, da sich ihr der umschließende Grundstoff widersetzt. Hierbei erfährt eine in diesem angenommene konzentrische Kugelschale eine Ausdehnung, durch die der Halbmesser r auf $r + \varrho$ vergrößert wird, und die dabei entstehenden Radial- und Tangentialspannungen σ_r und σ_t hängen mit ϱ nach folgenden Gleichungen zusammen

$$(1)\qquad \begin{cases} \sigma_r = E_g \dfrac{d\varrho}{dr} \\ \sigma_t = E_g \dfrac{\varrho}{r}. \end{cases}$$

Denkt man sich nun eine Kugelschale mit der Dicke dr längs eines Größtkreises aufgeschnitten (Abb. 1), so muß die Gesamtheit der Spannungen σ_r an der Innenseite, σ_{r+dr} an der Außenseite und σ_t am Rande dieser Halbkugelschale sich das Gleichgewicht halten. Es ist also

$$(2)\qquad \sigma_r \pi r^2 + \sigma_t 2\pi r\,dr = \sigma_{r+dr}\,\pi (r+dr)^2.$$

Setzt man hier in den Wert von $\sigma_{r+dr} = \sigma_r + \dfrac{d\sigma_r}{dr} dr$ ein, so führt diese Gleichung nach Kürzung und Vernachlässigung der Glieder höherer Ordnung zu der Beziehung der Spannungen:

$$(3)\qquad \sigma_t \cdot 2r = \sigma_r \cdot 2r + \frac{d\sigma_r}{dr} r^2.$$

Drückt man hierin die Spannungen nach Gl. (1) in der Verschiebung ϱ aus, so erhält man die Differentialgleichung der Verschiebung:

$$(4)\qquad r^2 \frac{d^2\varrho}{dr^2} + 2r \frac{d\varrho}{dr} - 2\varrho = 0,$$

die das allgemeine Integral hat:

$$(5)\qquad \varrho = C_1 r + \frac{C_2}{r^2}.$$

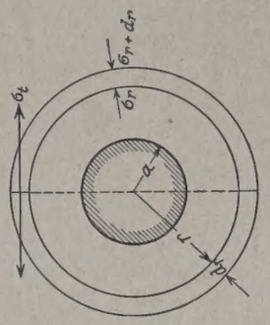


Abb. 1.

Da für $r = \infty$ die Verschiebung verschwindet, ist $C_1 = 0$ zu setzen, es wird

$$(6)\qquad \varrho = \frac{C}{r^2};$$

die Verschiebung nimmt also umgekehrt mit dem Quadrat des Halbmessers ab.

Die Konstante C ist nun daraus zu bestimmen, daß am Rande des Zuschlagkorns, also für r = a, Verschiebung und Spannung $\sigma_r = \sigma_a$ für Grundstoff und Zuschlagkorn einander gleich sind.

Die Formänderung des Zuschlagkornes setzt sich zusammen aus der Dehnung vom Maße ε_s und einer Zusammenpressung infolge des Gegendrucks σ_a durch den Grundstoff. Der Druck σ_a pflanzt sich in der Kugel wie in einer Flüssigkeit nach allen Teilen und in allen Richtungen gleichmäßig fort und erzeugt eine lineare Zusammenpressung von $\frac{\sigma_a}{E_z}$. σ_a läßt sich nach Gl. (1) unter Benutzung des Integrals 6) ausdrücken als

$$\sigma_a = -2 E_g \frac{C}{a^3}$$

und der Halbmesser a des Zuschlagkorns erfährt also eine Dehnung im Betrage von

$$a\left(\varepsilon_s - 2\frac{E_g}{E_z} \cdot \frac{C}{a^3}\right).$$

Diese Dehnung ist der aus Gl. (6) sich ergebenden Verschiebung des Grundstoffs für r = a gleichzusetzen, woraus sich zur Bestimmung von C die Gleichung ergibt:

$$a\left(\varepsilon_s - 2\frac{E_g}{E_z} \cdot \frac{C}{a^3}\right) = \frac{C}{a^2},$$

daraus folgt nacheinander:

$$C = \frac{a^3 \varepsilon_s}{1 + 2\dfrac{E_g}{E_z}}$$

$$\varrho = \frac{a^3 \varepsilon_s}{r^2\left(1 + 2\dfrac{E_g}{E_z}\right)}$$

$$(7)\qquad \begin{cases} \sigma_r = -2 \cdot \dfrac{a^3}{r^3} \cdot \dfrac{\varepsilon_s E_g}{\left(1 + 2\dfrac{E_g}{E_z}\right)} \\ \sigma_t = \dfrac{a^3}{r^3} \cdot \dfrac{\varepsilon_s E_g}{\left(1 + 2\dfrac{E_g}{E_z}\right)} = -\dfrac{\sigma_r}{2}. \end{cases}$$

Für die größte Radialspannung an der Kugel ist also

$$\sigma_a = -2\varepsilon_s \frac{E_g}{1 + 2\dfrac{E_g}{E_z}}.$$

Sie ist ganz unabhängig vom Radius der Kugel. Ein Ergebnis, das anfangs wohl kaum erwartet wird, aber schließlich, wenn

[1]) In Föppl, Zwang und Drang, 1. Auflage, § 93 findet sich eine ähnliche Ableitung unter Berücksichtigung der Querdehnung.

man sich überlegt, daß jede Kugel, ob groß oder klein, zum unendlich ausgebreiteten Grundstoff immer im gleichen Verhältnis steht, nicht mehr befremden kann.

Diese Spannungen unmittelbar am Rande der Kugel sind verhältnismäßig groß. Sie betragen, wenn man die Dehnzahl für Grundstoff und Zuschlag aneinander gleich setzt,

$$\sigma_a = -\frac{2}{3}\varepsilon_s E$$

$$\sigma_t = \frac{1}{3}\varepsilon_s E$$

Das gibt, bei E = 150 000 kg/cm² und einem Schwindmaß von 0,3 mm/m, das bei Gußbeton durchschnittlich in 80 Tagen erreicht wird (nach Bethke, Das Wesen des Gußbetons), eine radiale Druckspannung von 30 und eine tangentiale Zugspannung von 15 kg/cm². Zugspannungen dieser Größe können wohl zu Rissen in der Umgebung des Zuschlagkorns Veranlassung geben. Sie fallen jedoch in der Entfernung von der Kugel sehr schnell ab und sind beispielsweise in einem Abstand von der Oberfläche, der gleich dem Kugeldurchmesser ist (r = 3 a), schon auf den 27. Teil gesunken.

Die Formeln (7) geben nun auch Aufschluß darüber, wie weit bei einem weicheren Zuschlagmaterial die Spannungen heruntergehen. Granit, der für Sperrenbauten als Zuschlag oder Blockeinlage wohl meist in Frage kommt, hat nach Messungen, die Studer in der Schweizer Bauzeitung Bd. 86 S. 258 mitteilt, ein Dehnmaß, das nur ¾ so groß wie das von Gußbeton ist, womit sich dann die Eigenspannungen auf $^9/_{11}$ des oben berechneten Betrages, also auf 24½ und 12¼ kg/cm² ermäßigen. Die Dehnzahl von Stampfbeton kann man etwa gleich der 1,5fachen des Gußbetons, der 2fachen des Granits setzen. Das Schwindmaß beträgt etwa nur $^2/_3$ von dem des Gußbetons, wonach sich also in Stampfbeton Eigenspannungen von 16 und 8 kg/cm², nur rund $^2/_3$ von denen des Gußbetons, errechnen. Bei der an und für sich geringeren Festigkeit wird also Gußbeton durch diese Eigenspannungen verhältnismäßig viel mehr geschwächt als Stampfbeton.

Der Zuschlagkörper weicht nun in seiner Gestalt mehr oder weniger von der Kugelform ab, insbesondere haben gebrochene Materialien ganz unregelmäßige Oberflächen mit scharfen Ecken und Kanten, bei denen selbstverständlich andere Eigenspannungen zu erwarten sind, wie bei der Kugel. Allgemein kann gesagt werden, daß die Spannungen bei einem einzelnen im unendlich ausgedehnten Grundstoff eingebetteten Körper auch nur von der geometrischen Form dieses Körpers und den Dehnzahlen abhängen, aber nicht von dessen Größe. Daraus, daß die Kugel im Verhältnis zum Rauminhalt die kleinste Oberfläche hat, kann man weiterhin folgern, daß bei der Kugel die radialen Druckspannungen an der Oberfläche größer, die tangentialen Zugspannungen kleiner sein werden, als bei jeder andern Körperform. Für einen langen zylindrischen Körper mit kreisförmigem Querschnitt kann man beispielsweise die Spannungen auf dieselbe Art ausrechnen, wie es oben für die Kugel geschehen ist. Man erhält dann für die Zugspannung in Richtung der Kreistangente den Wert

$$\sigma_t = \varepsilon_s \frac{E_g}{\left(1 + \frac{E_g}{E_z}\right)} \cdot \frac{a^2}{1^2} = -\sigma_r$$

ebenso groß wie die radiale Druckspannung, während die Zugspannung σ_x in Richtung der Zylinderachse ebenso groß ist wie σ_t bei der Kugel. Bei gleichen Dehnmaßen $E_g = E_z = E$ läßt die folgende Gegenüberstellung in der Tat erkennen, daß die Zugspannung größer, die Druckspannung kleiner ist als bei der Kugel.

	Kugel	Zylinder
σ_r	$-\frac{2}{3}\varepsilon_s E$	$-\frac{1}{2}\varepsilon_s E$
σ_t	$\frac{1}{3}\varepsilon_s E$	$\frac{1}{2}\varepsilon_s E$
σ_x	$\frac{1}{3}\varepsilon_s E$	$\frac{1}{3}\varepsilon_s E$

Bei scharfen ausspringenden Ecken und Kanten sind die Zugspannungen noch größer. Sie werden ungefähr doppelt so groß anzunehmen sein, wie bei der Kugel, wie man aus Festigkeitsversuchen an eingekerbten Zugstäben schließen kann (Föppl, Zwang und Drang, 1. Auflage, § 52), auf alle Fälle bleiben sie unter dem Grenzwert $\varepsilon_s E$.

Aus den bisherigen Betrachtungen über die Eigenspannungen lassen sich zwanglos einige Festigkeitseigenschaften des Betons auf eine bisher noch nicht beachtete Art erklären. Diese Eigenspannungen sind für kugeliges Zuschlagmaterial am kleinsten. Infolgedessen muß Beton aus rundlichem Flußgeschiebe eine größere Festigkeit aufweisen als Beton aus gebrochenem Material. Das wurde auch in der Tat von J. Bolomey in größeren Versuchsreihen entgegen der bisher üblichen landläufigen Anschauung festgestellt (Bulletin technique de la Suisse Romande 1925). Bolomey führt diese Tatsache auf den geringen Wasserbedarf zurück, ein Grund liegt aber jedenfalls auch in den kleineren Eigenspannungen.

Auch die größere Festigkeit von feucht gehaltenem Beton läßt sich durch diese Eigenspannungen erklären. Die Feuchtigkeit hält das Schwinden und damit die Eigenspannungen zurück. Diese treten erst in stärkerem Maße auf, wenn der Beton schon mehr erhärtet ist.

Die Festigkeitsverminderung durch die Eigenspannungen hängt nun nicht allein von der nur durch die Form des Zuschlagkörpers bedingten Größe dieser Eigenspannungen, sondern auch von ihrer Ausbreitung, der Größe des durch sie gestörten Raumbereichs ab. Insofern ist ein großer Zuschlagkörper natürlich gefährlicher als ein kleiner. Als Maß für diese Festigkeitsverminderung kann man die gesamte im Grundstoff von den Eigenspannungen hervorgerufene Formänderungsarbeit auffassen. Diese Formänderungsarbeit ist proportional dem Rauminhalt des Zuschlagkörpers, wie sich rechnerisch leicht nachweisen läßt, wenn man den Zuschlagkörper als Kugel voraussetzt, und auch für alle Körperformen ohne weiteres aus der Tatsache folgt, daß der Spannungsabfall für Körper gleicher Form und verschiedener Größe geometrisch ähnlich erfolgt, also so, daß die Strecke, innerhalb deren die Spannung um ein bestimmtes Maß fällt, den Abmessungen des Körpers proportional ist. Da also die Formänderungsarbeit durch den Rauminhalt des Zuschlagkörpers gegeben ist, so ist sie für eine bestimmte Zuschlagmasse gleich groß, ob diese nun in wenigen großen oder in vielen kleinen Körpern verteilt ist. Vom Standpunkt der Eigenspannungen aus ist also nur das Gesamtvolumen des Zuschlagmaterials, nicht seine Kornzusammensetzung maßgebend. Bei Blockeinlagen ist also eine besondere Festigkeitsverminderung, die, abgesehen von ihrer Masse, noch in ihrer Größe begründet wäre, nach den bisherigen Betrachtungen nicht zu befürchten.

Wenn man nun allerdings den Abbindevorgang und die dabei auftretende Wärmeentwicklung näher ins Auge faßt, so zeigt es sich, daß auch die Größenverteilung der Körper in der Tat zusätzliche Eigenspannungen hervorrufen kann. Beim Abbinden tritt in der Betonmasse eine nicht unbeträchtliche Erwärmung auf, die bei Gußbeton und den üblichen Mischungsverhältnissen rd 20° beträgt. Diese Wärme verschwindet bei den großen Talsperrenkörpern nur langsam, und es dauert einige Jahre, bis die Übertemperatur auf einen Bruchteil ihres Anfangswertes abgeklungen ist. Das Schwinden selbst ist zum Teil nur auf die Abkühlung zurückzuführen, aber keinesfalls ausschließlich, wie daraus folgt, daß kleine, längst abgekühlte Betonkörper im Laufe der Jahre dauernd weiterschwinden. Besteht nun der Zuschlag nur aus kleinen Körpern, so kann man bei Erwärmung und Abkühlung mit einer über die ganze Masse gleichmäßig verteilten Temperatur rechnen, diese kleinen Körper geben zu besonderen Temperaturspannungen keinen Anlaß. Sind jedoch diese Körper größer, so folgen sie der ziemlich rasch ansteigenden Erwärmung der Grundmasse nur mit einer gewissen Verzögerung. Die Grundmasse wird einige Zeit nach dem Eintritt der Höchsttemperatur zu erhärten beginnen. Wenn nun die Zuschlagkörper nach dem

Beginn der Erhärtung noch weiterhin beträchtlich Wärme aufnehmen, so geben sie zu anfänglichen Temperaturspannungen Veranlassung, die sich dann den nachträglich noch hinzukommenden Schwindspannungen überlagern.

Um sich von der Verzögerung im Temperaturgang des Zuschlagkörpers ein Bild zu machen, sei angenommen, daß ein als kugelförmig vorausgesetzter Zuschlagkörper in eine Grundmasse eingebettet sei, die plötzlich auf eine Temperatur von T° gebracht werde. Ein vollständiger Temperaturausgleich wird bei Körpern jeder Größe theoretisch erst nach unendlich langer Zeit erfolgt sein; dagegen wird die Zeit, innerhalb welcher der Körper eine Mitteltemperatur von einem bestimmten Prozentsatz der Endtemperatur T erreicht, von der Größe des Zuschlagkörpers abhängig sein. Um das Problem zu vereinfachen, sei von der Abkühlung der Grundmasse in der Umgebung des Zuschlagkörpers abgesehen und angenommen, daß Grundmaße und Oberfläche der Kugel dauernd die Temperatur T behalten. Eine Aufgabe ähnlicher Art findet sich bei Gröber, Grundgesetze der Wärmeleitung und des Wärmeübergangs, Berlin 1921 S. 54—56, behandelt. Die Zeit für eine bestimmte prozentuale Wärmeaufnahme ist proportional dem Quadrat des Kugelhalbmessers. Geht man nun von der dort im Anhang S. 258 für Granit gegebenen Konstanten a = 0,0059 m^2/h aus, so kann man die Zeit für die Erwärmung der Kugel auf das 0,8-, 0,9-, 0,95fache der Temperatur des Grundstoffes in Abhängigkeit vom Halbmesser oder Rauminhalt der Kugel in einem Diagramm nach Abb. 2 darstellen. Dank des verhältnismäßig großen Wärmeleitungsvermögens des Granits sind die Zeiten ziemlich gering. Blöcke von 2 m^3 Inhalt haben in rd 20 Stunden 90%, in 25 Stunden 95% der Endtemperatur erreicht. 25 Stunden nach Eintritt des Temperaturanstieges ist beim Beton mit einer nennenswerten Verfestigung noch kaum zu rechnen. Man sieht also, daß selbst die größten in der Praxis verwendeten Blöcke nur Zusatzwärmespannungen erzeugen, die einer Temperaturerhöhung von kaum über 1° entsprechen.

Die Erwärmung des Zuschlagkörpers wird nun allerdings wesentlich langsamer — wohl nur etwa mit der Hälfte der Geschwindigkeit — erfolgen, die sich durch obige Betrachtung ergab. In der Umgebung des Zuschlagkörpers muß infolge des Wärmeentzuges die Temperatur sinken, der Wärmeübergang in die Kugel also langsamer erfolgen. Dafür wird jedoch, falls die Erhärtung vor vollzogenem Temperaturausgleich stattfindet, die Umgebung der Kugel bei niedrigerer Temperatur erhärten, und dann zufolge ihrer eigenen noch fortschreitenden Erwärmung der noch folgenden Ausdehnung der Kugel weniger Widerstand entgegensetzen. Beide Einflüsse, größere Verzögerung in der Erwärmung der Kugel, nachträglicher Temperaturanstieg in der Kugelumgebung werden sich ziemlich aufheben, und die Abschätzung der Zusatzwärmespannung nach obigen Kurven wird sich wohl nicht allzuweit von der Wirklichkeit entfernen. Eine Zugabe von Traß, der die Erhärtung verzögert, wird übrigens diese geringen Zusatzwärmespannungen noch weiter herabsetzen.

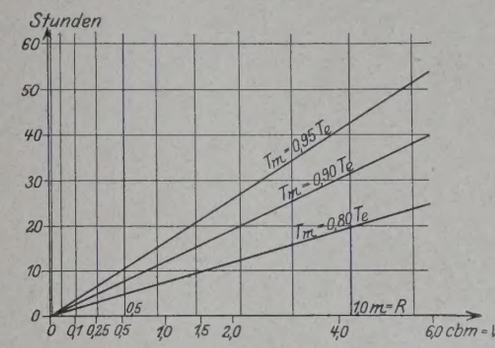


Abb. 2. Verzögerungszeiten in der Erwärmung einer Granitkugel, abhängig von Radius und Volumen.

Nach allem Obigen ist also bei Blockeinlagen eine Verminderung der Festigkeit, die über das Maß dessen hinausgeht, die durch die Verminderung des Mischungsverhältnisses zu erwarten ist, nicht zu befürchten. Im Gegenteil ist anzunehmen, daß ein Beton, der beim gleichen Zementzuschlagverhältnis einen Teil des Zuschlags als grobe Blöcke enthält, fester wird, weil er bei der gleichen Fließbarkeit weniger Wasser beansprucht. Außerdem wird ein solcher Beton bei entsprechender Baustelleneinrichtung billiger. Ferner bilden die Blöcke bei den unvermeidlichen Arbeitsfugen eine sehr günstige und auch notwendige Verzahnung, weil die Arbeitsfugen mit der Richtung der größten Scherspannung meist nahe zusammenfallen.

Eine Nachprüfung dieser Ergebnisse durch den Versuch ist wohl nur in kleinem Maßstab möglich, etwa durch größere (30 cm) Würfel aus Mörtel mit und ohne grobe, im Verhältnis zum Würfel jedoch noch kleine (etwa 5 cm Durchmesser) Zuschläge. Da der Würfel vor Eintritt der Erhärtung schon ziemlich erkaltet ist, werden die Ergebnisse allerdings günstiger sein als bei großen Mauerkörpern. Falls solche Versuche, wie aus schon bekannten Erfahrungen nicht anders zu erwarten ist, die obigen theoretischen Schlußfolgerungen bestätigen, wird also die bei der Schwarzenbachsperre in Deutschland zum ersten Male durchgeführte Verwendung großer Blockeinlagen vollkommen gerechtfertigt dastehen, und sie werden wohl in Zukunft bei solchen Massenbauten ein von der Wirtschaftlichkeit und Sicherheit in gleicher Weise gefordertes und gerechtfertigtes Bauelement bleiben.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuere selbsttätige Heberüberfälle in Deutschland und Italien.

Zu den Aufsätzen auf Seite 176/177, Heft 9 und Seite 387, Heft 19 der Zeitschrift „Der Bauingenieur" über neuere selbsttätige Heberüberfälle in Italien darf nicht unerwähnt bleiben, daß die genannten italienischen Anlagen nach den Entwürfen und italienischen Patenten der deutschen Firma J. Heyn-Stettin gebaut worden sind. Außer den im letzten Aufsatz (Seite 387) kurz genannten Verbesserungen und Neuerungen ist besonders noch hervorzuheben die Ausbildung der Heberüberlaufkrone in Abb. 1 und 2 auf Seite 387, die ein schnelles Anspringen, eine der wichtigsten Forderungen an den selbsttätigen Heber, mit Sicherheit gewährt und durch die der für das Anspringen des Hebers bisher erforderliche größere Überstau (die sogenannte Anspringtoleranz) auf ein sehr geringes, nicht ins Gewicht fallendes Mindestmaß eingeschränkt ist.

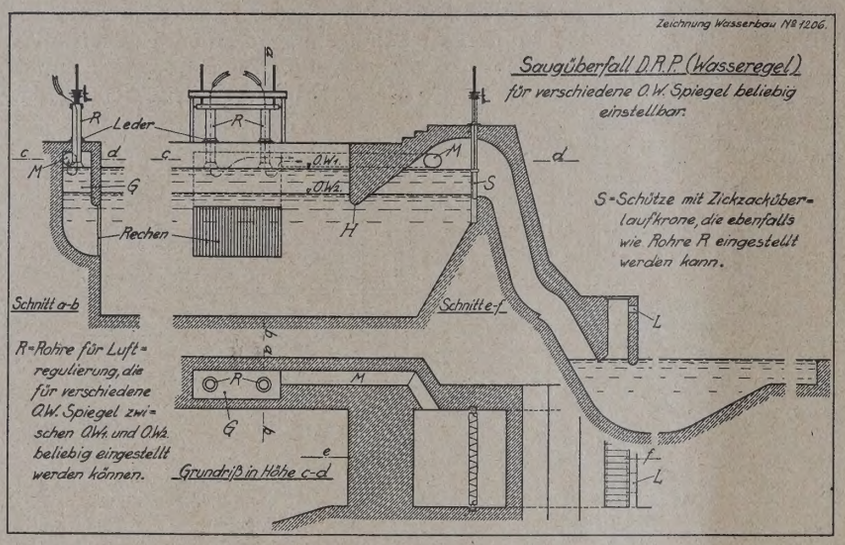
Auch mag auf die Ausbildung der Luftregleröffnungen und ihre Vorverlegung um ein beträchtliches Stück vor den eigentlichen Hebereinlauf aufmerksam gemacht werden, wodurch die lästige und unzulässige O. W.-Spiegelerhebung während des Heberbetriebes (die sogenannte Betriebstoleranz) so gut wie ganz beseitigt ist.

In Erweiterung der beiden genannten Aufsätze wird in der umstehenden Abbildung eine Neugestaltung des selbsttätigen Hebers gezeigt, bei der ortsfeste in Eisenbeton ausgeführte Heber auf verschiedene Stauhöhen zwischen den fast beliebig weiten Grenzen O. W. 1 und O. W. 2 leicht eingestellt werden können.

Die Hauptsaugschnauze H reicht bis unter den niedrigsten Stau O. W. 2. Die das Arbeiten des Saugüberfalls feinstmöglich regelnde Außenluft wird dem Heberinnern durch die Rohre R und die Verbindungsleitung M zugeführt; die Rohre R durchdringen die Decke einer Tauchglocke G, die durch eine mit Rechen gegen Treibzeug gesicherte Öffnung mit dem O. W. verbunden ist; da der Spalt zwischen der Außenwand der Rohre R und der Decke der Tauchglocke G durch Ledermanschetten vollkommen luftdicht abgedichtet ist, ist der Raum unter der Tauchglocke G und damit das Heberinnere von der Außenluft abgeschlossen, sobald der O. W.-Spiegel die Unterkante der Rohre R etwas übersteigt.

Dadurch, daß die Rohre R in den Ledermanschetten mit einem Zahnstangengetriebe beliebig auf- und niederbewegt werden können und ihre Unterkante jedesmal maßgebend ist für die Stauhöhe, die der Heber regelt, ist die Einstellbarkeit für jede gewünschte Stauhöhe zwischen O. W. 1 und O. W. 2 gewährleistet.

Voraussetzung für ein zweckmäßiges Arbeiten ist allerdings weiter, daß auch die Überlaufkrone des Hebers gleichzeitig mit den Rohren R auf- und niederbewegt und auf die gewünschte Stauhöhe



eingestellt werden kann; das ist dadurch erreicht, daß die oben genannte das Anspringen wesentlich beschleunigende Zickzacküberlaufkrone D.R.P. auf einer Schütze S befestigt ist, die mit zwei Rundeisen luftdicht die Heberdecke durchdringend ebenfalls mit Zahnstangengetriebe auf jede gewünschte Höhe zwischen O. W. 1 und O. W. 2 gehoben oder gesenkt werden kann.

Auch diese im Staatl. Kraftwerk Wurzen i. Sa. ausgeführte Anlage besitzt den Vorteil, daß sowohl die genannte O. W.-Spiegelerhebung während des Heberbetriebes, wie auch die für das Anspringen des Hebers erforderliche auf ein kaum merkbares Mindestmaß sich einstellt.

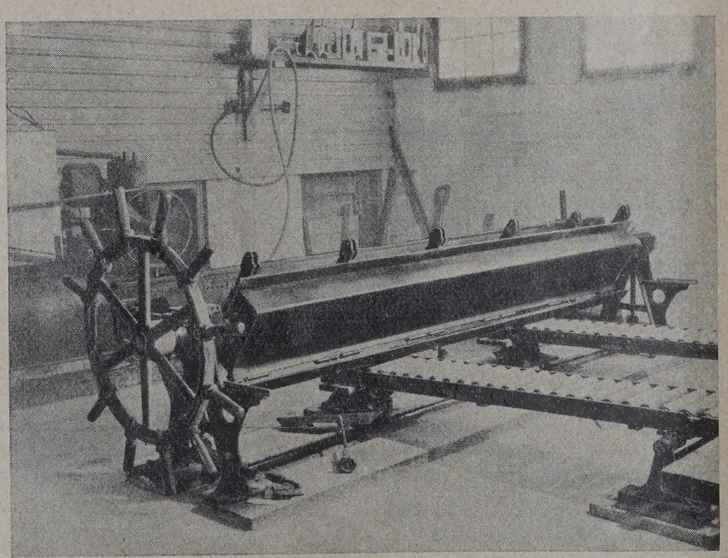
(Alle genannten Verbesserungen sind der Firma J. Heyn-Stettin durch D.R.-Patente und mehrfache Auslandspatente geschützt.)

Neue Formen für Beton- und Kunststeintreppenstufen.

Nach Beobachtungen in Amerika von Arch. Franz Hoffmann, Johannisthal.

Beton- und Kunststeinstufen werden für massive Treppen dort angewendet, wo man gegenüber den teueren Werksteinstufen sparen will. Der Vorzug der ersteren soll also in der Hauptsache in der Billigkeit bestehen; ihre Verwendung wird also in dem Maße steigen, in dem ihre Verbilligung wächst.

Seit Beginn der Herstellung von Betonstufen hat man ihre Form, d. h. ihr Profil dem Werksteinstufenquerschnitt nachgeahmt und wohl



noch niemals in den vergangenen Jahrzehnten — so lange die Betonstufenfabrikation besteht — ist es einem Konstrukteur oder einem Betonwarenfabrikanten in Deutschland eingefallen, hierin irgendwelche Änderung und Verbesserung von so ausschlaggebender Bedeutung vorzunehmen, wie solche in der in folgendem beschriebenen und durch Abbildungen illustrierten neuen Stufe und Stufenherstellungsform des Amerikaners Barriball in Cleveland, Ohio, auffällt.

Allen, denen die Anfertigung, das Verladen und das Versetzen unserer bisherigen Werksteinstufen unterliegt, sind gewisse, nun schon seit Jahrzehnten mit in Kauf genommene Mängel bekannt.

Die Mängel bestehen:

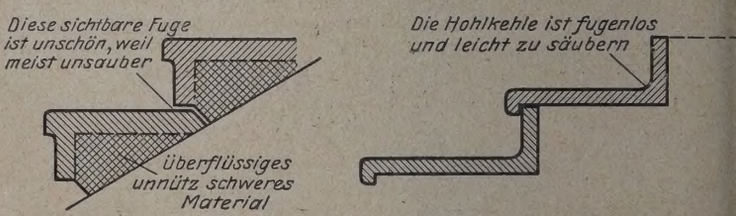
1. In dem unhandlichen, dreieckigen Profil,
2. in der überflüssigen Schwere, die sowohl die Transport- als auch die Versatzkosten erhöht,
3. in der Schwierigkeit des Lagerfugenverstreichens,
4. in der Gefahr des Kantenbruchs, der — wenn er erst einmal aufgetreten ist — trotz aller Reparatur sichtbar bleibt,
5. in der erschwerten Reinhaltung der scharfkantigen Winkel, die am Zusammenstoß der Tritt- und der Setzstufe gebildet sind, und in noch manch anderem mehr.

Die für Deutschland neue Stufe aus Beton und Kunststein, die hier zum ersten Male gezeigt wird, dürfte daher zweifellos für alle hieran Interessierten von großem Wert sein, und es steht zu hoffen, daß diese Form — eine patentierte Erfindung der amerikanischen Betonwarenfirma Barriball Bros Co., Cleveland, Ohio — der Fabrikation und Verbreitung von Beton- und Kunststeinstufen auch in Deutschland mit Riesenschritten voranhilft.

In den sehr deutlichen Detailaufnahmen wird gezeigt:

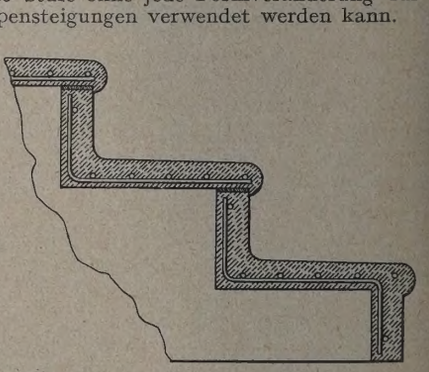
a) Die Art und Weise, wie diese Stufen hergestellt werden,
b) wie sie versetzt werden,
c) ihre Anwendung insbesondere für Vortreppen.

Zur Erläuterung der vorgenannten Nachteile der alten Stufenprofile und der Vorteile der neuen vereinfachten Profilform dient die hier gezeigte Federskizze.



Das Wesentlichste, das daraus ersichtlich und über das neue Stufenprofil zu sagen ist, ist:

1. Die Material-, Gewicht- und somit Kostenersparnis in der Herstellung, im Transport und im Versetzen der Stufen. Beim Versand lassen sich diese Stufen auch leichter verpacken und raumersparend ineinanderrreihen.
2. Die Hohlkehle im Winkelansatz zwischen der Tritt- und der Setzstufe gestattet ein weit leichteres Reinigen der Treppe.
3. Die Lagerfuge, die jetzt unter der Trittstufenwulst liegt, ist verdeckt und etwaiger Kantenbruch verschwindet ebenfalls unter diesem Trittstufenwulst.
4. Die verdeckt liegende Fuge kann ganz nach Erfordernis schwächer oder stärker gehalten werden. Der Vorteil, der sich daraus ergibt, ist der, daß die gleiche Stufe ohne jede Formveränderung für verschieden hohe Treppensteigungen verwendet werden kann.



Eine Eisenarmierung der an sich jetzt leichteren Stufen erhöht ihre Stabilität und gestattet selbst für breiteste Treppen diese Stufenverwendung.

Die Herstellung der Stufen erfolgt nicht in leichten, aus losen Teilen zusammenfügbaren Formen mit zahlreichen Elementen, sondern in einem festen eisernen Gefüge, das zu einer Einheit zusammengeschlossen ist und eine unverwüstliche Präzisionsmaschine darstellt.

Auf dieser Maschine werden die Stufen nicht wie bisher bei uns unter Handstampfung hergestellt, was bekanntlich immer nur ungleichmäßig feste Produkte ergibt, sondern diese Maschine läßt die weit zuverlässigere Bearbeitung mit Preßluftstampfern zu.

Die Herstellung von Beton- und Kunststeinstufen mittels Preßluftstampfern garantiert entschieden festere und dauerhaftere Produkte.

Für die Zukunft ist solche Arbeitsweise die einzig richtige.

Die Verwendung solcher Stufen ist eine sehr vielseitige, nicht etwa nur für Vortreppen, Freitreppen, sondern auch für jegliche Etagentreppen.

Tausende solcher Stufen sind im Staate Ohio zu finden. Als Etagentreppen sah ich sie in Chicago und Cleveland nicht nur als

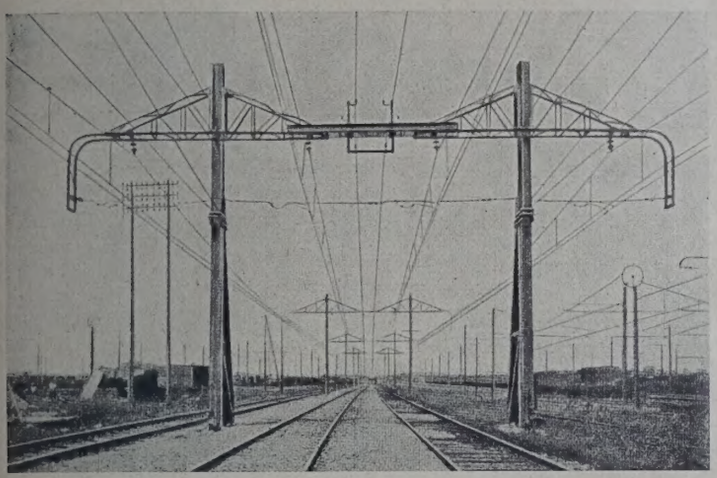


Abb. 1.

freitragende Treppen, sondern auch — und zwar in der Mehrzahl — als aufgelegte Stufen, die also auf eisernen Wangen ruhen.

Für Vortreppen fertigt man zweckmäßig auch das Auflagerwangenmauerwerk in einem Stück aus Beton, schon um möglichst auch hier Fertigware zum Bau zu bringen, die dort nur aufgestellt zu werden braucht. Man weiß dort die größere Billigkeit der Werkstattarbeit zu schätzen. Alles übrige veranschaulichen die wiedergegebenen Abbildungen.

Elektrische Ausrüstung der Eisenbahn Paris-Orleans.

Abb. 1 zeigt die Regelausrüstung der eingleisigen Strecke Paris—Etampes mit 64 m Abstand der Maste, Verbund-Kettenaufhängung und doppelten Fahrdrähten. Unter den elferlei Masten der Speiseleitungen sind bemerkenswert die Maste für die Überquerung der Loire mit 490 m Spannweite, 54 m über dem Boden hoch, am Fuße 12 × 12 m weit, 20 t schwer, die bei 120 kg/m² Winddruck fünffache und beim Reißen aller drei Leitungen über der Loire noch 1,75fache Sicherheit haben (Abb. 2). (Aus Revue générale des chemins de fer, S. 194, Fig. 29, vom März 1926 und Engineering, S. 316, Fig. 10, vom 5. März 1926.) N.

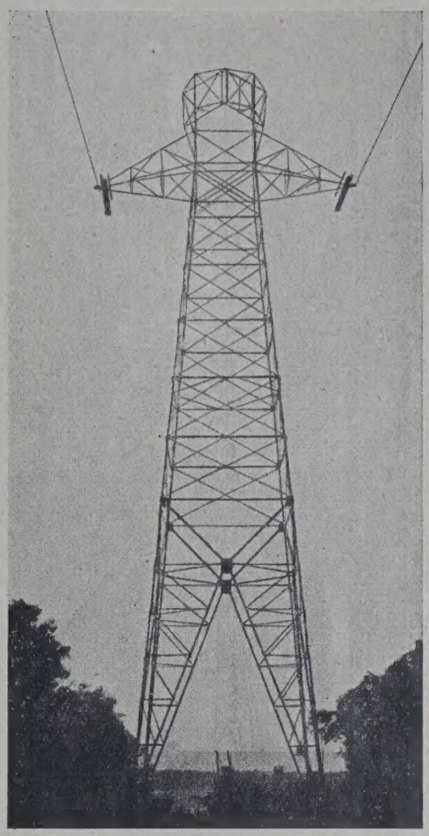


Abb. 2.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Produktive Erwerbslosenfürsorge durch Ausführung von Bauarbeiten.

Der volkswirtschaftliche Ausschuß des Reichstages hat dem Plenum am 26. Juni einen ausführlichen Bericht über die Frage vorgelegt, wie durch die Vergebung von Notstandsarbeiten, Beschaffung anderer Arbeiten usw. in größerem Umfange als bisher Erwerbslose beschäftigt werden können. Darin ist festgestellt, daß seit der im Herbst 1925 einsetzenden Wirtschaftskrise etwa 2,5 Millionen völlig Erwerbslose und mehrere Millionen Kurzarbeiter in Deutschland vorhanden sind. Mit Rücksicht darauf, daß auch in den Sommermonaten die wirtschaftliche Krise in unverminderter Schärfe anhält und keine begründete Aussicht besteht, daß die große Arbeitslosigkeit in absehbarer Zeit eine erhebliche Abschwächung erfährt, wird es für dringend geboten gehalten, daß in organischem Zusammenhang mit den Bedürfnissen der Wirtschaft die notwendigen Maßnahmen getroffen werden, um den Arbeitsmarkt zu heben, die Arbeitsmöglichkeit zu fördern und den Erwerbslosen Beschäftigung zu geben. Es sei notwendig, daß mindestens etwa 500000 Erwerbslose mit produktiven Notstandsarbeiten beschäftigt würden. Hierfür wird auf Grund eingehender Berichte der einzelnen Reichsressorts u. a. die Ausführung folgender Arbeiten empfohlen:

1. Die Schiffbarmachung deutscher Flüsse und deren zweckdienliche Verbindung durch Kanäle;
2. der Straßenbau und die notwendige Erweiterung eines größeren Teiles der Straßendecken, die dem neuzeitlichen Verkehr nicht genügen;
3. die Kultivierung von Ödlandflächen usw.;
4. Fluß- und Bachregulierungen zur Gewinnung von Kulturboden und anderem Gelände sowie zur Verhütung von Hochwasserschäden usw.;
5. Stauanlagen und Schutzwälle usw., um den stets wiederkehrenden Hochwasserschäden vorzubeugen;
6. Anlagen zur Gewinnung von Wasserkräften;
7. der Wohnungsbau.

Nach dem vom Reichsverkehrsministerium dem Reichstagsausschuß vorgelegten Bericht werden aus dem Bereich der Reichswasserstraßenverwaltung die folgenden Bauausführungen (siehe Seite 594) als für Notstandsarbeiten geeignet bezeichnet:

Die Wasserstraßenbauten, die bereits die Genehmigung des Reichstages erhalten haben, und deren Ausführung begonnen hat, sollen beschleunigt und verstärkt zur Durchführung kommen. Es handelt sich hier insbesondere um die Neckarkanalisierung auf der Strecke von Mannheim bis Plochingen, um den Rhein-Main-Donau-Kanal, den Kanal Wesel—Datteln, die zweite Mündung des Rhein-Herne-Kanals, um den Ausbau des Oder-Spree-Kanals und um den Mittellandkanal auf der Strecke von Hannover bis Peine.

Für die Vollendung des Mittellandkanals werden die Baukosten der noch nicht in Angriff genommenen Strecken unter Zugrundelegung einer Verteuerung von 30% gegenüber den Vorkriegspreisen auf 448 Millionen Reichsmark veranschlagt, und zwar würden hiervon entfallen: auf den Hauptkanal von Peine bis Burg mit Elbeüberführung und Zweigkanälen 273 Millionen Reichsmark, auf die Verbindung mit dem Wirtschaftsgebiet der oberen Saale (Südflügel) 175 Mill. Reichsmark.

Hinsichtlich weiterer Pläne über größere Kanal- und Kanalisierungsbauten wird berichtet, daß der Dortmund-Ems-Kanal nahezu an der Grenze seiner Leistungsfähigkeit angelangt sei, so daß seine Erweiterung in Aussicht genommen werden müsse. Vorarbeiten zur Erlangung eines baureifen Entwurfs sind bereits eingeleitet und ihre Dauer werde etwa zwei Jahre betragen.

Die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen bezwecke, die Weser zu einer auch bei geringer

Lfd. Nr.	Bezeichnung des Baues	Gesamtkosten Mill. RM.	Dauer Monate	Zahl der Arbeiter
1	Neue Mündung (7 km neuer Kanal) des Ihle-Kanals in die Elbe	8	48	Bei Beginn 300 u. 400, später bis 500
2	Pareyer Durchstich (2,5 km neuer Kanal) vom Ihle-Kanal zum Plauer Kanal	3	12—15	Bei Beginn 200, später 400 bis 600
3	Sicherungsmaßnahmen am Henrichenburger Hebewerk (reine Erdarbeiten)	0,12	3	60
4	Erweiterung der Liegestelle des Dortmund-Ems-Kanals an der Abzweigung des Rhein-Herne-Kanals (reine Erdarbeiten)	0,21	9	90—100
5	Herstellung der 2. Fahrt des Dortmund-Ems-Kanals an der Emscherkreuzung	0,215	7½ 3½	50 50
6	Abflachung scharfer Krümmungen am Dortmund-Ems-Kanal (reine Erdarbeiten)	0,25	9	90—100

Wasserführung voll leistungsfähigen Wasserstraße für 1000-Tonnen-Schiffe zur Verbindung des Ems-Weser-Kanals mit Bremen zu machen. Das kostspielige und zeitraubende Ableichtern der Kanalkähne in Minden werde durch die Weserkanalisierung entbehrlich. Es sei der Bau von fünf neuen Staustufen geplant, von denen vier oberhalb und eine unterhalb der Allermündung anzulegen sind. An sämtlichen Staustufen ist die Ausnutzung der Wasserkräfte vorgesehen. Der Kostenanschlag soll noch eine Nachprüfung erfahren.

Der von der Zentralstelle des Hansa-Kanal-Vereins in Bremen dem Reichsverkehrsministerium vorgelegte Entwurf des Hansa-Kanales sieht die Schaffung einer Wasserstraßenverbindung vom rheinisch-westfälischen Industriegebiet nach den deutschen Seehäfen Bremen, Hamburg und Lübeck vor. Nach Ansicht des Reichsverkehrsministeriums muß aber wegen der hohen Baukosten von der Ausführung des stellenweise im hohen Auftrage liegenden Westteils des Hansakanals von Bramsche (am Ems-Weser-Kanal) bis Achim (an der Weser) sowie von der Überführung des Kanals über die Weser mittels Brücke zunächst abgesehen werden. Stattdessen kommt die Linienführung über den „Ems-Weser"-Kanal bis Minden und von da auf der kanalisierten Weser bis zur Abzweigstelle nach Hamburg in Betracht. Durch die Einschaltung der kanalisierten Weser in die Kanallinie werde auch die Speisungsfrage des Hansakanals leichter zu lösen sein.

Die thüringische Kaliindustrie strebe eine Kanalisierung der Werra von Hann. Münden bis Eschwege an, um so den Transport ihrer für den Export bestimmten Erzeugnisse zu verbilligen. Geplant ist der Bau einer Zubringereisenbahn von Gerstungen nach Eschwege, wo die Güter auf das Schiff umgeschlagen werden sollen. Erforderlich ist in jedem Falle die Schiffbarmachung der Werra für größere Kähne von Eschwege bis zur Einmündung in die Weser bei Hann. Münden durch Kanalisierung. Vorarbeiten zur Aufstellung eines baureifen Werra-Kanalisierungsentwurfs, an deren Kosten sich die Kaliindustrie beteiligt, sollen in diesem Jahre ausgeführt werden.

Für die Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse auf der Oder wird der Bau des Staubeckens bei Ottmachau für dringend erforderlich gehalten, damit der Oder bei niedrigen Wasserständen das erforderliche Zuschußwasser zur Durchführung der Schiffahrt gegeben werden kann. Die bisher gegen den Bau erhobenen Widerstände sind im wesentlichen behoben, so daß der Finanzierung des Unternehmens näher getreten werden kann.

Inwieweit die letztgenannten geplanten größeren Kanal- und Kanalisierungsbauten allerdings werden durchgeführt werden können, wird sehr wesentlich davon abhängen, inwieweit die Baukosten sichergestellt werden können. Das Reich beabsichtigt, im Herbst eine Inlandsanleihe aufzulegen, durch die das erweiterte Programm der produktiven Erwerbslosenfürsorge finanziert werden soll. Während ursprünglich eine Summe von 200 Millionen Reichsmark vorgesehen war, schweben jetzt Besprechungen über eine Erhöhung dieses Betrages. In einer auf Anregung des Reichstages eingesetzten Ministerialkommission der Reichsregierung wird zurzeit darüber beraten, welche Arbeiten zunächst in Angriff genommen werden sollen.

Über die im Reichstagsausschuß geäußerte Ansicht des Reichsverkehrsministeriums, inwieweit bei der Vergebung von Straßenbauaufträgen in größerem Umfange Erwerbslose beschäftigt werden können, über die Pläne hinsichtlich der Ödlandkultivierung usw. wird späterhin berichtet werden.

Beschlüsse der Ständigen Tarifkommission.

Aus den in der Sitzung der Ständigen Tarifkommission vom 23. bis 25. Juni 1926 gefaßten Beschlüssen ist folgendes hervorzuheben.

„Asbestplatten (Asbestpappe), Asbestkieselgurplatten" sollen unter Schaffung einer entsprechenden neuen Tarifstelle aus Klasse A in die Klasse B versetzt werden.

Der Antrag, Betonmasten und -säulen aus Klasse E in die Klasse D zu versetzen, wurde bis auf weiteres abgelehnt.

In die Klasse D soll folgende neue Tarifstelle aufgenommen werden: „Dachschutz- und Isoliermasse überwiegend aus Erdölrückständen (Erdölpech) mit Zusätzen von erdigen Stoffen sowie Sägemehl und Schiefermehl."

Es wurde beschlossen, in der Anmerkung zu Ziffer 11a der Klasse D der Tarifstelle Eisen und Stahl, Eisen- und Stahlwaren im ersten Absatz hinter „Trägereisen an den Enden" zuzusetzen:

„und das Lochen von Spundwandeisen (Spundbohlen) an den Enden".

In die Klasse E soll folgende neue Tarifstelle aufgenommen werden:

„Zementstreckmittel aus mindestens 95% Hochofenschlacken der Klasse F".

Krangeld. Die Gebühr für die Heranschaffung eines Wagenkranes und eines erforderlichen Beiwagens von einer anderen Station, sofern einem solchen Antrag von der Eisenbahn entsprochen wird, wird von 20 RM. auf 15 RM ermäßigt.

Deckenmiete. Die Deckenmiete ist mit Gültigkeit vom 1. August 1926 wie folgt festgesetzt:

Für jede Decke bei Verwendung auf eine Entfernung von:

1—200 km	7,00 RM.
201—300 „	9,00 „
301—500 „	11,00 „
501—700 „	13,00 „
701—1000 „	14,00 „
701—1000 „	14,00 „
1001 und mehr km	15,00 „

Bindende Kraft erhalten die Beschlüsse erst, wenn von den maßgebenden Stellen kein Widerspruch erhoben wird. Infolgedessen kann ein Zeitpunkt für die Durchführung der Beschlüsse in den Tarifen nicht angegeben werden.

Rechtsprechung.

Verantwortlicher Bauleiter im Sinne von § 330 StrGB. Nach § 330 StrGB. und der dazu vorliegenden Rechtsprechung ist diejenige Person als „Bauleiter" zu betrachten, welche über die Art und Weise der technischen Ausführung des gesamten Baues entscheidet, mit anderen Worten die Person, deren Gebote und Verbote in technischer Beziehung für das ganze ausführende Personal maßgebend sind. Wesentlich ist hierbei nicht die rechtliche Stellung der anordnenden Person, sondern das tatsächliche Verhältnis. Aus den folgenden Reichsgerichtsentscheidungen geht hervor, daß unter Umständen der Unternehmer, der die Leitung der Bauarbeiten einem Polier überträgt, oder der vom Auftraggeber bindende Vorschriften erhält, nicht zur Verantwortung gezogen werden kann.

a) Bei Maurerarbeiten an einer Scheune war ein Putzgerüst von 3,30 m Höhe errichtet worden. Obwohl nach § 47 der allgemeinen Unfallverhütungsvorschriften der Sächsischen Baugewerksberufsgenossenschaft alle Gerüstböden in Höhenlage von über 2,50 m mit

festen Schutzgeländern zu versehen sind, ließ der angeklagte Maurerpolier L., dem die Ausführung der Arbeiten von dem Unternehmer K. übertragen war, ein solches Schutzgeländer nur teilweise anbringen. Einer der Arbeiter, der auf dem Gerüst beschäftigt war, stürzte an einer ungeschützten Stelle rücklings auf die Straße, erlitt einen Schädelbruch und starb daran. — Das Landgericht Plauen verurteilte den Angeklagten nach § 330 StrGB. zu einer Geldstrafe, da er bei Leitung und Ausführung eines Baues gegen die allgemeinen Regeln der Baukunst verstoßen habe, so daß für andere eine Gefahr entstanden war. Dieses Urteil ist jetzt vom Reichsgericht bestätigt worden. Die Rüge der Revision, daß eine schriftliche Übernahme der Bauleitung seitens des Angeklagten nicht erfolgt sei, kann nicht durchgreifen. Bauleiter ist derjenige, nach dessen Anordnungen der Bau vor sich geht. Das ist zweifellos der Angeklagte gewesen. In der Regel wird allerdings der Unternehmer auch der Bauleiter sein, aber in diesem Fall hat sich der Angeklagte in einer Weise betätigt, daß er als Bauleiter anzusehen ist. (I D 336/25 — 25. Juni 1926.)

b) In einer weiteren Entscheidung ist der Ortsbaumeister einer Gemeinde und nicht der ausführende Unternehmer in einem ähnlich gelagerten Fall für verantwortlich erklärt worden.

Die Gemeinde Birkenfeld ließ im April 1925 wegen Kanalisierungsarbeiten umfangreiche Ausschachtungen an einer Straße vornehmen. Am 26. April wurden mehrere Arbeiter, die in der 2,20 m tiefen Grube mit Rohrlegen beschäftigt waren, durch den Einsturz des Grabens schwer verletzt, ein Mann wurde getötet. Die Verantwortung für diesen Unfall trifft nach der Entscheidung des Landgerichtes Tübingen den bei der Gemeinde amtlich angestellten Ortsbaumeister Heinrich K. K. wurde wegen fahrlässiger Tötung zu 100 RM. Geldstrafe verurteilt. Nach den württembergischen Ministerialvorschriften vom Jahre 1911 sowie nach den Unfallverhütungsvorschriften der Tiefbauberufsgenossenschaft hätte der Graben verschalt und abgesprießt werden müssen, um Einstürze und Nachrutschen des Erdreiches zu verhindern, zumal die Straße schon einmal aufgegraben und die Erde außerdem durch Regenwetter aufgeweicht war. Das Landgericht führt aus, daß der Angeklagte die Maßnahmen des mit der Ausführung der Arbeiten betrauten Baumeisters S. durchkreuzt habe, indem er am 26. April die Arbeiter zum sofortigen Einlegen der Rohre veranlaßte, ohne erst eine Sicherung des Grabens vornehmen zu lassen, wie es der S. angeordnet hatte. — Die beim Reichsgericht eingelegte Revision des Angeklagten wurde verworfen. Die Verurteilung wegen Nichtbeachtung der in Frage kommenden Unfallverhütungsvorschriften besteht zu Recht. (I D; 43/26. 16. Februar 1926.)

Großhandelsindex.

2. 6.	9. 6.	16. 6.	23. 6.	30. 6	7. 7.
123,7	123,7	124,2	125,3	126,9	128,6

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 15. Juli 1926.)

Bekanntmachung des Gesetzes über den Mieterschutz und Mieteinigungsämter. Vom 30. Juni 1926. (RGBl. I 26, S. 347.) Neue Bekanntmachung mit durchgehender Paragraphierung nach dem heutigen Stande.

Runderlaß des Reichsfinanzministers betreffend Durchführung des Industriebelastungsgesetzes und des Aufbringungsgesetzes in Fällen der Grundstücksveräußerung, des Konkurses, der Liquidation und dergleichen. Vom 1. Juli 1926. (III R 8100).

Runderlaß des Reichsfinanzministers über den Steuerabzug vom Arbeitslohn. Nach § 70, Abs. 4, des Gesetzes wird der auf den Arbeitslohn entfallende Steuerbetrag nicht erhoben, wenn er bei Zahlung des Arbeitslohnes für volle Monate 0,80 M. monatlich bzw. für volle Wochen 0,20 M. wöchentlich nicht übersteigt.

Die Verordnungen der Länder, außer Sachsen, Württemberg und Waldeck, über die Durchführung des Anleiheablösungsgesetzes und die Ablösung der Markanleihen der Länder, Gemeinden, Gemeindeverbände und andere öffentlich-rechtliche Körperschaften nebst Verzeichnissen der ausländischen Vermittlungsstellen für den Umtausch der Schuldverschreibungen und der Girozentralen als Annahmestellen für die Ablösung der Anleihen sind im Deutschen Reichsanzeiger abgedruckt. (Deutscher Reichsanzeiger 26/158).

Berücksichtigung der früheren Eintragung eines Wohnungssuchenden. Der preuß. Wohlfahrtsminister hat angeordnet, daß Wohnungssuchenden, die aus dringenden Gründen den Aufenthaltsort wechseln, die Wartezeit in ihrem bisherigen Wohnorte bei der Eintragung in die Wohnungsliste der neuen Aufenthaltsgemeinde angemessen anzurechnen ist (Reichsarbeitsblatt 26/224).

Zum Umsatzsteuergesetz sind neue Ausführungsbestimmungen im Reichsministerialblatt und neue Durchführungsbestimmungen im Reichsgesetzblatt, beide unterm **25. Juni 1926,** ergangen.

Die Ausführungsbestimmungen sind formeller Art und wenden sich in allererster Linie an die Finanzbehörden selbst. (Reichsministerialbl. Nr. 29, S. 623.)

Die Durchführungsbestimmungen sind ein kurzer Auszug der rechtsverbindlichen Vorschriften aus den alten Ausführungsbestimmungen. Die einzelnen Paragraphen sind als Anmerkungen zu den Paragraphen des Gesetzes angeordnet. Es handelt sich im einzelnen um Bestimmungen über die Ein- und Ausfuhr, um Lieferungen an Ausländer durch Versendung an dessen inländischen Spediteur bei der Ausfuhr, um Bestimmungen über Ausfuhrvergütung, um Bestimmungen über den Zwischenhandel usw. (RGBl. I, S. 323.)

Preußischer Ministerialerlaß betreffend Förderung der Neubautätigkeit durch Nichterhebung der Grundvermögenssteuer. Vom 29. Mai 1926. Nach § 15 des Gesetzes wird die staatliche Grundvermögenssteuer von den nach dem 31. März fertiggestellten Wohnungsbauten für die Dauer von 5 Jahren nicht erhoben. Es wird auch den Gemeinden empfohlen, bei den in Frage kommenden Neubauten zu prüfen, ob nicht Stundung oder Erlaß der gemeindlichen Grundvermögenssteuer geboten erscheine. (Preußisches Finanz-Ministerialblatt 26/226).

Durchführungsverordnung zum Aufwertungsgesetz über die Aufwertung der Guthaben bei Fabrik- und Werk-Sparkassen, sowie der Ansprüche an Betriebspensionskassen. **Vom 8. Juli 1926.** (Deutscher Reichsanzeiger 159.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 24. Juni 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. A 44 308. Hubert Adam, Magdeburg, Sternstr. 23. Abbauverfahren, bei dem das Deckgebirge von der abzubauenden nutzbaren Ablagerung entfernt wird. 21. II. 25.

Kl. 20 a, Gr. 6. K 91 147. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bahn zur Massenbeförderung von Personen. 29. IX. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. G 64 279. Fa. Otto Preßler, Dr. Heinrich Geffken, Stallbaumstr. 9, und Dr. Hans Richter, Wiederitzscher Str. 3, Leipzig. Scheinwerfer für Signalzwecke, insbes. für Eisenbahnsignallampen. 9. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 3. G 66 117. General Railway Signal Company, Rochester, New York; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Vorrichtung zur Einstellung der Lichtquelle bei Lampen mit Kondensatorlinsen, insbes. für Eisenbahnsignale. 28. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 9. K 88 489. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schleppweiche, insbes. für Hängeschnellbahnen. 14. II. 24.

Kl. 37 b, Gr. 1. K 88 491. Julius Klingelhöfer, Offenbach a. M., Kaiserstr. 117. Formstein zur Herstellung von Mauerwerk mit durchgehenden wagerechten Hohlräumen. 14. II. 24.

Kl. 37 e, Gr. 1. L 61 245. Karl Lehr, Dinslaken H. Aus ineinander verschiebbaren durch Feststellbolzen gesicherten Rohren bestehendes Baugerüst. 24. IX. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 27 379. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine. 9. II. 26.

Kl. 80 a, Gr. 43. L 63 835. Leo Longert, Essen, Irmgardstr. 19. Formvorrichtung zur Herstellung von Hohlsteinen aus stampfbarer Masse. 14. VIII. 25.

Kl. 80 a, Gr. 46. K 90 235. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Kastenartige Form zur Herstellung von Steinformplatten mit flach Z-förmigem Querschnitt. 13. VII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 5. G 63 866. Gelsenkirchener Bergwerks A.-G., Abteilung Schalke und Emil Opderbek, Gelsenkirchen. Vorrichtung zum Trockenkörnen von flüssiger Schlacke; Zus. z. Pat. 415 230. 26. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. M 90 127. Musag-Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlackenverwertungsanlagen, Akt.-Ges., und Adolf Grote, Köln-Kalk. Verfahren zur Gewinnung von Formlingen aus Müll. 15. VI. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. J 25 850. Joachim Jachzel, Tileagd gara; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Asphaltbitumen aus Pacura und ähnlichen Rückständen sowie zähflüssigen Kohlenwasserstoffen. 3. III. 25.

Kl. 81 e, Gr. 62. S 69 030. Fa. Spülkraft A.-G., Nürnberg. Strahlförderanlage zur Förderung von Massen, wie Sand, Abraum u. dgl. 26. II. 25.

Kl. 84 d, Gr. 2. L 61 565. Alfred Loebell, Berlin-Südende, Mittelstr. 13, u. Albert Lampe, Berlin-Steglitz, Breite Str. 1. Fördergerät. 27. X. 24.

Kl. 85 c, Gr. 1. B 110 732. J. G. Farbenindustrie Akt.-Ges. in Frankfurt a. M. Verfahren zur Behandlung von Flüssigkeiten, insbes. Abwässern mit Gasen. 9. VIII. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 25 vom 24. Juni 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. 431 358. Fa. Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit umklappbarem Bügel. 17. II. 25. R 63 472.

Kl. 19 a, Gr. 30. 431 359. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Stopfvorrichtung mit maschinell getriebenem und in verschiedenen Schräglagen einstellbarem Stopfwerkzeug. 11. V. 24 B 114 071.

Kl. 20 k, Gr. 9. 432 364. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Robert Boveri, Mannheim-Käfertal. Windschiefe Kettenfahrleitung ohne Nachspannvorrichtungen mit abschnittweiser Vertauschung von Fahrdraht und Tragseil für elektrische Bahnen. 8. II. 25. A 44 153.

Kl. 80 a, Gr. 14. 431 301. Curt Schmidt, Großschönau i. Sa. Maschine zum Stampfen von Formsteinen aus Beton o. dgl. 8. XI. 21. Sch 63 393.

Kl. 84 c, Gr. 1. 431 305. Bau und Betongesellschaft m. b. H., München. Zwischenbock für Betonkanal- und ähnliche Schächte. 28. VI. 24. B 114 660.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kalkbenennungen. Von Johann Schimpf. Kalkverlag Berlin W 62 Preis 1,30 RM.

In dieser Schrift werden die chemisch-wissenschaftlichen und Handelsbezeichnungen von Kalkarten und der aus ihm gewonnenen Erzeugnisse behandelt. Der Verfasser tritt dafür ein, die Bezeichnung Ätzkalk für Kalciumhydroxyd vorzubehalten entsprechend gleilautenden Bildungen wie Ätzkali, Ätznatron usw. Die Schrift dient der Klärung der in ihr behandelten Fragen, namentlich auch für den Handelsvertrieb. M. F.

Gesetz und Freiheit in der Kunst. Vortrag gehalten von Hochschulprofessor Dr. Emil Högg, in der Aula der Technischen Hochschule, Dresden am 28. Februar 1926. Verlag Akademische Buchhandlung Dressel, Dresden. Preis 0.50 RM.

Der ganz hervorragende Vortrag bespricht die neuesten Richtungen in der Kunst und wird, da er die auf dem Kunstgebiete wichtigsten Tagesfragen in hervorragender Art kritisch behandelt, auch von allen Bauingenieuren mit Erfolg gelesen werden; ist es doch auch für diese heute eine besondere Notwendigkeit, über die neuesten Richtungen und deren Gegenwarts- und Zukunftserfordernisse sich auf dem laufenden zu erhalten. M. F.

Private und gewerbliche Garagen. Von Dr.-Ing. Richard Koch, Berlin. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. 68 Seiten und 50 Abb. Preis 3 RM.

Bei dem heutigen lebhaften Anwachsen des Kraftwagenverkehrs stellt neben der Forderung des Baues hochwertiger Straßen für den Schnellverkehr die Schaffung von Unterbringungs- und Abstellmöglichkeiten für die Fahrzeuge eine dringende Notwendigkeit dar. Es ist daher zu begrüßen, daß mit der vorliegenden Abhandlung ein praktischer Ratgeber für die Planung und den Bau von Garagenanlagen geschaffen worden ist. In der Hoffnung, daß es unserer deutschen Automobilindustrie gelingen wird, auch dem deutschen Volke ein unseren wirtschaftlichen Verhältnissen angepaßtes Auto als Verkehrsmittel breiteren Bevölkerungsschichten zu bescheren, erörtert der Verfasser, wie der Selbstfahrer in unmittelbarer Nähe seiner Wohnung seinen Wagen zweckmäßig und billig unterbringen kann. An der Hand vorzüglicher Abbildungen wird gezeigt, wie bei der Planung von Garagen zu verfahren und welchen Gesichtspunkten besonderes Augenmerk bei der Bauausführung zu schenken ist. Dabei weist der Verfasser mit Recht auf den wirtschaftlichen Vorteil des Baues von Sammelgaragen für 6—10 Wagen an Stelle von Einzelgaragen hin, die innerhalb der Grundstücksblöcke anzulegen sind. Im zweiten Teile erörtert der Verfasser die Unterbringungsmöglichkeit der Wagen im Inneren der Geschäftsstadt. Hier erfordern der teuere Boden und die geringen Freiflächen mehrgeschossige Bauten oder die Unterkellerung von Höfen und Plätzen. In überaus klarer Weise untersucht der Verfasser die Anforderungen dieser meist gewerblichen Garagenbauten und zeigt Mittel und Wege, wie dem Bedürfnis der Abstellung zahlreicher Wagen nachgekommen werden kann, und wie dabei sowohl verkehrstechnisch als auch bautechnisch befriedigende Lösungen geschaffen werden können. Eine weite Verbreitung dieser handlichen Schrift in den Kreisen der interessierten Bauwelt als auch bei den Kraftfahrzeugbesitzern kann wegen des reichen Inhaltes nur empfohlen werden. Dr. Söllner.

Der Unterricht an Baugewerkschulen. Bd. 24. Von A. Schau. Statik IIIa für die Hochbau-Abteilungen. Zweite verb. Auflage mit 238 Abb. im Text. Verlag B. G. Teubner, Leipzig u. Berlin. Karton. 2,80 RM.

Die Neubearbeitung trägt den neuen Bestimmungen und vorgeschriebenen Bezeichnungen Rechnung, hält sich aber sonst im allgemeinen an die frühere, erst 1920, erschienene Auflage. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Leerlaufarbeit.

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Sammlung von kleineren Druckschriften.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Literaturkartei.

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 30. Juli 1926 | Heft 31

DER BAU DER ZUGSPITZBAHN.

In der Tagespresse war in der letzten Zeit in verständlich großem Maße die Rede von der Eröffnung der neuen Bergbahnen auf das Kreuzeck, die Raxalp und die Zugspitze. Es sind Stimmungsbilder veröffentlicht worden, und es sind auch einzelne technische Angaben gemacht worden, doch das, was den Baufachmann interessiert, hat man bisher kaum gehört; es sei deshalb an dieser Stelle nachgeholt.

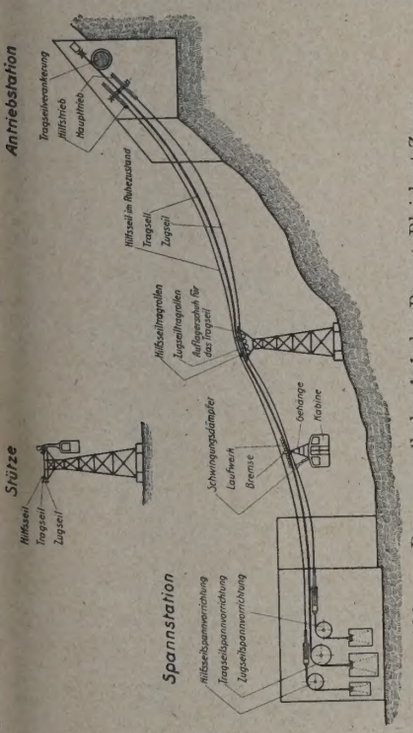


Abb. 1. Personenseilschwebebahn Bauart Bleichert-Zuegg.

Die Entwicklung der Bergbahnen führt über die Reibungsbahnen mit großer Längenentwicklung und größten Steigungen von etwa 20% über die Zahnradbahnen (bis etwa 50% Steigung) und die Standseilbahnen (etwa 75% Steigung) zu den Seilschwebebahnen. Die Anwendung dieses letzten Fördermittels ist naturgemäß angeregt durch die Erfahrungen, die man im Bau von Lastendrahtseilbahnen gemacht hat und es ist daher verständlich, daß sich die Firmen, die im Drahtseilbahnbau führend sind, auch dem Gebiet der Personenseilschwebebahnen zugewendet haben. Auch Bergseilbahnen sind nicht neu. Wir kennen sie vom Wetterhornaufzug, von der Zuckerhutbahn in Rio de Janeiro, von der Kohlernbahn bei Bozen und anderen. Die Systeme aller dieser Bahnen sind verschieden; ihre Ent-

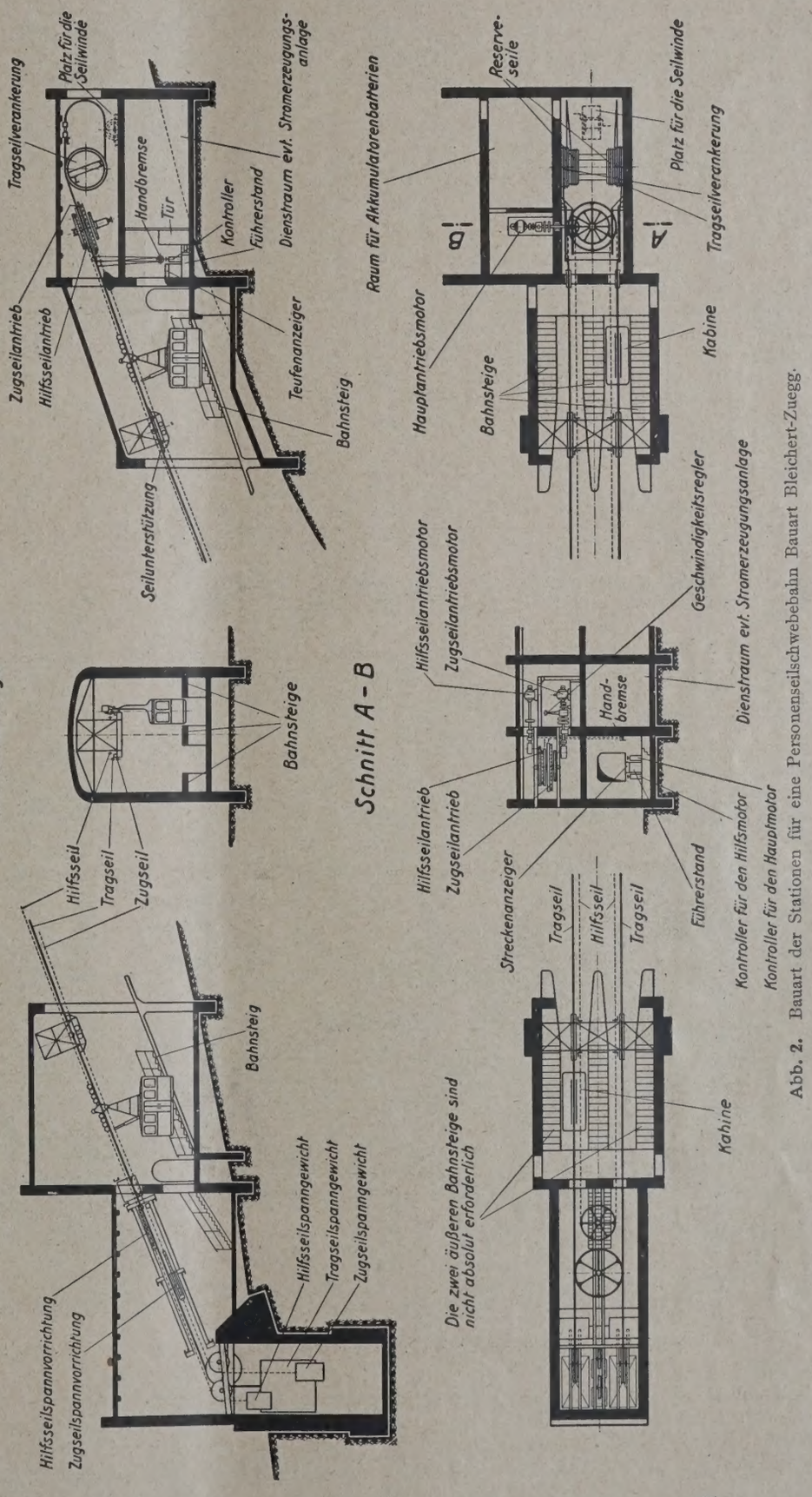


Abb. 2. Bauart der Stationen für eine Personenseilschwebebahn Bauart Bleichert-Zuegg.

wicklung ist stark gehemmt worden durch behördliche Bestimmungen. Wie so häufig machte man auch in diesem Falle die alte Erfahrung, daß den Behörden ein Vorgang fehlt und sie infolgedessen in ihrem berechtigten und selbstverständlichen Verantwortungsgefühl nach einem Haltepunkt suchen und diesen in veralteten, in längst durch die Praxis überholten Lehrbüchern festgelegten Lehrsätzen zu finden glaubten. Daher stammt z. B. die aus den Veröffentlichungen der letzten Wochen wohl bekannte Tatsache, daß man für jeden Wagen einer Personenbahn zwei Tragseile vorschreibt, und daß man die Spanngewichte dieser Tragseile beschränkte, ohne eigentlich einen anderen Grund für die vorgeschriebene Belastungsgrenze angeben zu können als den, daß es üblich sei, mit fünffacher Sicherheit zu rechnen. Daß der Ausdruck „Sicherheit" in diesem Fall vollständig vorbeigegriffen ist, soll nur nebenbei bemerkt werden. Die Forderung zweier Tragseile mag rein gefühlsmäßig dem Laien ein Gefühl erhöhter Sicherheit geben; der Fachmann muß sich darüber klar sein, daß die Verteilung einer Last auf zwei voneinander unabhängige und unstarre Unterlagen rechnerisch überhaupt nicht zu erfassen ist. Außerdem sind wir auch heute über die Aufnahme der Belastung durch ein Drahtseil noch nicht restlos im klaren. Soviel steht gegenüber früheren Anschauungen aber fest, daß die Gleichmäßigkeit der Inanspruchnahme sämtlicher Teile des Tragseiles zunimmt mit der Steifigkeit dieses Seiles, d. h. je mehr sich das Seil einem homogenen Stab in seinen Eigenschaften nähert. Diese Steifigkeit ist nicht zu erstreben in der Herstellung oder durch die Abmessung, sondern durch die Zugbelastung. Die Tragseile einer Drahtseilbahn liegen bekanntlich lose auf den Stützen, werden an einem Ende der Bahn befestigt und an dem anderen durch schwere Belastungsgewichte gespannt. Die Größe dieser Belastungsgewichte ist Erfahrungssache und ändert sich mit den Spannweiten, dem Wagenabstand und vor allem der Linienführung der Bahn. Die richtige Wahl ist von wesentlichem Einfluß auf die Kosten einer Drahtseilbahn, da der Preis eines Drahtseiles mit dem Durchmesser sehr stark anwächst und der Konstrukteur den Vorteil hat, der mit dem leichtesten Tragseil auszukommen weiß, ohne dabei die Betriebssicherheit in Frage zu stellen. Je größer die Spannung im Seil, desto größer können die Spannweiten gewählt werden,

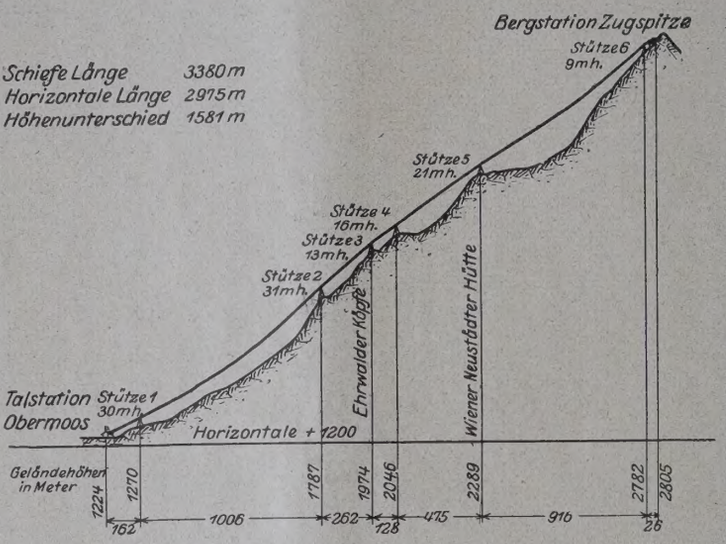


Abb. 3. Längsprofil der Zugspitzbahn.

Abb. 4. Gesamtansicht der Zugspitzbahn.

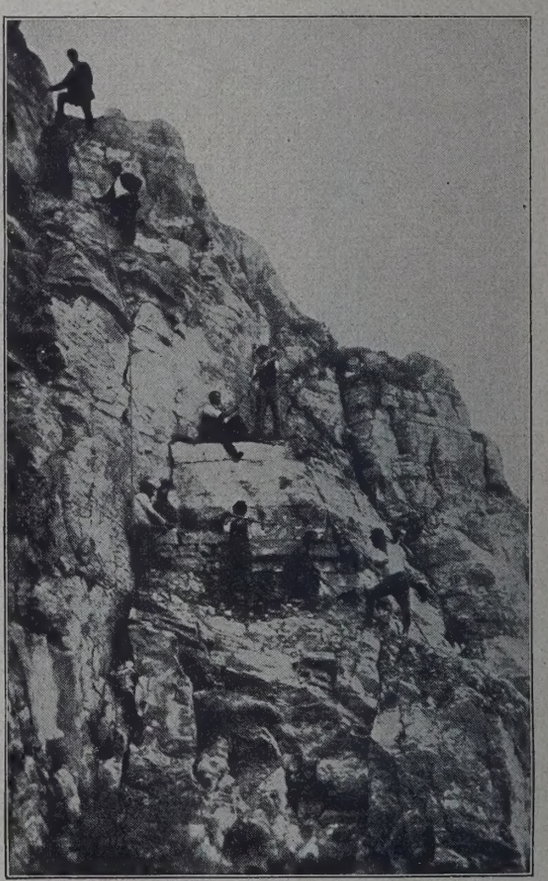


Abb. 5. Aushauen des Platzes für Stütze 2.

desto weniger Stützen braucht man und desto gleichmäßiger und geringer ist der Kraftverbrauch der Bahn. Diese Überlegung führte zu der Einsicht, daß die bisher von den Behörden geforderte 6—8 fache Sicherheit, d.h. Höchstgrenze des Spanngewichtes = $^1/_8$ bis $^1/_6$ der Bruchfestigkeit des Tragseiles, den Bau von Personenseilschwebebahnen im höchsten Maße unwirtschaftlich beeinflußte. Man geht heute bis zu $^1/_3$ der Bruchfestigkeit und hat dabei die Möglichkeit, Bahnen zu bauen, wie sie als Maximum z. B. die Zugspitzbahn darstellt. Aus der Fülle der bautechnisch interessanten Fragen sei einiges Interessante aus der Bauzeit der Bahn selbst hervorgehoben.

Abb. 6. Hilfsseilbahn für Personen- und Lastentransport.

Die Bauarbeiten im Hochgebirge bedingen selbstverständlich besondere Vorkehrungen und erfordern ihre eigenen Erfahrungen. Die Unbeständigkeit der Witterung, die Schwierigkeit des Anmarsches zur Arbeitsstelle, die Heranschaffung der Baustoffe und die mangelnde Gewöhnung der gelernten Arbeiter mit den Verhältnissen in der Gebirgswelt machen jede Voraussage über die Dauer der Arbeiten unmöglich und illusorisch. Man nimmt z. B. als sicher an, daß vom Ende September bis Anfang Mai im Gebirge nicht gearbeitet werden kann und macht nachher die Erfahrung, daß es schon im August nicht möglich ist, auf der Strecke zu arbeiten, während man den ganzen Winter durch sogar in der Bergstation der Zugspitze Betonierungsarbeiten vornehmen konnte.

Einer der interessantesten und schwierigsten Teile des Baues war das Auflegen der Tragseile. Um Kupplungen auf der Strecke zu vermeiden, sind die Tragseile aus je einem Stück hergestellt und wurden mit ihren Trommeln in einem Gesamtgewicht von 40 t unter zum Teil recht großen Schwierigkeiten an die Baustelle geschafft. U. a. mußten Brücken verstärkt und Flußläufe überbrückt werden. Die Seile wurden dann ausgelängt, d. h. von der Trommel abgewickelt und rechts und links von den Stützen verlegt. Das ist verhältnismäßig einfach, wenn, wie bei der Raxbahn, die Bahn an einem gleichmäßig fallenden Hang gebaut ist. Man verwendet dann mehrere, in gleichmäßigen Abständen verteilte Winden, die bei der Zugspitzbahn in Abständen von etwa 70 m aufgestellt waren, so daß jede dieser Winden das Gewicht von 70 m zu ziehen hatte. Alle mußte natürlich mit gleicher Geschwindigkeit laufen, und trotz der durch große Entfernung und Unsichtigkeit entstehenden Schwierigkeiten hat diese Art des Auslängens befriedigende Ergebnisse erzielt. Wo die Bahn über Schluchten hinwegführt, kann das Seil selbstverständlich nicht auf dem Boden entlanggezogen werden. Es wurde dann durch eine Hilfsdrahtseilbahn von Stütze zu Stütze geschafft. Da besonders bei der Zugspitzbahn nach Beendigung des Auslängens die Bergstation nicht so weit fertiggestellt war, daß die Tragseile

Abb. 7. Auflegen der Tragseile auf eine Stütze.

Abb. 8. Bergstation.

hätten verankert und das Auflegen sofort hätte vorgenommen werden können, wurden sie zur Sicherheit gegen Lawinen und Steinschlaggefahr auf etwa 3 m hohe Böcke verlegt und so hat das Tragseil den ganzen Winter ohne Schädigung überstanden. Das Auflegen erfolgte in der Weise, daß das Tragseil über eine Rollentraverse gelegt wurde, die durch Winden in Stützenhöhe emporgezogen wurde. Von dieser Traverse aus konnte es mit verhältnismäßig leichter Mühe auf die Tragschuhe abgelegt werden. Wenn auch der Antrieb der Zugspitzbahn von der Talstation aus erfolgt, so daß also die Antriebsmaschinen nicht, wie sonst bei Bergbahnen üblich, den Berg hinauf befördert werden mußten, so war doch der Transport von Personen und Baumaterialien zu den Stützenplätzen und zur Bergstation eine gewaltige Leistung, die nur durch die schon erwähnte Hilfsseilbahn rasch und sicher erledigt werden konnte.

Die Schwebebahnen Bauart Bleichert-Zuegg werden im gebirgigen Gelände das billige Verkehrsmittel der Zukunft sein, da sie den Erholungsbedürftigen und Wanderern in wenigen Minuten die steilsten, sonst nur mühsam erreichbaren Gipfel zugänglich machen. Schon heute haben sie große Verbreitung gefunden. So baute bzw. baut Bleichert die schon erwähnte Zugspitzbahn, ferner die Bahn auf das Kreuzeck, auf die Raxalp, sowie die Kranabitsattelbahn bei Ebensee am Traunsee und die Pfänderbahn bei Bregenz am Bodensee. Zahlreiche ernsthafte Projekte aus allen Ländern beweisen, daß überall die durch die Schwebebahn Bleichert-Zuegg geschaffene Möglichkeit erkannt wird, wegen Unausführbarkeit zurückgestellte Pläne zu verwirklichen und an neue Aufgaben heranzugehen, die auf Grund des bisherigen Standes der Bergbahntechnik wirtschaftlich nicht gelöst werden konnten.

DIE GRUNDLAGEN DER QUERSCHNITTSBEMESSUNG KREUZWEISE BEWEHRTER PLATTEN.

Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau.

(Schluß von Seite 582.)

§ 2.

Die Querschnittsbemessung einer ringsum frei aufliegenden Platte.

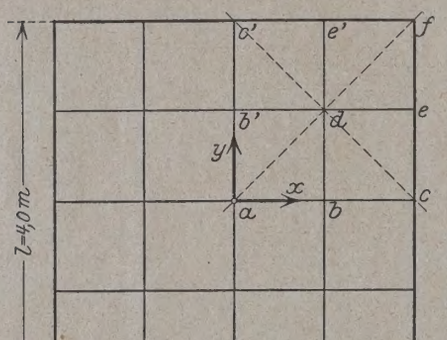


Abb. 8.

Um die praktische Durchführung der Querschnittsbemessung mit Hilfe der Ersatzmomente zu erläutern, sei als Beispiel die ringsum frei aufliegende, gleichmäßig belastete quadratische Platte gewählt.

Die genauere Untersuchung dieser Platte auf Grund der Theorie elastischer Gewebe lieferte für die Hauptquerschnitte der Abb. 8 die in nachstehender Tafel 1 eingetragenen Werte. Wird als richtig anerkannt, daß bei Eisenbetonplatten die Poissonsche Querdehnungsziffer $m = \infty$ gesetzt werden darf, so stellen $\overline{s}_x$, $\overline{s}_y$, $\overline{t}$ die Momente sowohl der wirklichen wie auch der reduzierten Spannungen dar. Entsprechend den Formeln (8) sind die zugehörigen Ersatzmomente für den Punkt a:

$$s_x' = s_y' = 0{,}0364\ p\,l^2,$$

für den Punkt d:

$$s_x' = s_y' = 0{,}0223 + 0{,}0182 = 0{,}0405\ p\,l^2,$$

bzw.

$$s_x' = s_y' = 0{,}0223 - 0{,}0182 = 0{,}0041\ p\,l^2,$$

für den Punkt f:

$$s_x' = s_y' = \pm\, 0{,}0424\ p\,l^2.$$

Tafel 1.

Ersatzmomente der ringsum frei aufliegenden, gleichmäßig belasteten quadratischen Platte.

Punkt	$\overline{s}_x$	$\overline{s}_y$	$\overline{t}$	s_x'	s_y'
a	0,0364 $p\,l^2$	0,0364 $p\,l^2$	0,0	0,0364 $p\,l^2$	0,0364 $p\,l^2$
b'	0,0261 „	0,0305 „	0,0	0,0261 „	0,0305 „
c'	0,0 „	0,0 „	0,0	0,0 „	0,0 „
b	0,0305 „	0,0261 „	0,0	0,0305 „	0,0261 „
d	0,0223 „	0,0223 „	0,0182 $p\,l^2$	0,0405 „ 0,0041 „	0,0405 „ 0,0041 „
e'	0,0 „	0,0 „	0,0273 „	$\pm$ 0,0273 „	$\pm$ 0,0273 „
c	0,0 „	0,0 „	0,0 „	0,0 „	0,0 „
e	0,0 „	0,0 „	0,0273 „	$\pm$ 0,0273 „	$\pm$ 0,0273 „
f	0,0 „	0,0 „	0,0424 „	$\pm$ 0,0424 „	$\pm$ 0,0424 „

Tafel 2. Querschnittsbemessung der Platte (Abb. 8—9).
$h - a_x = 12$ cm; $h - a_y = 11$ cm.

Querschnitt	Momente s_x' Einzelwert t	Momente s_x' Mittelwert t	erforderlich f_x cm²/cm	Vorhanden F_x	Vorhanden f_x cm²/cm	Querschnitt	Momente s_y' Einzelwert t	Momente s_y' Mittelwert t	erforderlich f_y cm²/cm	Vorhanden F_y	Vorhanden f_y cm²/cm	Bemerkungen
a	0,582	0,500	0,039	9 Ø 8	0,0452	a	0,582	0,500	0,0426	10 Ø 8	0,0503	Bewehrung der unteren Randfläche
b'	0,418					b	0,418					
c'	0,0	0,209	0,0163	5 Ø 8	0,0251	c	0,0	0,209	0,0178	5 Ø 8	0,0251	
b	0,488	0,568	0,0443	9 Ø 8	0,0452	b'	0,488	0,568	0,0483	10 Ø 8	0,0503	
d	0,648					d	0,648					
e'	0,437	0,543	0,0424	9 Ø 8	0,0452	e	0,437	0,543	0,0462	10 Ø 8	0,0503	
c	0,0	0,219	0,0171	4 Ø 8	0,0201	c'	0,0	0,219	0,0186	5 Ø 8	0,0251	
e	0,437					e'	0,437					
f	0,678	0,558	0,0436	9 Ø 8	0,0452	f'	0,678	0,558	0,0475	10 Ø 8	0,0503	
e'	− 0,437	− 0,186	0,0145	5 Ø 8	0,0251	e	− 0,437	− 0,186	0,0159	5 Ø 8	0,0251	Bewehrung der oberen Randfläche
d	+ 0,066					d	+ 0,066					
c	0,0	− 0,219	0,0171	5 Ø 8	0,0251	c'	0,0	− 0,219	0,0186	5 Ø 8	0,0251	
e	− 0,437					e'	− 0,437					
f	− 0,678	− 0,558	0,0436	9 Ø 8	0,0452	f'	− 0,678	− 0,558	0,0475	10 Ø 8	0,0503	

In der gleichen Weise sind für die übrigen Punkte die in der Tafel 1 angegebenen Werte der Ersatzmomente errechnet worden.

Ist beispielsweise $p = 1{,}0\ t/m^2$, $l = 4{,}0\ m$, so sind die in Tafel 2 zusammengestellten Größen s_x', s_y' der Querschnittsbemessung zugrunde zu legen.

Wird die Platte in der x- und in der y-Achse in Streifen von der gleichen Breite $b = 100$ cm zerlegt, so kommen für die einzelnen Streifen die jeweils in der Tafel 2 angegebenen Mittelwerte s_x', s_y' in Betracht.

Um bei vorgeschriebenen Randspannungen

$$\sigma_b = 40\ kg/cm^2,$$
$$\sigma_e = 1200\ ,,$$

das im Bereiche ef auftretende größte Moment $s_x' = 0{,}558$ t aufnehmen zu können, ist eine nutzbare Plattenstärke

$$h - a = 0{,}411 \sqrt{558} = 9{,}7\ cm$$

erforderlich. Es sei

$$h = 13{,}5\ cm,$$
$$h - a_x = 13{,}5 - 1{,}5 = 12{,}0\ cm,$$
$$h - a_y = 13{,}5 - 2{,}5 = 11{,}0\ cm$$

gewählt. Entsprechend den Formeln

$$f_x = \frac{9}{8} \cdot \frac{s_x'}{\sigma_e\,(h - a_x)} = \frac{9}{8} \cdot \frac{s_x'}{1200 \cdot 12} = 0{,}000\,078\,1\ s_x'$$

$$f_y = \frac{9}{8} \cdot \frac{s_y'}{\sigma_e\,(h - a_y)} = \frac{9}{8} \cdot \frac{s_y'}{1200 \cdot 11} = 0{,}000\,085\,2\ s_y'$$

ist für den Querschnitt a—b' am unteren Rande die Bewehrung

$$f_x = 0{,}000\,078\,1 \cdot 500 = 0{,}039\ cm^2/cm,$$

für den Querschnitt b—d

$$f_x = 0{,}000\,078\,1 \cdot 568 = 0{,}0443\ cm^2/cm,$$

für den Querschnitt a—b

$$f_y = 0{,}000\,085\,2 \cdot 500 = 0{,}0426\ cm^2/cm,$$

für den Querschnitt h'—d

$$f_y = 0{,}000\,085\,2 \cdot 568 = 0{,}0483\ cm^2/cm$$

erforderlich. In der gleichen Weise sind für die übrigen Querschnitte die jeweils notwendigen Bewehrungsmengen ermittelt und in Tafel 2 eingetragen worden. Für den Querschnitt a—b' nehmen wir

$F_x = 9\,\varnothing 8 = 4{,}52\ cm^2$, d. h. $f_x = 0{,}0452\ cm^2/cm$,

für den Querschnitt b—d ebenso

$F_x = 9\,\varnothing 8 = 4{,}52\ cm^2$, d. h. $f_x = 0{,}0452\ cm^2/cm$,

für den Querschnitt a—b

$F_y = 10\,\varnothing 8 = 5{,}03\ cm^2$, d. h. $f_y = 0{,}0503\ cm^2/cm$,

für den Querschnitt b'—d ebenso:

$F_y = 10\,\varnothing 8 = 5{,}03\ cm^2$, d. h. $f_y = 0{,}0503\ cm^2/cm$.

Die für die übrigen Querschnitte gewählten Bewehrungsmengen sind aus der Abb. 9 und aus der Tafel 2 ersichtlich.

Obgleich es an sich möglich wäre, die Stärke der Eiseneinlagen den Momenten s_x', s_y' besser anzupassen und den gesamten Eisenquerschnitt zu ermäßigen, ist eine reichlichere Bewehrung gewählt worden, weil es sich im allgemeinen bei Decken empfiehlt, möglichst gleich lange Stäbe von gleichem Querschnitt zu verwenden, um das Zurichten und das Verlegen der Bewehrung zu vereinfachen.

Eine Bewehrung des oberen Randes kommt nur für dasjenige Gebiet in der Nähe der Ecken in Betracht, in welchem die Ersatzmomente s_x', s_y' auch negativ sein können. Dies Gebiet kann praktisch durch das Dreieck cfc' (Abb. 8), welches die Mitte zweier benachbarter Seiten und einer Ecke umfaßt, abgegrenzt werden.

Für den Punkt e' ist $s_x' = -\overline{t}_e = -0{,}0273\ p\,l^2$,

,, ,, ,, d ist $s_x' = \overline{s}_x - \overline{t}_d = +0{,}0041\ p\,l^2$,

,, ,, Querschnitt e'—d somit im Durchschnitt

$$s_x' = -\frac{0{,}0273 + 0{,}0041}{2}\ p\,l^2 = -0{,}0186\ t.$$

Für den Rand ef ergibt sich aus den Einzelwerten:

$$s_x' = -\overline{t}_e = -0{,}0273\ p\,l^2$$

und

$$s_x' = -\overline{t}_f = -0{,}0424\ p\,l^2$$

der Durchschnittswert

$$s_x' = -\frac{0{,}0273 + 0{,}0424}{2} \cdot p\,l^2 = -0{,}0558\ t.$$

Zur Aufnahme dieser Momente ist im Querschnitt e'—d die Bewehrung

$$f_x' = 0{,}000\,078\,1 \cdot 186 = 0{,}0145\ cm^2/cm,$$

und im Querschnitt e—f

$$f_x' = 0{,}000\,078\,1 \cdot 558 = 0{,}0436\ cm^2/cm$$

erforderlich.

In gleicher Weise erhält man für den Querschnitt d—e:

$$f_y' = 0{,}000\,085\,2 \cdot 186 = 0{,}0159\ cm^2/cm$$

für den Querschnitt e'—f

$$f_y' = 0{,}000\,085\,2 \cdot 558 = 0{,}0475\ cm^2/cm.$$

Die gewählten Eisenmengen sind aus Abb. 9 ersichtlich.

Da die Hauptspannungen im Dreieck cfc' fast durchweg parallel zur Diagonale df verlaufen und für die Ecke f das Hauptspannungsmoment

$$\overline{s}_n = -\overline{t}_f = -0{,}0424\ p\,l^2 = -0{,}678\ t$$

ist, so kann auch an Stelle der kreuzweisen oberen Bewehrung eine einzige Diagonalbewehrung angeordnet werden. Die erforderliche Bewehrungsdichte ist für die Ecke f:

$$F_n' = \frac{9}{8} \cdot \frac{\overline{s}_n}{\sigma_e\,(h - a_x)} = 0{,}000\,078\,1 \cdot 678 = 0{,}053\ cm^2/cm,$$

daher für das ganze Bereich cfc' im Durchschnitt:

$$f_n' = \frac{1}{2} \cdot 0{,}053 = 0{,}0265\ cm^2/cm.$$

Bei einer Breite

$$b = \sqrt{2} \cdot 200 = 282{,}8\ cm$$

kommt für den Querschnitt cdc' insgesamt die Bewehrungsmenge

$$F_n = 282{,}8 \cdot 0{,}0265 = 7{,}5\ cm^2$$

in Betracht. Gewählt

$$F_n = 15\,\varnothing 8 = 7{,}54.$$

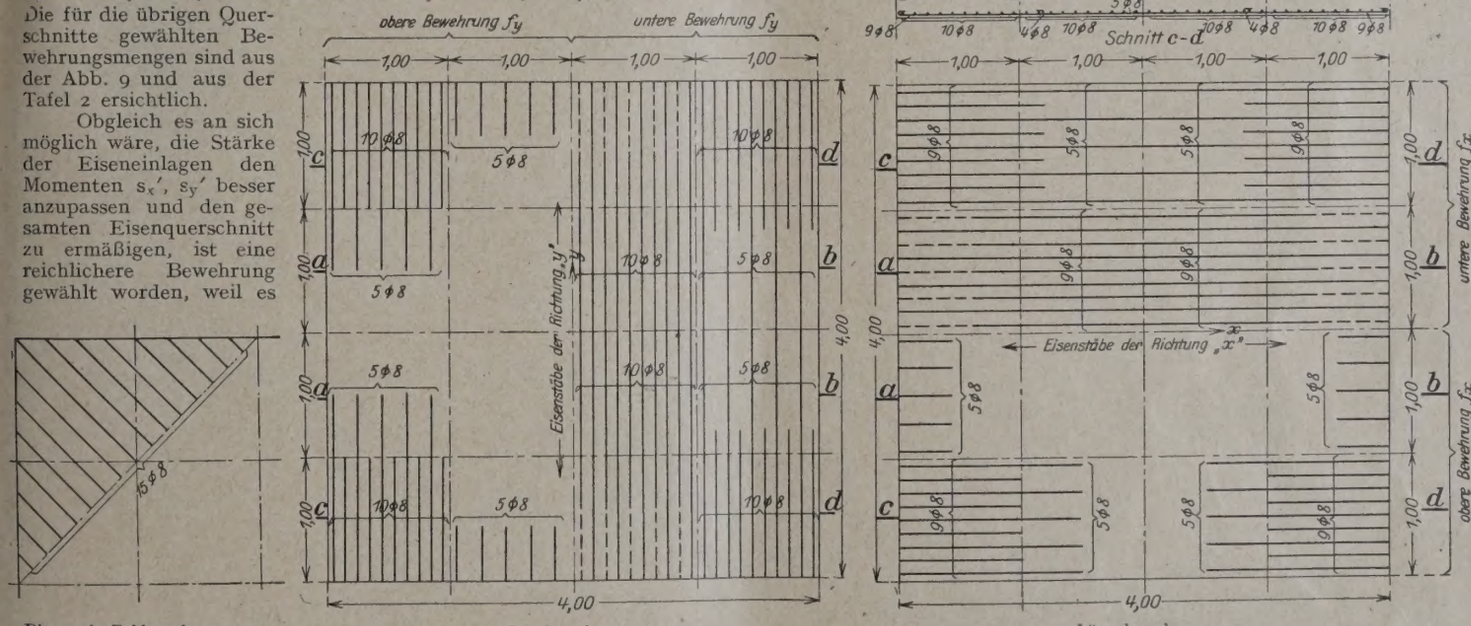


Abb. 9. Bewehrung einer quadratischen Platte.

In Abb. 9 sind beide Formen der oberen Bewehrung dargestellt. Obgleich die Diagonalbewehrung hinsichtlich des Eisenaufwandes vorteilhafter erscheint, verdient die seitenparallele kreuzweise Bewehrung insofern den Vorzug, als sie eine größere Sicherheit bietet, sobald infolge Veränderungen in der Lastverteilung oder unter dem Einfluß einer örtlichen Senkung der Auflager oder einer ungleichmäßigen Erwärmung die Hauptspannungen nicht mehr der Diagonalrichtung folgen.

Es bleibt jetzt noch zu prüfen, ob der Beton, welcher das Eisengeflecht unmittelbar umschließt, unter der Einwirkung der Drillungsmomente nicht zu stark beansprucht wird. Die größten Nebenspannungen entstehen in den Ecken, wo $\overline{t}$ seinen Größtwert

$$\overline{t} = 0{,}0424\ p\,l^2 = 0{,}678\ t$$

erreicht. An diesen Stellen ist nach Gl. (22) entsprechend der mittleren Nutzhöhe

$$h_m = \frac{1}{2}\,(h - a_x) + \frac{1}{2}\,(h - a_y) = 11{,}5\ \text{cm};$$

$$\sigma_b = \frac{9}{4} \cdot \frac{t}{h_m\,(a_x + a_y)} = \frac{9}{4} \cdot \frac{0{,}678}{11{,}5\,(1{,}5 + 2{,}5)} = 33{,}1\ \text{kg/cm}^2,$$

also eine durchaus mäßige Beanspruchung.

Die Eiseneinlagen, deren Führung und Verteilung in Abb. 9 schematisch angedeutet sind, werden durch schräge Aufbiegungen und Haken in der Mittelschicht der Platte verankert, um die durch die Drillungsmomente unmittelbar am Rande erzeugten Zugkräfte aufnehmen zu können. An Stelle der gleichzeitigen Aufbiegung der oberen und unteren Randstäbe könnte vielleicht auch eine einzige U-förmige Verbindung dieser Stäbe angeordnet werden; sie ist aber nicht zweckmäßig, weil das gleiche Eisen in dem engen Bereich zwischen oberem und unterem Plattenrande unter Umständen teils auf Zug, teils auf Druck beansprucht und somit gegen Gleiten nicht ausreichend gesichert sein würde. Obendrein würde der Einbau der Bewehrung durch die Verwendung solcher Schlingen erschwert werden.

Das soeben behandelte Beispiel zeigt, daß die Querschnittsbemessung mit Hilfe der Ersatzmomente sehr einfach ist. Sie setzt allerdings die Kenntnis der Werte s_x, s_y, t für die wichtigsten Querschnitte voraus. Da die genaue Ermittlung dieser Werte den meisten Ingenieuren entweder zu schwierig oder zu umständlich erscheint, so ist die Frage aufgeworfen worden, ob es in praktischer Hinsicht nicht zweckmäßiger wäre, den Einfluß der Drillungsmomente auf die Tragfähigkeit der Platte außer acht zu lassen und die Platte wie einen einfachen Trägerrost zu behandeln. Für die Querschnittsbemessung würden dann lediglich die in der Schrift des Verfassers[1]) über „Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten" abgeleiteten Größen M_x, M_y in Betracht kommen, mit der Maßgabe jedoch, daß die Beizahl ν durchweg mit dem Wert 1 in Rechnung gestellt werden müßte.

Die Anwendung dieses Verfahrens würde für das vorliegende Beispiel bedeuten, daß Plattenstärke und Bewehrung im Bereiche der Plattenmitte entsprechend einem Moment

$$M_x = M_y = \frac{p\,l^2}{16} = \frac{1 \cdot 4^2}{16} = 1{,}0\,t.$$

zu bemessen sein würden. Da unsere Berechnung für das am stärksten beanspruchte Gebiet adf einen Mittelwert

$$s_x' = s_y' = \frac{p\,l^2}{24} = 0{,}667$$

geliefert hat, der um etwa 33% kleiner als M_x ist, so erkennt man, wie wenig eine wirtschaftliche Querschnittsbemessung mit Hilfe des stellvertretenden Trägerrostes möglich ist.

Man wird allerdings einwenden, daß die für den Trägerrost ermittelte Bewehrungsdichte von der Platten- nach der Randmitte abnehmen kann und daß infolge der Ausschaltung der Drillungsmomente die Verstärkung der unteren Bewehrung und die Anordnung einer oberen Bewehrung im Bereiche der Ecken nicht mehr erforderlich sind. Trotz dieser Vereinfachung ist der gesamte Eisenaufwand für den Trägerrost größer als für die drillungsfeste Platte: selbst aber dann, wenn beide Arten der Querschnittsbemessung die gleiche Eisenmenge erfordern würden, muß man sich unseres Erachtens vor Augen halten, daß die Vorstellung der Platte als Trägerrost eben nur eine im Hinblick auf die bequeme Berechnung gewählte Fiktion ist: gleichgültig wie die Bewehrung angeordnet wird, treten doch die Drillungsmomente in Erscheinung. Wollte man ihre Wirkung außer acht lassen, so würde man den gleichen Fehler begehen, als ob man jeden ganz oder nur teilweise eingespannten Träger als einfachen Balken behandeln und die Einspannungsmomente einfach ignorieren wollte. Trotz der überreichlich starken Bemessung des mittleren Plattenbereiches würde man, wenn die Ecken am oberen Rande unbewehrt bleiben, ihre frühzeitige Zerstörung nicht verhindern können. Will man die größte Sicherheit erzielen, so muß man darauf bedacht sein, der Platte sowohl in der Mitte wie in den Ecken eine möglichst große Festigkeit zu geben, und hierzu ist nicht allein eine kräftige Bemessung, sondern auch eine richtige Führung und Verteilung der Eiseneinlagen erforderlich.

Die Verwendung des stellvertretenden Trägerrostes ist aus diesem Grunde nur als ein grober Notbehelf zu betrachten. Um eine einwandfreie und sichere Querschnittsbemessung zu ermöglichen, ist es außerordentlich erwünscht, die drei Spannungsmomente s_x, s_y, t für die wichtigsten Querschnitte und für die häufigsten Lagerungsarten wenigstens näherungsweise, aber mit ausreichender Genauigkeit und ohne großen Arbeitsaufwand bestimmen zu können. Der Verfasser hat versucht, das in seiner Schrift über „Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten" entwickelte Näherungsverfahren derart auszubauen, daß es nicht allein für die Momente s_x, s_y, sondern auch für die Drillungsmomente t ebenso zuverlässige Werte liefert. Eine ausführliche Mitteilung über die Ergebnisse dieser neuen Untersuchungen ist einer späteren Veröffentlichung vorbehalten.

Da der Einfluß der Drillungsmomente am stärksten bei den ringsum frei aufliegenden Platten in Erscheinung tritt, so wollen wir vorerst für diese Lagerungsart einen Anhaltspunkt für die angenäherte Errechnung dieser Momente geben.

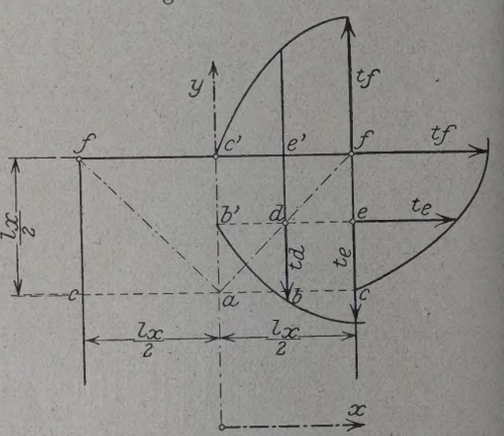


Abb. 10. Darstellung der Drillungsmomente im Bereiche der Plattenecken.

Auf Grund der Ergebnisse der genauen Untersuchungen wissen wir, daß bei gleichmäßiger Belastung Drillungsmomente von merklicher Größe nur in dem Bereich der Ecken auftreten: und zwar innerhalb der Flächen cffc mit den Seitenlängen,

$$\overline{cc} = l_x \quad \text{und} \quad \overline{cf} = \frac{1}{2}\,l_x,$$

unter l_x ist hierbei die kürzere Spannweite der Platte zu verstehen (Abb. 10). Wir wissen ferner, daß diese Momente in der Ecke ihren absoluten Größtwert t_{max} erreichen, längs der Linien $\overline{ac}$ und $\overline{ac'}$ vollständig oder so gut wie vollständig verschwinden und längs der Ränder $\overline{fc}$ und $\overline{fc'}$ entsprechend einer sinusartigen Kurve abnehmen. Dieser Verlauf ist in Abb. 10 angedeutet und mit hinreichender Genauigkeit durch die drei Werte

$$t_f = t_{max},$$

$$t_e = \frac{1}{2}\sqrt{2}\,t_f = \frac{t_{max}}{\sqrt{2}},$$

$$t_c = 0$$

festgelegt. Da auch die durch die Mitte der Winkelhalbierenden geführte Linie $\overline{edb'}$ einen ähnlichen Verlauf aufweist, so darf

$$t_d = \frac{1}{2}\sqrt{2}\,t_e = \frac{1}{2}\,t_{max}$$

gesetzt werden.

[1]) Die Schrift ist im Verlag von Julius Springer, Berlin 1925, erschienen.

Für den Größtwert t_{max} ist vom Verfasser in der „Vereinfachten Berechnung biegsamer Platten" die Näherungsformel[2])

$$t_{max} = \frac{p\,l^2}{32}\sqrt{\frac{2\,l_y - l_x}{l_x}}$$

empfohlen worden. Sie ist für das Moment der wirklichen Drillungsspannungen unter Zugrundelegung der Querdehnungsziffer $m = {}^{10}/_{3}$ abgeleitet worden. Da jedoch für die Querschnittsermittlung die Momente $\bar{t}$ der reduzierten Spannungen, und zwar für $m = \infty$ maßgebend sein sollen, und da

$$\bar{t} = \frac{m}{m-1}\,t$$

ist, so tritt an Stelle der obigen Gleichung die Formel:

$$(23)\qquad \bar{t}_{max} = \frac{m}{m-1}\cdot\frac{p\,l^2}{32}\sqrt{\frac{2\,l_y - l_x}{l_y}} = \frac{5}{112}\,p\,l_x^2\sqrt{\frac{2\,l_y - l_x}{l_y}}.$$

Wenn wir diese Formel auf den vorhin behandelten Fall $l_y = l_x$ anwenden, so ergibt sich

für den Punkt f: $\bar{t}_f = \frac{5}{112}\,p\,l^2 = 0{,}0446\;p\,l^2$,

„ „ „ e: $\bar{t}_e = \frac{0{,}0446}{\sqrt{2}}\,p\,l^2 = 0{,}0315\,p\,l^2$,

„ „ „ d: $\bar{t}_d = \frac{0{,}0446}{2}\,p\,l^2 = 0{,}0223\,p\,l^2$.

Die Untersuchung mit Hilfe elastischer Gewebe lieferte hingegen:

$$\bar{t}_f = 0{,}0424\,p\,l^2,$$

$$\bar{t}_e = 0{,}0273\,p\,l^2,$$

$$\bar{t}_d = 0{,}0182\,p\,l^2.$$

Wir sehen also, daß die Näherungsformel (23) eine ausreichende Sicherheit gewährleistet.

§ 3.

Die Steifigkeit von Eisenbetonplatten mit seitenparalleler Bewehrung.

Eine Frage von grundsätzlicher Bedeutung ist noch zu lösen: darf die Eisenbetonplatte mit seitenparalleler Bewehrung wie eine Platte aus homogenen Baustoffen behandelt, oder muß die Tatsache, daß sie anisotrop ist, d. h. daß ihre Steifigkeit in verschiedenen Richtungen verschieden ist, bei der Ermittlung der Spannungsmomente berücksichtigt werden?

Herr Professor Huber hat sich in einer Reihe wertvoller Abhandlungen mit der Untersuchuug der orthotropen Platte befaßt. Er vertritt den Standpunkt, daß nach Eintritt der Rißbildung die Eisenbetonplatte fast keine Drillungsfestigkeit mehr besitzt und daß daher auf die Mitwirkung der Drillungsmomente nicht mehr gerechnet werden kann. Aus der für jeden Baustoff gültigen Gleichgewichtsgleichung[3])

$$(24)\qquad \frac{\partial^2 s_x}{\partial x^2} + \frac{2\,t}{\partial x\,\partial y} = \frac{\partial^2 s_y}{\partial y^2} = -p$$

schaltet er aus diesem Grunde die Größen t aus und stellt für die elastische Fläche im Stadium II die Differentialgleichung

$$(25)\qquad J_x\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^4} + \frac{1}{m}(J_x + J_y)\frac{\partial^4\zeta}{\partial x^2\,\partial y^2} + J_y\frac{\partial^4\zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{E_b}\cdot\frac{m^2-1}{m^2}$$

auf; unter J_x, J_y sind hierbei die Trägheitsmomente der zur x- bzw. y-Achse senkrecht stehenden Querschnitte von der Breite $b = 1$, unter E_b die Elastizitätsziffer des Betons zu verstehen.

[2]) Vergl. Gl. (44) und (45).

[3]) Vergl. Marcus, „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten" (Berlin 1924, Julius Springer), § 1, S. 5, Gl. (10).

Wir haben im § 1 gezeigt, daß auch bei seitenparalleler Bewehrung nach Eintritt der Rißbildung Drillungsmomente durch die Bewehrung im Verein mit dem in den Maschen des Eisengeflechtes eingeklemmten Beton wohl aufgenommen werden können, daß also tatsächlich eine Drillungssteifigkeit vorhanden ist. Wir wollen nunmehr versuchen, einen Anhaltspunkt über die Größe dieser Steifigkeit zu gewinnen.

Bezeichnet man mit

- ε_x die Dehnung einer Faser in Richtung der x-Achse,
- ε_y „ „ „ „ „ „ „ y-Achse,
- γ die gegenseitige Gleitung zweier ursprünglich zur y- bzw. zur x-Achse parallelen Ebenen,
- τ die zugehörige Schubspannung,
- G die Schubelastizitätsziffer,
- z den Abstand der betrachteten Faser von der jeweiligen Nullinie,

so ist bekanntlich

$$\tau = \gamma\,G,$$

$$\gamma = -2\,z\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y},$$

$$t = \int \tau\,z\,dz = -2\,G\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}\int z^2\,dz = -2\,G\,J_d\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y}.$$

Unter J_d ist hierbei das für die Verdrehung maßgebende Trägheitsmoment zu verstehen.

Ist z_e der Abstand der Mittelebene der Bewehrung von der Nullinie, so gilt für $z = z_e$:

$$\gamma = \gamma_e = -2\,z_e\,\frac{\partial^2\zeta}{\partial x\,\partial y} = \frac{t\,z_e}{G\,J_d}.$$

Die Dehnung ε_n in Richtung einer Achse n, welche den Winkel α mit der x-Achse schließt, wird durch die Formel

$$\varepsilon_n = \varepsilon_x\cos^2\alpha + \varepsilon_y\sin^2\alpha + \gamma\cos\alpha\sin\alpha$$

bestimmt. Im Falle der reinen Schubbeanspruchung ist

$$s_x = s_y = 0,$$

$$\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0,$$

$$\alpha = \frac{\pi}{4},$$

$$\varepsilon_n = \gamma\cos\alpha\sin\alpha = \frac{\gamma}{2}$$

und insbesondere für $z = z_e$:

$$\varepsilon_n = \frac{\gamma_e}{2} = \frac{1}{2}\cdot\frac{t\,z_e}{G\,J_d}.$$

Um ε_n zu bestimmen, denken wir uns aus dem Zuggurt die fachwerkartige Scheibe ABCD (Abb. 11) herausgeschnitten und stellen uns zur Aufgabe, die durch die Kräfte T erzeugten Längenänderungen Δd der Diagonale BD zu ermitteln.

Lassen wir zwei gleiche aber entgegengerichtete Kräfte P an den Ecken B und D angreifen, so werden in den Stäben AB und DC die Spannkräfte

$$\bar{U}_1 = \frac{P\,\lambda_y}{\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}},$$

in den Stäben AD und BC die Kräfte

$$\bar{U}_2 = \frac{P\,\lambda_x}{\sqrt{\lambda_x^2 + \lambda_y^2}}$$

und in dem Schrägstab AC der Druck

$$\bar{R} = P$$

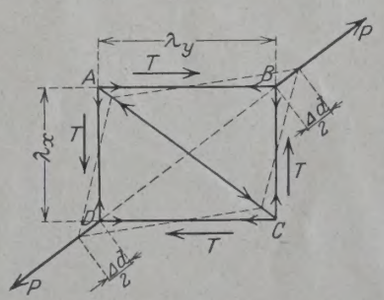


Abb. 11.

hervorgerufen. Wenden wir den Satz der virtuellen Verrückungen einerseits auf die Kräfte P, $\bar{U}_1$, $\bar{U}_2$, $\bar{R}$, andererseits

auf die wirklichen, durch die Schubkräfte T erzeugten Längenänderungen an, so erhalten wir im Anschluß an die Gl. (17):

$$2P\frac{\Delta d}{2} = 2\overline{U}_1 U_1' \frac{\lambda_y}{E_1 F_x} + 2\overline{U}_2 \frac{U_2' \lambda_x}{E_2 F_y} + \frac{\overline{R} R \sqrt{\lambda_x^2+\lambda_y^2}}{E_3 F_r}$$

oder

$$\Delta d = \frac{2T}{\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_y^2}} \left\{ \frac{\lambda_y^3}{E_1 F_x} + \frac{\lambda_x^3}{E_2 F_y} + \frac{(\lambda_x^2+\lambda_y^2)^{3/2}}{E_3 F_r} \right\}.$$

In diese Formel setzen wir für die beiden Eisenstäbe (1) und (2) $E_1 = E_2 = E_e$, für die Betondruckstrebe hingegen $E_3 = E_b = \frac{1}{n} E_e$, und als Querschnitte

$$F_x = f_x \lambda_x, \quad F_y = f_y \lambda_y, \quad F_r = \delta \sin(2\omega) \sqrt{\lambda_x^2+\lambda_y^2}.$$

Es ist dann

$$\Delta_d = \frac{2T}{E_e \lambda_x \lambda_y \sqrt{\lambda_x^2+\lambda_y^2}} \left(\frac{\lambda_y^4}{f_x} + \frac{\lambda_x^4}{f_y} + \frac{n \lambda_x \lambda_y (\lambda_x^2+\lambda_y^2)}{\delta \sin(2\omega)} \right).$$

Für $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$, $\omega = \frac{\pi}{4}$ ergibt sich insbesondere:

$$(26) \quad \left\{ \begin{aligned} \varepsilon_n &= \frac{\Delta d}{\sqrt{\lambda_x^2+\lambda_y^2}} = \frac{T}{E_e} \left(\frac{1}{f_x} + \frac{1}{f_y} + \frac{2n}{\delta} \right) \\ &= \frac{t}{E_b} \left(\frac{1}{n r f_x} + \frac{1}{n r f_y} + \frac{2}{r\delta} \right). \end{aligned} \right.$$

Beachtet man, daß die Trägheitsmomente der Biegung im Stadium II^b den Gleichungen

$$J_x = n f_x \left(h - a_x - \frac{e_x}{3} \right) (h - a_x - e_x),$$

$$J_y = n f_y \left(h - a_y - \frac{e_y}{3} \right) (h - a_y - e_y)$$

folgen und daß mit hinreichender Genauigkeit

$$h - a_x - \frac{e_x}{3} = r_x = \sim r,$$

$$h - a_y - \frac{e_y}{3} = r_y = \sim r$$

gesetzt werden darf, schreibt man ferner zur Abkürzung

$$h - a_x - e_x = z_x,$$

$$h - a_y - e_y = z_y,$$

so wird auch

$$J_x = n f_x r z_x,$$

$$J_y = n f_y r z_y,$$

also

$$\varepsilon_n = \frac{t}{E_b} \left(\frac{z_x}{J_x} + \frac{z_y}{J_y} + \frac{2}{r\delta} \right).$$

Da andererseits

$$\varepsilon_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{t z_e}{G J_d}$$

sein soll, so erhält man schließlich

$$G J_d = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_b J_x J_y}{\frac{z_x}{z_e} J_y + \frac{z_y}{z_e} J_x + \frac{2 J_x J_y}{r z_e \delta}}$$

und insbesondere, da für $m = \infty$ $G = \frac{E_b}{2}$ ist:

$$(27) \quad J_d = \frac{J_x J_y}{\frac{z_x}{z_e} J_y + \frac{z_y}{z_e} J_x + \frac{2 J_x J_y}{r z_e \delta}}.$$

Für die meisten praktisch in Betracht kommenden Bewehrungsverhältnisse kann unbedenklich

$$z_x = z_y = z_e = \sim h - \frac{a_x + a_y}{2} - \frac{e_x + e_y}{2},$$

daher

$$(28) \quad J_d = \frac{J_x J_y}{J_x + J_y + \frac{2 J_x J_y}{r z_e \delta}}$$

gesetzt werden.

Nehmen wir als Beispiel die in Abb. 12 dargestellte Platte mit den Abmessungen

$$h - a_x = 12 - 1{,}5 = 10{,}5 \text{ cm},$$

$$h - a_y = 12 - 2{,}5 = 9{,}5 \text{ ,,}$$

$$f_x = f_y = 0{,}0628 \text{ cm}^2/\text{cm},$$

$$e_x = 3{,}6 \text{ cm}, \quad e_y = 3{,}45 \text{ cm},$$

$$r_x = 9{,}3 \text{ ,,} \quad r_y = 8{,}35 \text{ ,,}$$

$$z_x = 6{,}9 \text{ ,,} \quad z_y = 6{,}05 \text{ ,,}$$

$$J_x = 15 \cdot 0{,}0628 \cdot 9{,}3 \cdot 6{,}9 = 6{,}05 \text{ cm}^3,$$

$$J_y = 15 \cdot 0{,}0628 \cdot 8{,}35 \cdot 6{,}05 = 4{,}76 \text{ cm}^3,$$

$$z_e = \frac{6{,}9 + 6{,}05}{2} = 6{,}475 \text{ cm},$$

$$r = \frac{9{,}3 + 8{,}35}{2} = 8{,}825 \text{ cm},$$

$$\delta = 1{,}5 + 2{,}5 = 4{,}0 \text{ cm},$$

so liefert die Gl. (27)

$$J_d = \frac{6{,}05 \cdot 4{,}76}{\frac{6{,}9 \cdot 4{,}76}{6{,}475} + \frac{6{,}05 \cdot 6{,}05}{6{,}475} + \frac{2 \cdot 6{,}05 \cdot 4{,}76}{6{,}475 \cdot 8{,}825 \cdot 4}} = 2{,}62 \text{ cm}^3,$$

die Formel (28) hingegen:

$$J_d = \frac{6{,}05 \cdot 4{,}76}{6{,}05 + 4{,}76 + \frac{2 \cdot 6{,}05 \cdot 4{,}76}{6{,}475 \cdot 8{,}825 \cdot 4}} = 2{,}60 \text{ cm}^3$$

Wie man sieht, stimmen die beiden Werte vorzüglich miteinander überein. Wird im Nenner das letzte Glied, weil es sehr klein im Ver-

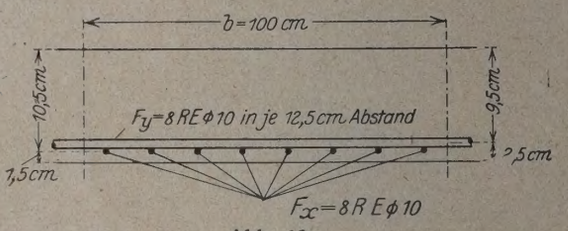


Abb. 12.

gleich zu den beiden anderen ist, gestrichen, so gewinnt man die noch einfachere Beziehung

$$(29) \quad J_d = \frac{J_x J_y}{J_x + J_y},$$

d. h. für den vorliegenden Fall:

$$J_d = \frac{6{,}05 \cdot 4{,}76}{6{,}05 + 4{,}76} = 2{,}66 \text{ cm}^2.$$

Die Näherungsformel (27) erscheint also durchaus zuverlässig. Zu dem gleichen Ergebnis gelangt man übrigens auch, wenn man an Stelle des Drillungsmomentes t im Sinne der Gl. (8) die Ersatzmomente

$$s_x' = s_y' = 2t \sin\alpha \cos\alpha$$

und die zugehörigen Dehnungen

$$\varepsilon_x = \frac{\sigma_{ex}}{E_c f_x} = \frac{2t \cos\alpha \sin\alpha}{E_e r f_x} = \frac{2t \cos\alpha \sin\alpha z_x}{E_b J_x},$$

$$\varepsilon_y = \frac{\sigma_{ey}}{E_e f_y} = \frac{2t \cos\alpha \sin\alpha}{E_e r f_y} = \frac{2t \cos\alpha \sin\alpha z_y}{E_b J_y}$$

einführt. Für $\alpha = \frac{\pi}{4}$ ist dann

$$\varepsilon_n = \varepsilon_x \cos^2\alpha + \varepsilon_y \sin^2\alpha = \frac{t}{E_b} \left(\frac{z_x}{J_x} + \frac{z_y}{J_y} \right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{t z_e}{G J_d} = \frac{t z_e}{E_b J_d}$$

und somit wiederum

$$J_d = \frac{J_x J_y}{\frac{z_x}{z_e} J_y + \frac{z_y J_x}{z_e}} = \sim \frac{J_x J_y}{J_x + J_y}.$$

Geht man hingegen von der ersten Aussage über die Bewehrungsdichte f_n aus, so liefert die Gl. (7) für $s_x = s_y = o, \alpha = \frac{\pi}{4}$:

$$\sigma_{en} = \frac{2\,t \sin\alpha \cos\alpha}{r_n f_n} = \frac{2\,t \sin\alpha \cos\alpha}{r_n (f_x \cos^2\alpha + f_y \sin^2\alpha)} = \backsim \frac{2\,t}{r(f_x + f_y)},$$

$$\varepsilon_{en} = \frac{\sigma_{en}}{E} = \frac{2\,t}{E_b\, n\, r (f_x + f_y)} = \frac{t\, z_e}{E_b\, J_d}.$$

Hieraus folgt

$$J_d = \frac{1}{2} r z_e n (f_x + f_y) = \backsim \frac{J_x + J_y}{2}. \tag{30}$$

Der gleiche Wert ist vom Verfasser in § 11 seines Buches über „Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Bewehrung biegsamer Platten" auf einem anderen Wege abgeleitet worden.

Wir können das Ergebnis der vorstehenden Untersuchung wie folgt zusammenfassen: Nach der Darstellung von Herrn Professor Huber soll im Stadium IIb die Drillungssteifigkeit der Eisenbetonplatte verschwindend klein, d. h.

$$G J_d = o \tag{a}$$

sein. Nimmt man im Sinne unserer Darlegungen an, daß auch nach Eintritt der Rißbildung Drillungsmomente von der kreuzweisen Bewehrung aufgenommen werden können und daß daher eine Drillungssteifigkeit tatsächlich vorhanden ist, so erhält man für $m = \infty$ je nach der Auffassung über die Übertragung der Drillungsmomente auf die Bewehrung entweder nach Gl. (29):

$$G J_d = \frac{E_b}{2} \cdot \frac{J_x J_y}{J_x + J_y}, \tag{b}$$

oder nach Gl. (30):

$$G J_d = \frac{E_b}{2} \cdot \frac{J_x + J_y}{2}. \tag{c}$$

Diesen drei Voraussetzungen entsprechen für $m = \infty$ die drei verschiedenen Grundgleichungen:

$$J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{E_b} \tag{a}$$

$$J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + \frac{2\,J_x J_y}{J_x + J_y} \cdot \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{E_b}, \tag{b}$$

$$J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + (J_x + J_y) \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{p}{E_b}. \tag{c}$$

Der Verfasser ist der Ansicht, daß das Bild der wirklichen Spannungsverteilung am besten durch die zweite Gleichung wiedergegeben ist. Da sowohl Drillungs- als Biegungssteifigkeit nicht allein durch die Trägheitsmomente J_x, J_y, sondern auch durch die Elastizitätsziffern E, G und m bestimmt werden, und da die letzteren wiederum von der Art und Größe der Betonspannuugen abhängig sind, so müßte, streng genommen, entsprechend dem jeweiligen Spannungszustand für jeden Punkt der Platte ein anderer Wert der Steifigkeit in Rechnung geführt werden; jede der drei vorstehenden Gleichungen könnte also nur für einen mehr oder weniger eng begrenzten Bereich gültig sein.

Wollte man den doppelten Einfluß der Querschnitts- und der Steifigkeitsveränderung genau verfolgen, so würde man praktisch auf unüberwindliche Schwierigkeiten stoßen. Aus den bisherigen Versuchsergebnissen ist aber nicht zu erkennen, daß dieser Einfluß von ausschlaggebender Bedeutung sein könne, und der Verfasser steht daher auf dem Standpunkt, daß, solange die Beanspruchungen innerhalb der bisher zulässigen Grenzen verbleiben, die Sicherheit der Querschnittsbemessung nicht gefährdet wird, wenn man die Anisotropie des Baustoffes außer acht läßt und an Stelle der Gleichungen (a), (b), (c) durchweg die für einen homogenen Baustoff gültige einfache Gleichung

$$\frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + \frac{2\,\partial^4 \zeta}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{12\,p}{E_b h^3} \tag{d}$$

verwendet. Eine klare Entscheidung der Frage, welche der vier Gleichungen (a), (b), (c), (d) der Wirklichkeit am besten entspricht und wie die tatsächliche Anstrengung der Platte zu bewerten ist, wird jedenfalls nur durch einwandfreie Versuche gebracht werden können.

Die Gleichung c) stimmt mit der Gl. (80) meines Buches über die Gewebetheorie überein.

Herr Professor Huber hat in seiner ersten Arbeit über die orthotrope Platte (Z. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver., 1914, Heft 30) die Gleichung

$$J_x \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^4} + 2\left(\frac{1}{m} \cdot \frac{J_x + J_y}{2} + \frac{m-1}{m} J'\right) \frac{\partial^4 \zeta}{\partial x^2\, \partial y^2} + J_y \frac{\partial^4 \zeta}{\partial y^4} = \frac{m^2 - 1}{m^2 E_b} \cdot p \tag{25a}$$

aufgestellt. Unter J' ist hierbei die reine Drillungssteifigkeit der Platte zu verstehen.

Da meine eigenen Untersuchungen zu dem Ergebnis

$$J' = \frac{J_x + J_y}{2}$$

führten und da für diesen Wert die Hubersche Gleichung (25 a) und meine Gleichung (80) identisch erscheinen, habe ich in meinem Buche auf die Übereinstimmung der beiden Untersuchungen hingewiesen.

Wenn für das Stadium I entsprechend dem Vorschlag von Herrn Prof. Huber ohne Rücksicht auf die Mitwirkung der Eiseneinlagen

$$J' = \frac{h^3}{12}$$

gesetzt wird, so ist eine formelle Übereinstimmung zwischen den Gleichungen (c) und (25a) nicht mehr vorhanden, der Unterschied ist aber praktisch belanglos.

Für die in meinem Buche (S. 100—101) behandelte 12 cm starke Platte mit

$$f_x = 0{,}0628 \text{ cm}^2/\text{cm},$$
$$f_y = 0{,}0141 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

mit einer also besonders ungleichmäßigen Bewehrung ist beispielsweise:

$$J_x = 156 \text{ cm}^3,$$
$$J_y = 146 \text{ cm}^3,$$

nach dem Vorschlag von Herrn Professor Huber:

$$J' = 144 \text{ cm}^2$$

nach meiner Formel:

$$J' = \frac{156 + 146}{2} = 151 \text{ cm}^3.$$

Die Abweichung ist, wie man sieht, äußerst geringfügig und wirklich ohne Bedeutung.

Herr Professor Huber hat in späteren Abhandlungen (Zeitschrift „Der Bauingenieur" 1923, Heft 12 u. 13), die mir allerdings bei der Ausarbeitung meines Buches noch nicht bekannt waren, hervorgehoben, daß die Drillungssteifigkeit im Stadium II praktisch vernachlässigt, also $J' = o$ gesetzt werden müßte, und nunmehr an Stelle der Gl. (25a) die Gl. (25) empfohlen. Eine Übereinstimmung zwischen der letzteren und der von mir abgeleiteten Gl. (c) ist dann natürlich nicht mehr vorhanden. Gegen diese von Herrn Professor Huber im „Bauingenieur" 1925, Heft 30, vorgebrachte Feststellung habe ich selbstverständlich nichts einzuwenden, wohl aber erscheint es mir auf Grund der Untersuchungen, die ich in diesem Aufsatz erörtert habe, zweifelhaft, ob die von Herrn Professor Huber vertretene Auffassung, wonach im Stadium IIb die Platten keine Drillungssteifigkeit besitzen, als richtig angesehen werden kann.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Riesenholzrohrleitung in Kalifornien.

Zur Verbindung zweier Stollen für ein Wasserkraftwerk in Nordkalifornien ist im Sommer 1925 eine Holzrohrleitung von 402 m Länge und 4,8 m Durchmesser (Abb. 1) für 85 Sek.-cbm erbaut und in Betrieb genommen worden. Die Dauben sind 10 cm stark und 15 cm breit, mit 128 kg Kreosot auf 1 cbm getränkt und durch 20 mm

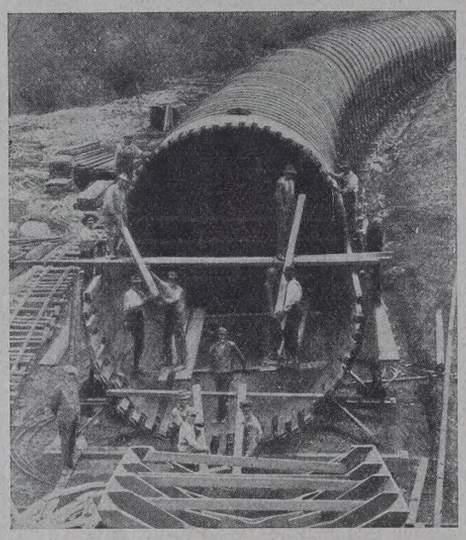


Abb. 1.

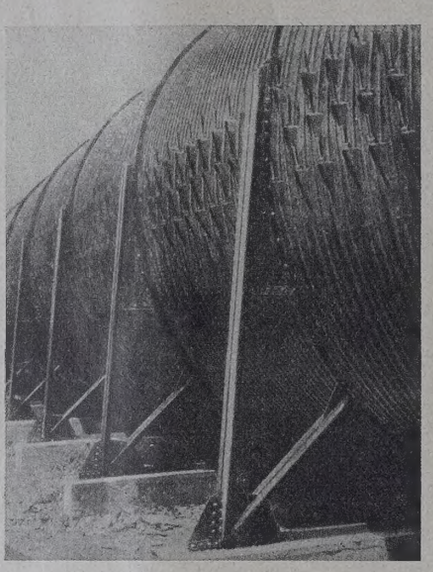


Abb. 2.

starke Stahlreifen mit 4 cm Zwischenraum zusammengehalten. Die Leitung ruht auf T-förmigen Eisenbetonschwellen von 6,5 m Länge, 1,2 m Höhe und 35 cm oberer und 90 cm unterer Breite in 2,4 m (in Bögen) bis 3 m (in Geraden) Mittenabstand mittels genieteter stählerner Rahmen, je 880 kg schwer, die das Rohr in der unteren Hälfte umfassen und in der oberen Hälfte durch einen verbolzten T-Gurt halten (Abb. 2). Die Leitung steht unter 18 m Druckhöhe und hat an den Enden offene Standröhren zum Ausscheiden etwa mitgerissener Luft und zur Verhütung von Luftleere. (Nach Engineering News-Record vom 15. April 1926, S. 609 mit 2 Abb.) N.

Schwere Zwillings-Hubbrücke über der Newark Bucht, U. S. A.

Nach Engineering News Record vom 25. März 1926.

Vor kurzer Zeit ist eine neue viergleisige Eisenbahnbrücke über der Newark Bucht, New Jersey, vollendet worden. Bemerkenswert an dieser Brücke sind ihre große Länge, die hohen Belastungen, sowie die unter Berücksichtigung des Schiffsverkehrs erforderlich werdende schwierige Hubbrückenanordnung.

Die 2231 m lange Brücke besteht aus 41 mit Vollwandträgern überbrückten Öffnungen von rd 38 m Spannweite sowie zwei 90 m und 65 m großen Schiffahrtsöffnungen, diese durch Hubbrücken unterteilt. An der östlichen Seite schließt sich ein Viadukt an. Das Gesamtgewicht der Brückenkonstruktion beträgt 28 000 t.

Die vier zweigleisigen Hubbrücken sind als Fachwerkträger ausgebildet und werden zwischen acht Hubtürme gehoben (Abb. 1). Die normale Durchfahrtshöhe beträgt 10,5 m, dazu die andere Hubhöhe 30 m. Jede der vier Brücken hat ihre eigenen Türme und kann von den übrigen gesondert bewegt werden. Die Maschinenhäuser mit den Hubwerken sind aus Raumersparnisgründen auf den Brücken in der Mitte angeordnet. Dadurch war es möglich, die Länge der Seile auf ein Mindestmaß herabzusetzen. Die Hubvorrichtung wird auf elektrischem Wege mittels Starkstroms von 2300 Volt Spannung betätigt. Die Stromzuleitung erfolgt mittels über den Türmen gespannter Kabel zu den Maschinenhäusern.

Der Stromabnehmer ist als eine über den Maschinenhäusern angebrachte Stange ausgebildet; sie wird durch Seile mit Gegengewichten so gehalten, daß bei allen vorkommenden Lagen der Brücke die Stromkabeln straff gespannt sind. Durch diese Anordnung konnten Schleifkontakte an den Türmen vermieden werden.

Die Anordnung des Führerhauses zwischen den mittleren Türmen ist auf Grund nachfolgender Gesichtspunkte vorgenommen worden.

1. Die Bedienung sämtlicher Steuer- und Kontrollapparate sollte durch einen einzigen Führer erfolgen,

2. dieses von einem zentral gelegenen Ort aus, der das Überblicken der Grundanlage ermöglicht.

Hierdurch war es möglich, an Personal zu sparen. Im Bedarfsfalle kann das Hubwerk auch von den einzelnen Maschinenhäusern aus betätigt werden.

Die doppelten geschlossenen Antriebsseilzüge sind ausgehend von vier Trommeln des Maschinenhauses über Scheiben geführt; diese befinden sich am Ende eines jeden Brückenträgers, sowie an den Kopf- und Fußpunkten der Türme (Abb. 2). Je nach der Drehrichtung der Trommeln bewirkt das eine Trum den Antrieb, während das andere gleichzeitig abgewickelt wird. Der Antrieb geschieht mittels zweier 150 PS-Elektromotore, als Reservemaschinen dienen Sterling-Gasoline-Motore. Die Kraftübertragung erfolgt durch eine gemeinsame Welle.

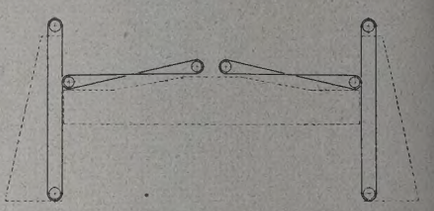


Abb. 2.

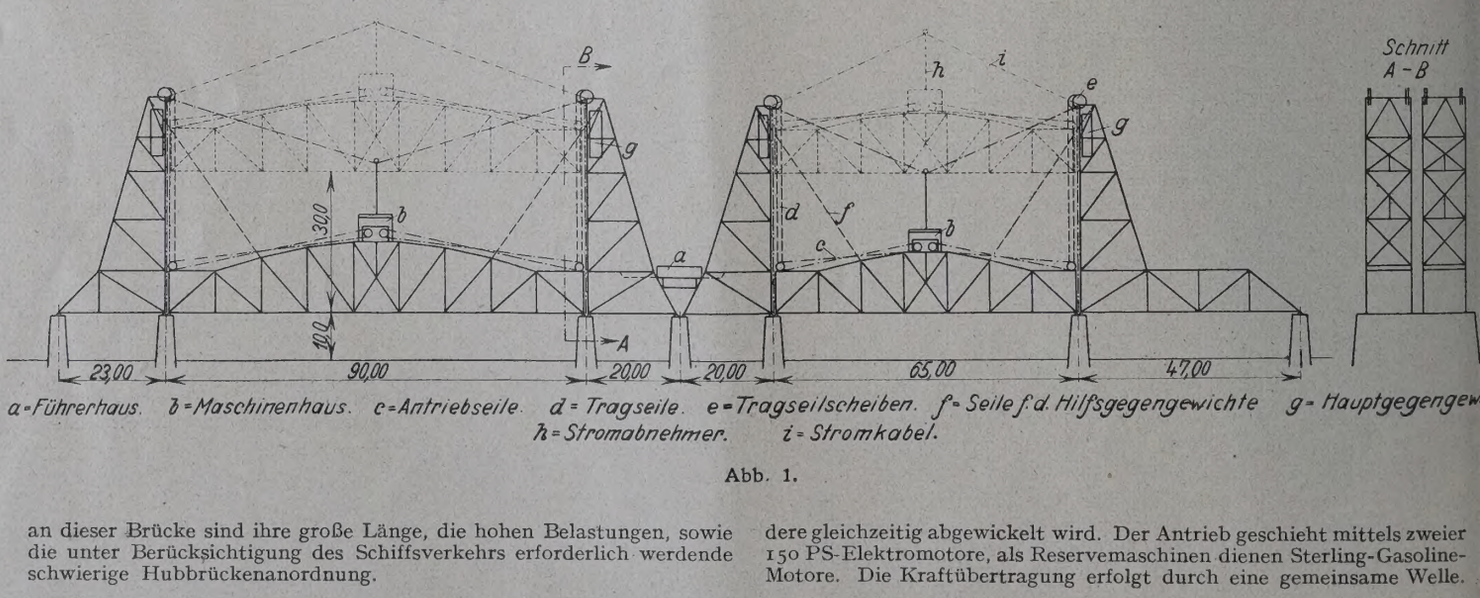


Abb. 1.

Neuartig ist die Anordnung von Hilfsgegengewichten zum Ausgleichen der Tragseile. Die 15 t schweren Hilfsgewichte sind an vier Seilen aufgehängt, diese ihrerseits am zweiten Obergurtknotenpunkt befestigt. Geöffnet ist die Brücke durch die Haupt- und Hilfsgegengewichte ausgeglichen, während im geschlossenen Zustand ein 10 t Auflagerdruck noch vorhanden ist.

An jedem Ende eines Brückenträgers sind je 16 Tragseile angebracht, die über zwei gegeneinander versetzte Scheiben am Turmkopfe geführt sind. Die Teilung der Seile in zwei Gruppen zu je 8 Stück führte zu einer einfacheren Konstruktion der Scheiben und einer Verkleinerung der Reibung.

Die Bremsen, Sicherungen und Signalvorrichtungen für den Eisenbahn- und Schiffsverkehr werden automatisch betätigt. A. R.

Einspülen beim Bau eines Erdtalsperrendammes.

Beim Bau des Alouette-Talsperrendammes (Abb. 1), 40 km östlich von Vancouver, von 300 m Kronenlänge und 19 m größter Höhe über der Flußsohle ist der lehmige Füllboden an den Dammrändern ausgekippt und von dort durch Wasserstrahlen zerteilt und in das Damminnere gespült worden. Die Strahlrohre mit je zwei 4 cm weiten Mundstücken waren auf Flößen in 15 m Abstand aufgestellt und wurden durch eine Holzrohrleitung von 20 cm Weite mit 8,5 Atm. Druck gespeist. In der Regel waren auf jeder Dammseite drei Strahlrohre in Betrieb. Das Einrollen von Kies aus den abgespülten Stellen wurde durch aneinandergereihte lotrechte schwimmende Siebe von 3 m Höhe und 12 m Länge verhindert, das überschüssige Wasser abgepumpt. Die Einsickerung wurde wöchentlich gemessen und erstreckte sich nur bis 3 m Tiefe. Die höchste Einfüllung in einem Monat waren 27 000 m³ in 50 achtstündigen Schichten, in einer Doppelschicht 1465 m³. (Nach C. E. Blee, erster Ingenieurassistent der Bauabteilung der elektrischen Eisenbahnen von Britisch-Kolumbien, in Engineering News-Record vom 29. April 1926, S. 696—697 mit 2 Abb.) N.

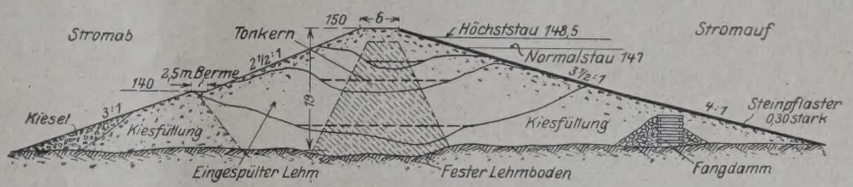


Abb. 1.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Frage der Preisteuerung im Baugewerbe.

Von Regierungsbaumeister a. D. K. Müller.

Die Frage der Baupreisteuerung beschäftigt vermöge einer gewissen Bedeutung für die Bautenfinanzierung nicht nur die Fachkreise, sondern auch die breitere Öffentlichkeit.

Die Tatsache, daß baugewerbliche Erzeugnisse einen Teuerungsindex aufweisen, der über dem Durchschnittsindex der Industrieprodukte liegt, wird an sich wohl kaum zu bestreiten sein, irrig sind aber vielfach die in der Öffentlichkeit umgehenden Meinungen über Ursachen und Auswirkungen dieser Tatsache und die Möglichkeiten der Abhilfe. Besonders aber muß vor einer mißbräuchlichen Verwendung des behördlichen Baukostenindex gewarnt werden.

Der Baukostenindex des Statistischen Reichsamts hat den Zweck, auf Grund einer vor einigen Jahren aufgestellten Rechnungsnorm (einer angenommenen Kombination aus Löhnen und Baumaterialpreisen) die relative zeitliche Bewegung durch eine Reihe von Jahren zu verfolgen; für gewisse weitergehende Rückschlüsse allgemeinwirtschaftlicher Art ist dieser Index nicht bestimmt und seiner Entstehung nach auch nicht ohne weiteres zu brauchen.

Erklärend wäre hierzu zu bemerken: Das Statistische Reichsamt veröffentlicht laufend einen Baukostenindex, der in zahlreichen Fach- und Tageszeitungen, besonders auch in „Wirtschaft und Statistik“ und in der „Wirtschaftskurve der Frankfurter Zeitung“ zu finden ist.

Eine übersichtliche Zusammenstellung der Indices der Baumaterialien, der Löhne der Bauarbeiter und der „Baukosten“ findet sich für die einzelnen Monate des Jahres 1925 in der Denkschrift „Die weltwirtschaftliche Lage Ende 1925“ (herausgegeben vom Statistischen Reichsamt und Institut für Konjunkturforschung). Leider fehlt in allen Veröffentlichungen die Wiederholung des Hinweises, daß es sich bei den Baukosten um einen konstruierten, und nicht um einen aus unabhängigen Feststellungen hervorgegangenen Index handelt, so daß der Leser leicht in Versuchung kommt, aus den Divergenzen der genannten drei Indices Schlüsse auf die minder durchsichtigen Faktoren, nämlich auf Minderleistung der Firmen und Arbeiter sowie auf Unkosten und Verdienst zu ziehen. Das ist, wie gesagt, völlig unzulässig.

Auch sind Verallgemeinerungen zur Anwendung auf den Gesamtdurchschnitt unzulässig. Laut einer Veröffentlichung in „Wirtschaft und Statistik“ 1923, Heft 20, ging man für die rechnerische Kombination von einem Ausschnitt aus dem Wohnungsbau aus; man legte Kostenbestandteile aus der Ausführung eines Wohnhausgeschosses mit einer Vierzimmerwohnung zu Grunde. Sollte einmal dieser Index, hinsichtlich seiner Entstehung aus Summanden verschiedenen Gewichts, umgestellt werden — wie dies im letzten Jahre beispielsweise beim Reichsindex für Lebenshaltung erfolgte —, so wäre zweifellos zu wünschen, daß eine dem breiten Durchschnitt aller Bauausführungen, wenigstens aller Hochbauausführungen näherkommende Kombination gewählt würde.

In dem derzeit errechneten Baukostenindex spielen gerade die stark schwankenden Ziegel- und Holzpreise eine erhebliche Rolle, während die Löhne und die sonstigen, durchschnittlich etwas stabileren Baumaterialpreise weniger zur Geltung kommen. Daraus erklärte sich teilweise der sonst kaum verständliche starke Wechsel in den Divergenzen der 3 Indices.

In jeder Hinsicht wertvoller wäre natürlich ein Index, der nicht aus den Kostenelementen, sondern aus fertigen Baupreisen hervorginge. Dessen Erhebung würde allerdings mit mancherlei Schwierigkeiten verknüpft sein.

Komponenten der Baupreisteuerung.

Solange nun ein direkt ermittelter Index letzterer Art nicht vorliegt, wird man auf Deduktionen bezüglich der Baupreisteuerung angewiesen sein.

Als Unterlagen dienen uns der „Baumaterialindex“ und der „Lohnindex“ aus der oben erwähnten Denkschrift des Statistischen Reichsamts. Wir setzen diese Indices in sich als richtig voraus, obwohl auch hier im Materialindex die schwankenden Summanden Holz und Ziegelsteine etwas zu hoch gewichtet sein dürften. Dies wird sich aber bei der folgenden Betrachtungsweise im Schlußresultat nicht mehr besonders bemerkbar machen.

Zunächst müssen wir nun eine Annahme über das durchschnittliche Verhältnis der Kostenzusammensetzung nach dem Kalkulationsschema machen, also in der Form Material + Lohn + gewerbliche Unkosten = M + L + U = 1,00. Im Material seien hier die Frachten einbegriffen; in den Unkosten Personal und Sachaufwand der Firmen, auch Geräteabschreibungen und Verdienst, jedoch nicht die Aufwendungen des Bauherrn (wie Bauzins, Verwaltung und Architektenhonorar).

Im Sinne der folgenden Entwicklungen legen wir zunächst die Verhältnisse von 1913 zugrunde, auf welche auch der Teuerungsindex bezogen werden soll (Stand von 1913 i = 1,0). Der jetzt vorliegende Baukostenindex i sei hergeleitet aus den Teuerungen der Anteile M, L u. U.

In einem sehr breiten, das ganze Bauwesen umfassenden Durchschnitt wird unter Berücksichtigung aller irgendwie zum Bau benötigten Materialien und Installationsgegenstände = M + L + U = 0,48 + 0,35 + 0,17.

Es kommt für die Durchführung der folgenden Untersuchung nicht darauf an, dieses Verhältnis erschöpfend nachzuweisen, kleine Abweichungen hinsichtlich dieser Annahme sind für unser Resultat nicht ausschlaggebend, wie wir später sehen werden. Wir nehmen also ein den mittleren Verhältnissen nahekommendes Beispiel an mit M + L + U = 0,40 + 0,40 + 0,20, das sich von den Verhältnissen im allgemeinen Bauunternehmerbetrieb und in Betonfirmen nicht zu weit entfernt. Ferner legen wir noch zwei Verhältnisrechnungen extremer Art zugrunde: etwa eine einfache Zimmererarbeit mit M : L : U = 0,50 + 0,35 + 0,15 = 1,00, und einen Erdbau mit Geräten und kleineren Materiallieferungen. M (inkl. Betriebsmitteln) : L : U = 0,15 + 0,50 + 0,35 = 1,00.

Wir müssen uns bestreben, die zahlenmäßig klar erfaßbaren Einflüsse, namentlich auch beim Unkostenbestandteil, von den minder durchsichtigen (Minderleistung pro Arbeitsstunde — unzulängliche Ausnutzung des Firmenapparates) zu trennen, und die letzteren Einflüsse durch einen explicite mitgeführten Faktor zum Ausdruck zu bringen.

Bei alledem darf Vergleichbarkeit im groben Durchschnitt insofern vorausgesetzt werden, als die Objekte, die in Konstruktion oder Material (z. B. Baustahl 48, hochwertiger Zement) oder Ausführung (z. B. Gußbetonbauweise) einer gewissen Umstellung unterlagen, nicht ausschlaggebend sind. Mindestens liegt im Hochbauwesen Vergleichbarkeit mit der Vorkriegszeit in hohem Maße vor.

Wir bezeichnen nun die prozentuale Teuerung der ersten beiden Kostensummanden M und L mit m und l, und zwar wollen wir für unsere Beispiele Indices für die Zeit der Jahreswende 25/26 annehmen. Sie liegen zwischen dem Maximum im Sommer 25 und dem heutigen Stande und weisen keine sprunghaften Zufälligkeiten auf.

Der Baumaterialindex war

für Rohbaustoffe	153,4	
„ Bauholz	138,4	
„ Ausbaustoffe	173,1	
Im Mittel . . .		153,0.

Die Stundenlohnsätze aus der genannten Veröffentlichung auf den beigefügten Vergleichswert von 1913 bezogen ergeben folgende Teuerungen:

$$\text{Maurer und Zimmerer } (1 + l) = \frac{115{,}8}{71{,}8} = 1{,}615$$

$$\text{Bauhilfsarbeiter } (1 + l) = \frac{0{,}947}{0{,}564} = 1{,}685$$

Beim Ausmitteln werden wir nahezu den letzteren höheren Satz annehmen müssen, und zwar deshalb, weil die Lohnsätze der Facharbeiter in den Baunebengewerben den Sätzen für Maurer und Zimmerer stets erheblich vorauseilen. Ein sorgfältiges Ausmitteln auf Grund weiteren Materials würde aber zu weit führen, wir nehmen an $(1 + l) = 1{,}67$.

(Fortsetzung folgt.)

Verzögerung der Generaltarifrevision der Reichsbahn. Entgegen einzelnen Meldungen, die von einem raschen Fortschritt der Arbeiten an der geplanten grundsätzlichen Reform der Tarife der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft berichten, erfahren wir bei der Ständigen Tarifkommission, daß die Vorarbeiten wegen des sehr umfangreichen Materials noch längere Zeit in Anspruch nehmen werden; mit einer endgültigen Formulierung der Beschlüsse ist erst etwa in ¾ Jahren zu rechnen. Während bis dahin die Vorarbeiten ausschließlich als innere Angelegenheit der Reichsbahn-Gesellschaft behandelt werden, sollen die Entschließungen, die aus dieser Vorarbeit hervorgehen, dann dem Verkehrsausschuß bei der Reichsbahn, d. h. also den Vertretern der Interessenten von Industrie und Handel, vorgelegt werden. Auch über den Umfang der geplanten Reform sollte man sich, wie es scheint, keinen allzu großen Erwartungen hingeben, da wenigstens vorläufig mit weitgehenden prinzipiellen Änderungen im Tarif nicht gerechnet wird.

Vorausleistungen zum Wegebau. Nach dem Gesetz zur Änderung des Kraftfahrzeugsteuergesetzes vom 15. Juni 1926 (RGBl. I S. 223) ist die Erhebung von Vorausleistungsbeiträgen für Kraftfahrzeuge für die Zeit vom 1. April 1926 ab unzulässig. Indem die preußischen Minister des Innern und der Finanzen hierauf in einem Erlaß vom 12. Juni 1926 hinweisen, stellen sie fest, daß hiermit für die Stadt- und Landkreise die rechtliche Möglichkeit entfällt, für das Rechnungsjahr 1926 für die außergewöhnliche Abnutzung der Verkehrsanlagen durch Kraftfahrzeuge Vorausleistungsbeiträge kraft der Verordnung vom 25. November 1923 zu erheben.

Mit Rücksicht hierauf empfehlen sie den ihnen unterstellten Behörden, weiterhin von der Nacherhebung noch nicht veranlagter Vorausleistungsbeiträge für das Rechnungsjahr 1925 abzusehen und den etwa entstehenden Ausfall aus den Mitteln des laufenden Rechnungsjahres zu decken.

Die Schwierigkeiten der Finanzierung der Straßenbaupläne. Gegenüber den vielfachen Wünschen und Forderungen auf Durchführung umfangreicher Straßenbauarbeiten im Zusammenhang mit der produktiven Erwerbslosenfürsorge erfahren wir, daß man im Reichsarbeitsministerium zwar mit der Aufstellung eines Planes für solche Arbeiten beschäftigt ist, die Möglichkeiten der Finanzierung und des Umfanges jedoch skeptisch beurteilt. Es wird festgestellt, daß von dem deutschen Straßennetz etwa $^1/_3$, rd 60 000 km, einer vollkommenen Neuherstellung bedürfen, wofür nach vorsichtiger Schätzung etwa 1,8 Milliarden Mark erforderlich wären. Die dringlichsten Arbeiten, etwa $^1/_{10}$ der Gesamtlänge, würden einen Kostenaufwand von 180 Millionen Mark ausmachen, wovon etwa 50 bis 60 Millionen Mark auf Löhne zu rechnen wären, was einer Beschäftigungsmöglichkeit von ungefähr 40 000 Menschen entspricht. Verglichen mit dem Zinsendienst, der für eine Anleihe zu Straßenbauzwecken notwendig wäre, ist diese Auswirkung auf den Arbeitsmarkt allerdings nicht sehr erheblich. Es dürfte jedoch nicht zu übersehen sein, daß das Bedürfnis des steigenden Verkehrs auf jeden Fall dringlich die Inangriffnahme der Straßenbauarbeiten erfordert und für den volkswirtschaftlichen Gesamterfolg die indirekte günstige Rückwirkung auf den Handel und auf zahlreiche Industrien mit in Rechnung zu setzen ist.

Aufnahme des Stahlhausbaues in Deutschland. Nachdem die fabrikmäßige Herstellung von Stahlhäusern in England mit Unterstützung der Regierung in größerem Umfange in Angriff genommen worden ist, sind nunmehr auch in Deutschland die ersten Versuche dieser Art eingeleitet worden. Die Leipziger Firma Braune & Roth, die bisher auf dem Gebiete der Stahlkammer- und Geldschrankfabrikation bekannt ist, wird dieser Tage das erste Stahlhaus in der Umgegend von Leipzig fertigstellen und zur Besichtigung freigeben. Wie wir hören, beabsichtigt die Firma, auf der Grundlage der ersten Versuchserfahrungen ein umfangreiches Produktionsprogramm aufzustellen.

Rechtsprechung.

Aufwertung von Bauforderungen trotz vorbehaltloser Annahme der Restzahlungen. Das Reichsgericht hat in einer Entscheidung erneut zum Ausdruck gebracht, daß die Aufwertung von Bauforderungen für Leistungen, die der Unternehmer längst bewirkt hat, in Fällen, in denen er durch die Geldentwertung erheblich geschädigt wurde, nach Treu und Glauben anerkannt werden müsse. Dies gilt auch, wenn er die Schlußrechnung vorbehaltlos erledigt hat, es sei denn, daß dies zu einer Zeit geschah, in der die Aufwertung bereits von den Gerichten anerkannt war.

Der Architekt K. in Bonn übernahm im September 1921 für den Beklagten, Kaufmann M. in Bonn, die Errichtung eines Bauwerks für den Grundpreis von 180 000 RM. Die Forderungen über Löhne und Materialien waren in dem Bauvertrage gleitend gestaltet. Der Auftraggeber bezahlte 300 000 RM. die Restzahlung von zusammen 78 000 M erfolgte im Jahre 1922. Der Unternehmer verlangt Aufwertung der Bausumme, die zur Zeit des Vertragsabschlusses 2 060 $ dargestellt habe. Er berechnet die Zahlungen des Auftraggebers auf 991 $ und klagt auf Zahlung weiterer 4 487 RM. — Landgericht Bonn und Oberlandesgericht Köln erkannten auf Abweisung der Klage. Das Reichsgericht hat das Urteil des Oberlandesgerichts aufgehoben und die Sache zur anderweitigen Verhandlung und Entscheidung an das Oberlandesgericht zurückverwiesen. Aus den Gründen ist folgendes hervorzuheben:

Die vom Oberlandesgericht angeführten Umstände vermögen das Urteil nicht zu rechtfertigen. Die Unbilligkeit, die darin liegt, daß der Beklagte weniger als die Hälfte des Wertes der ihm nach dem Vertrage obliegenden Zahlungen zu entrichten hatte, wird nicht dadurch beseitigt, daß die Parteien durch Vereinbarung eines Gleitvertrages hinsichtlich der Löhne und Materialien einen Teil der durch die Geldentwertung entstehenden Nachteile dem beklagten Auftraggeber aufgebürdet haben. Die Unbilligkeit wird auch nicht dadurch aufgehoben, daß der Kläger keine Forderungen auf Nachzahlung gestellt und die Restzahlungen vorbehaltlos angenommen und abgerechnet hat. Selbst die Tatsache, daß der Kläger die Sache nach Ausstellung der Schlußquittung zwei Jahre auf sich beruhen ließ, steht der Anwendung des § 242 BGB. nicht entgegen. (VI 107/26 vom 14. Mai 1926.)

Bauproduktiv-Genossenschaft und Gemeinnützigkeit. Die beklagte Bauproduktiv-Genossenschaft N. und Umgegend G. m. b. H. hatte in der Tagespresse Inserate aufgegeben, in denen sie sich als „gemeinnütziges Bauunternehmen" bezeichnete, das alle vorkommen-

den Erd-, Beton-, Maurer-, Zimmerer-, Dachdecker- und Verputzarbeiten für Hoch- und Tiefbau übernimmt. Der örtliche baugewerbliche Unternehmerverband hatte im Hinblick auf § 13 Absatz I des Gesetzes über den unlauteren Wettbewerb Klage erhoben und beantragt, zu erkennen, daß die beklagte Partei es zu unterlassen habe, in öffentlichen Bekanntmachungen oder in Mitteilungen, die für einen größeren Kreis von Personen bestimmt sind, sich als „gemeinnütziges Bauunternehmen" zu bezeichnen.

Das Landgericht Nürnberg hat dem Klageantrag stattgegeben, aus folgenden Entscheidungsgründen:

Das Inserat enthalte keine Beschränkung dahin, daß die Werbung etwa an einen bestimmten Kreis von Personen oder Unternehmungen gerichtet sei oder daß nur Arbeiten in einem durch ihre Zweckbestimmung, wie etwa Wohnungsfürsorge, eingeengten Rahmen in Betracht kämen. Die Wortfassung des Inserates sei vielmehr die gleiche, wie sie bei den auf Erwerb gerichteten Bauunternehmungen üblich ist. Es sei kein Zweifel, daß es zum Zwecke des freihändigen Wettbewerbes veröffentlicht ist.

Nach der Entwicklungsgeschichte der sogenannten „sozialisierten Baubetriebe" sei der erste und vornehmste Zweck dieser Betriebe der, den Arbeiter in seinem Berufsfache in bezug auf Entlohnung nicht nur unabhängiger, sondern auch besser zu stellen und in zweiter Linie ihn in einer gewissen Höhe auch an den Früchten seiner Arbeit neben der Entlohnung teilnehmen zu lassen. Mit der Durchführung dieses Gedankens sollte zugleich der kapitalistischen Ausbeutung der freien Arbeitnehmer entgegengetreten werden. Die Satzungsbestimmung über die Beschränkung der Dividende auf 5% sei lediglich vorgesehen, um sich nicht dem begründeten Vorwurf der Kapitalbildung und Kapitalausbeutung von seiten der Arbeiter auszusetzen. Ausschlaggebend sei trotzdem vor allem Besserstellung der eigenen Mitglieder und deren Anteilnahme, allerdings in beschränktem Umfange, an den Erübrigungen. Es sind also rein egozentrische wirtschaftliche Bestrebungen der in einem bestimmten Kreis zusammengeschlossenen Arbeiter, die durch die Gründung der sozialen Baubetriebe realisiert werden sollten, die ihren egozentrischen Charakter auch dadurch nicht verlieren, daß auf einen höheren, manchmal vielleicht auf einen unangemessenen Unternehmergewinn zur Vermögensbildung des einzelnen verzichtet wird und daß etwaige Überschüsse in mehr oder weniger erheblichen Beträgen bestimmten Zwecken idealer Art oder auch ausgesprochenen Wohlfahrts- und kulturellen Zwecken zugeführt werden. Als Grundsatz bleibe doch immer der mit der genossenschaftlichen Bildung verfolgte Zweck, die in der Genossenschaft zusammengeschlossenen Arbeiter usw. besserzustellen.

Auch wenn die beklagte Genossenschaft sich in ihren Satzungen als „gemeinnütziges Bauunternehmen" bezeichnet, ist sie in Wahrheit nach ihrer Einrichtung und nach ihrer Geschäftsführung als ein solches Unternehmen nicht zu erachten. Es ist daher tatsächlich unrichtig, wenn sie sich diese Bezeichnung zulegt und entsprechend ist auch die Angabe in den Inseraten als unrichtig zu beanstanden. Die Angabe sei geeignet, im Publikum die Meinung zu erregen, daß es sich nicht nur um ein besonders billig arbeitendes, sondern auch um ein besonders reelles Unternehmen handelt. Wenn auch bei der Aufgabe des Inserates eine vorsätzliche schuldhafte Verfehlung nicht festzustellen sei, so genüge doch nach dem Gesetz über den unlauteren Wettbewerb daß Bewußtsein, daß die Angabe die vorstehend gekennzeichnete Wirkung nach sich ziehen kann.

(H. K VI A 23/25 v. 12. IV. 25.)

Haftung der Gewerkschaften für Streikschäden. Nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichtes ist der Streik als wirtschaftliches Kampfmittel erlaubt, so daß aus der Tatsache des Streiks an sich Ansprüche auf Schadenersatz nicht hergeleitet werden können. Die Sachlage ändert sich, wenn ein Tarifvertrag besteht und eine Vertragspartei dagegen vorsätzlich oder fahrlässig verstößt oder wenn der Streik durch bewußte oder vorsätzliche Vornahme von Betriebsstörungen verschärft wird. Liegt eine dieser Tatsachen vor, so kann nach einer Entscheidung des Reichsgerichtes (IV. Ziv.-Sen. 29. 4. 26) gegen die Gewerkschaft bzw. gegen deren für den Verstoß gegen den Tarifvertrag oder für die Betriebsstörung verantwortliche Stelle Anspruch auf Schadenersatz erhoben werden. Aus den Entscheidungsgründen zu dem Urteil ist besonders hervorzuheben:

Das Verhalten der Arbeiter, welche gesetzwidrig in die Einrichtungen des Werkes eingegriffen und dadurch Betriebsstörungen herbeigeführt haben, stellt eine sowohl nach § 823 Abs. 1 wie nach § 826 BGB. zum Schadenersatz verpflichtende Handlung dar. Die Betriebsstörung ist von der beklagten Geschäftsstelle des Arbeitnehmerverbandes gebilligt worden, da sie sich von dem Streik allein keinen Erfolg versprach. Die Ortsgruppe ist für diese Handlung ihrer Mitglieder verantwortlich, denn sie hatte dafür zu sorgen, daß sich der Streik innerhalb der durch Gesetz zugelassenen Grenzen entwickelte. Auch der Verband selbst haftet nach § 831 BGB., er hat sich die Genehmigung des Streiks ausdrücklich vorbehalten und die Entscheidung darüber in die Hände der Ortsverwaltung gelegt. Die örtliche Geschäftsstelle gilt aber als Organ des Verbandes.

Steuerabzug und pfändungsfreies Einkommen. Von dem Lohneinkommen eines Arbeiters war durch Pfändungs- und Überweisungsbeschluß des zuständigen Amtsgerichts der 28,— RM wöchentlich übersteigende Betrag gepfändet und dem Gläubiger zur Einziehung überwiesen worden. Der Arbeitgeber hatte darauf mehrere Wochen nacheinander den 28,— RM übersteigenden Betrag voll einbehalten und von den verbleibenden 28.— RM die Steuern und Versicherungsbeiträge abgezogen.

Der Arbeiter hat geklagt, und das Gewerbegericht Berlin (K 7 Nr. 238/26) hat am 22. 4. entschieden, daß der Arbeitgeber den Pfändungs- und Überweisungsbeschluß unrichtig ausgeführt hat. Wenn in diesem Beschluß gesagt worden sei, dem Kläger solle nur der 28,— RM wöchentlich übersteigende Betrag gepfändet werden, so sei dies so zu verstehen, daß dem Kläger unter allen Umständen 28,— RM verbleiben sollten und nicht 28,— RM abzüglich Steuern und Versicherungsbeiträge. Der Arbeitgeber hat demnach die zuviel einbehaltene Summe nachzuzahlen.

Demnach ist darauf zu achten, daß die Abzüge vom ganzen Betrag vorgenommen werden und dann, erst nach Abzug des pfändungsfreien Betrages, die Summe festgestellt wird, die für den Gläubiger gepfändet ist.

Gerichtliche Gutachten der Industrie- und Handelskammer Berlin.

Bank. Für die Valutierung der Gutschriften von Schecks auf auswärtige Plätze gibt es im Bankverkehr keine allgemein gültigen Usancen. Im Herbst 1923 wurden Schecks auf Provinzplätze im allgemeinen je nach der Entfernung und Größe des Ortes und je nachdem, ob der Ort Bankplatz ist oder nicht, fünf bis acht Tage nach Eingang valutiert. Wenn es sich um sehr kleine Orte mit schlechter Postverbindung handelte, wurde die Wertstellung längstens nach zehn Tagen vorgenommen.

Holz. Nach § 28 der Gebräuche im Holzhandel des Wirtschaftsgebiets der Industrie- und Handelskammer zu Berlin hat die Feststellung der Gesundheit, der Mengen und der vertragsmäßigen Lieferung der Ware am Empfangsort zu erfolgen, und zwar bei Waggonladungen längstens innerhalb sechs Werktagen nach Entladung.

Schrott. Ein einheitlicher Handelsgebrauch in dem Sinne, daß auf Grund der Klausel „Frachtbasis Siegen" an dem Vertragspreise die am Abschlußtage und nicht die am Liefertage geltenden Frachtsätze zu kürzen sind, hat sich im Schrotthandel nicht gebildet. Jedoch werden in den beteiligten Kreisen wohl überwiegend die Frachten vom Tage des Vertragsabschlusses der Abrechnung zugrunde gelegt.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

Vierte Bekanntmachung über die Wechsel- und Scheckzinsen. Vom 7. Juli 1926. Der maßgebende Reichsbankdiskontsatz ist 6%. (RGBl. I S. 402.)

Gesetz zur Abänderung des Gesetzes über die Beschäftigung Schwerkriegsbeschädigter und der Personalabbauverordnung. Vom 8. Juli 1926. Entscheidungen der Hauptfürsorgestellen über Kündigungen sind beiden Parteien zuzustellen. Eine Beschwerde kann nur innerhalb einer Woche erhoben werden. (RGBl. I S. 398.)

Gesetz zur Änderung des Reichsmietengesetzes. Vom 10. Juli 1926. (RGBl. I S. 403.)

Vierte Verordnung zur Änderung der Steuerzinsverordnung. Vom 15. Juli 1926. Die Steuerzinsen sind von 7 auf 6% ermäßigt worden. (Deutscher Reichsanzeiger 26/163.)

Preußischer Erlaß des Wohlfahrtsministers betr. Beschäftigung schwerbeschädigter Erwerbsloser bei Notstandsarbeiten. Vom 30. Juni 1926. (Volkswohlfahrt 26/727.)

Gesetz zur Änderung des § 81 des Gesetzes über die privaten Versicherungsunternehmungen. Vom 15. Juli 1926. Die beaufsichtigten Versicherungsunternehmungen haben künftig bis zu ¾ der durch die Beaufsichtigung entstehenden Kosten zu tragen.

Internationale Brückenbau-Tagung in der Schweiz.

Verschiedenen Anregungen zufolge soll in Zürich in der zweiten Hälfte des September d. J. eine Internationale Brückenbau-Tagung stattfinden. Die Tagung wird veranstaltet von der Lehrkanzel für Brückenbau an der Eidg. Technischen Hochschule, der Eidg. Materialprüfungsanstalt, dem Techn. Dienst des Schweiz. Eisenbahndepartementes, dem Brückenbaubüro bei der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen, dem Verein Schweizerischer Brücken- und Eisenhochbau-Fabriken sowie der Fachgruppe für Beton- und Eisenbeton-Ingenieure des Schweizerischen Ingenieur- und Architekten-Vereines. Die Zusammenkunft soll in den Räumen der Eidg. Technischen Hochschule stattfinden. Die Aussprache soll sich auf die Gebiete des Brücken- und Hochbaues in Eisen, Stein, Beton und Eisenbeton sowie — soweit nötig — auf damit zusammenhängende Fragen des Holzbaues erstrecken.

Die Einteilung der Vorträge ist in drei Gruppen vorgesehen, nämlich:

A. Gemeinschaftliche Hauptvorträge für alle Teilnehmer. Hierunter sollen nur Vorträge über von den einzelnen Materialien unabhängige, allgemeingültige Themata gehalten werden.
B. Vorträge aus dem Gebiete des Eisenbaues.
C. Vorträge aus dem Gebiete des Stein-, Beton- und Eisenbetonbaues.

Die Vorträge der Gruppen B und C finden, je nach Anzahl der angemeldeten Vorträge, soweit möglich zu verschiedener Zeit statt.

Die Hauptvorträge der Gruppe A sollen am 20. September vormittags abgehalten werden, die Vorträge zu B und C am 20. September nachmittags, am 21. September und 22. September vormittags. Für den 22. September ist ein Ausflug an die Nordrampe der Gotthardbahn vorgesehen.

Es sind folgende Richtlinien für die Gliederung der Vorträge der Gruppen A, B und C in Aussicht genommen:

1. Materialfragen:
   Qualität (neuere Baustähle, hochwertige Zemente, Schweißung, Rostschutz des Eisens).
   Konstruktive Eignung, Bearbeitungsfähigkeit.
2. Versuchswesen:
   Laboratoriumsversuche, Versuche an fertigen Objekten, Meßapparate.
3. Baustatische und konstruktive Fragen.
4. Wirtschaftliche Fragen:
   Betriebsorganisation, Normalisierung, Konkurrenzfähigkeit der verschiedenen Bauweisen.
5. Berichte über neueste, lehrreiche Ausführungen.

Außer den Vorträgen sind besondere Diskussionsstunden in Aussicht genommen.

Das Organisationskomitee ist gebildet durch die Herren Prof. Dr.-Ing. A. Rohn, Zürich, als Präsident, und Prof. Dr. Ros, Zürich, als Sekretär. R.

Vorläufiger Bericht über das Ergebnis des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft

zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchung eiserner Brücken.

Zu dem im Preisausschreiben festgesetzten Termin am 1. April 1926 sind insgesamt 8 Apparate eingegangen. Daneben wurden noch Entwürfe und theoretische Abhandlungen zur Lösung der in Frage stehenden Aufgabe vorgelegt, die aber beim Wettbewerb ausscheiden. Von den 8 Apparaten sind 3 als reine Spannungsmesser, 3 als reine Schwingungsmesser und 2 als vereinigte Spannungs- und Schwingungsmesser anzusehen. Die gewählten Arbeitsweisen der Apparate sind sehr verschieden, sie wirken teils mechanisch, teils photometrisch und teils elektrisch.

Das Preisgericht ist zusammengetreten und hat alle 8 Apparate als wettbewerbsfähig bezeichnet und den für die eingehende Prüfung einzuschlagenden Weg festgelegt. Die Erfüllung der nach dem Preisausschreiben verlangten Anforderungen läßt sich nur zum kleinen Teil durch einfache Besichtigung feststellen. Die Nachprüfung der meisten Bedingungen erfordert eingehende, z. T. schwierige Messungen. Hierzu gehören vor allem die Feststellungen über die Verzerrungsfreiheit der Aufzeichnungen, über die Lage der Eigenschwingungszahlen, über die Übersetzungsverhältnisse und über die Größe der Dämpfungen. Zur Durchführung dieser Messungen hat sich das Preisgericht mit Zustimmung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die Mitarbeit eines auf diesem Gebiete anerkannten Fachmannes (Professor Dr.-Ing. Hort) gesichert. Nach den Angaben von Professor Hort ist nunmehr eine für diese neuartigen und schwierigen Prüfungen geeignete Einrichtung nach Art eines Schütteltisches geschaffen worden, dessen Bewegungen photometrisch sozusagen unverzerrt aufgezeichnet werden können. Die dem Schütteltisch durch Elektromotor und Kurbelgetriebe aufgezwungenen Bewegungen erreichen dabei die im Preisausschreiben vorgesehenen Frequenzen. Der Schütteltisch mußte so gebaut werden, daß sämtliche eingegangenen, sehr verschiedenartig zu lagernden Apparate auf ihm aufgestellt, befestigt und in Schwingungen versetzt werden können. Die Prüfung am Schütteltisch kann anfangs Juli beginnen, so daß die dynamische Nachprüfung der Apparate etwa bis Ende August durchgeführt sein kann. (Die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Dresden hat in dankenswerter Weise die hierzu erforderlichen Versuchsräume und das etwa erforderliche Hilfspersonal zur Verfügung gestellt.)

Nach Beendigung der dynamischen Nachprüfung der Apparate muß noch durch praktische Versuche erprobt werden, wie sich die Apparate im Gebrauch an verschiedenen Brücken handhaben lassen. Hierzu soll eine schweizerische Brücke in der Nähe von Spiez herangezogen werden, die von den Schweizerischen Bundesbahnen schon wiederholt als Versuchsbrücke verwendet wurde und deren Verhalten daher von früheren Messungen her hinreichend bekannt ist. Die Schlußprüfungen sollen alsdann an einer Brücke der Güterumgehungsbahn bei Oranienburg stattfinden, so daß bis zum Ende dieses Jahres mit der endgültigen Beurteilung gerechnet werden kann.

Die Apparate werden alsdann, bevor sie den Bewerbern wieder zugestellt werden, zu noch bekanntzugebender Zeit im Eisenbahnzentralamt ausgestellt werden.

Berlin, den 28. Juni 1926.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Eisenbahn-Zentralamt, Bautechnische Abteilung.
gez. Dr.-Ing. Kommerell.

Zweiter Tag zur Förderung der Farbe im Stadtbild in Hannover.

vom 6. bis 8. August 1926.

An Vorträgen werden gehalten:

Am Sonnabend, dem 7. August, 9 Uhr vormittags:

1. Referat über das Ergebnis einer vom „Bunde zur Förderung der Farbe im Stadtbild" an die Stadtbauverwaltungen gerichteten Umfrage über die Stellung derselben zur Farbe im Stadtbild, zwecks Verbesserung der Ortsstatute und Aufstellung von Leitsätzen. Referent: Oberbaurat Dr.-Ing. W. Hellweg, Hamburg.
2. Vortrag des Herrn Kurat Dr. H. Schmid, München: „Der gegenwärtige Stand der Enkaustik und ihre Bedeutung für Hochbau und Kunstgewerbe". Im Anschluß an die Vorträge: Aussprache.

Im Anschluß an die Vorträge findet eine Ausstellung „Farbe im Stadtbild" im Kunstvereinshause, veranstaltet durch Herrn Oberbaurat Dr.-Ing. W. Hellweg, statt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 1. Juli 1926.

Kl. 5 d, Gr. 14. R. 64 833. Wilhelm Friedrich Reinhard, Louisenthal-Saar. Periodisch wirkende Wurfschaufelmaschine für Bergeversatz. 6. 7. 25.

Kl. 19 a, Gr. 2. T. 27 912. Hubert Thurn, Essen, Rellinghauser Str. 151. Verfahren zum Auskleiden von Eisenbahnschwellen mit Hartholz. 9. 7. 23.

Kl. 20 a, Gr. 1. M. 92 988. Dr.-Ing. Paul Mast, Kattowitz, u. Otto Lindner, Hindenburg; Vertr.: H. Nähler, Dipl.-Ing. F. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Rangierverfahren für Kohlen- oder Eisenbahnwagen auf Verladebahnhöfen. 23. 1. 26.

Kl. 20 a, Gr. 12. B. 124 968. Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Personenseilschwebebahn für Umlaufbetrieb. 14. 4. 26.

Kl. 20 a, Gr. 12. P. 50 559. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilbahn mit gelenkig in das bewegte Tragseil eingehängtem Förderkorb. 20. 5. 25.

Kl. 20 a, Gr. 12. T. 27 326. Yusuke Tamamura, Tokyo, Japan; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Werner u. Dipl.-Ing. E. Wurm, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Seilklemme für Drahtseilbahnen; Zus. z. Anm. T. 27 312. 20. 1. 23.

Kl. 20 g, Gr. 3. H. 106 260. Hohenzollern Akt.-Ges. für Lokomotivbau, Düsseldorf-Grafenberg. Laufradanordnung für Schiebebühnen u. dgl. 15. 4. 26.

Kl. 20 g, Gr. 3. V. 20 302. Anton Vestner, Berlin, Hohenstaufenstraße 66. Vorrichtung zum Überbrücken von Lücken in einem Gleis. 9. 6. 25.

Kl. 20 h, Gr. 4. B. 124 326. Dr.-Ing. W. Bäseler, München, Walhallastraße 21, u. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Bremseinrichtung mittels an besonderer, quer zur Gleisachse beweglicher Schiene geführter Hemmschuhe. 2. 3. 26.

Kl. 20 h, Gr. 4. R. 63 191. Dr. Dietrich Rühl, Dortmund, Bremer Str. 3. Vorrichtung zum Aufhalten von laufenden Förderwagen auf freier Strecke. 23. 1. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. H. 100 817. Hydraulik G. m. b. H., Duisburg. Wagenfördereinrichtung für Rangieranlagen. 4. 3. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. A. 46 643. Firma Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. In ein Kettenwerk eingebaute Vorrichtung zur Streckentrennung oder Nachspannung des Fahrdrahtes mit vom Fahrdraht abgezweigtem, nach aufwärts geführtem Beidraht. 19. 12. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. A. 46 557. Firma ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verladeanlage. 10. 12. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. P. 52 000. Paul Pieper, Berlin-Dahlem, Ehrenbergstraße 1a u. Lauchhammer-Rheinmetall A.-G., Berlin. Hafenkran. 31. 12. 25.

Kl. 37 b, Gr. 5. B. 117 402. Hugo Bodemann, Erfurt, Epinaystr. 27. U-förmige, in Betonkörper einzubettende Ankerschiene. 31. 12. 24.

Kl. 37 f, Gr. 5. S. 64 257. Siemens-Bauunion G. m. b. H., Kommanditgesellschaft, Berlin. Fabrikschornstein. 8. 11. 23.

Kl. 37 f, Gr. 7. M. 87 260. Georg Hermann Müller, Berlin-Schöneberg, Martin-Luther-Str. 47. Mehrstöckiges Gebäude mit einer schraubenlinig um einen Lichthof verlaufenden Fahrbahn. 26. 11. 24.

Kl. 37 f, Gr. 8. M. 86 609. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Gekrümmtes Drehtor für Luftschiffhallen. 4. 10. 24.

Kl. 42 c, Gr. 9. S. 62 564. Mart. Sander, Hapsal, Estl.; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Feldmeßgerät mit Zeichenvorrichtung. 31. 3. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. B 109 027. Ernst Bongardt, Hersfeld, Hessen-Nassau. Vorrichtung zum Fördern von vorgemischtem Mörtel, Beton u. dgl. mit Hilfe von Druckluft durch eine Leitung unter Fertigmischen; Zus. z. Anm. B. 104 388. 20. 3. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. B. 117 350. D. Juan Monton Blasco, Barcelona; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Schmiedt, Pat.-Anw., Stuttgart. Trommelmischer für Beton o. dgl. mit wagerechter Drehachse und spiralig um diese gewundenem Trommelumfang. 27. 12. 24. Spanien 29. 12. 23, 20. 5. 24 u. 25, 6. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. D. 49 730. Draiswerke G. m. b. H., Mannheim-Waldhof. Förderkasten, insbes. für Betonmischmaschinen. 29. 1. 26.

Kl. 80 a, Gr. 14. H. 101 169. Gustav Hübner, Wien; Vertr.: R. Schmehlik u. Dipl.-Ing. C. Satlow, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung von Formziegeln, insbes. solchen aus Beton. 19. 3. 25.

Kl. 80 a, Gr. 48. W. 65 229. Samuel Scott Wilson, Meyerton, Transvaal; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Formplatte zur Herstellung von Platten und ähnlichen Formlingen aus plastischer Masse, z. B. Asbestzement. 11. 1. 24.

Kl. 80 a, Gr. 56. P. 50 788. Albert Pietrkowski, Köln, Rolandstr. 10. Drehbankartige Vorrichtung zur Herstellung von Betonrohren o. dgl. nach dem Schleuderverfahren. 23. 6. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. L. 62 484. Gebr. Lüngen G. m. b. H., Erkrath, Rhld. Verfahren zur Herstellung eines feuerfesten Ofenfutters. 21. 2. 25.

Kl. 80 b, Gr. 9. St. 39 783. Paul Stauß, Peitz. Zwischendeckenfüllmaterial und Verfahren zu dessen Herstellung. 26. 6. 25.

Kl. 80 b, Gr. 12. Sch. 74 561. Scheidhauer & Gießing Akt.-Ges., Bonn. Verfahren zur Herstellung von Schamottesteinen. 22. 6. 25.

Kl. 80 b, Gr. 21. S. 69 544. Karl Siedlaczek, Ratibor, O.-S., Bosalzer Str. 40. Verfahren zur Herstellung von mehrschichtigen Kunststeinplatten für Gehwege. 6. 4. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. C. 33 696. Anselm Cyran, Düsseldorf, Boltensternstraße 24. Z-Spundbohle. 28. 6. 23.

Kl. 85 b, Gr. 1. M. 86 953. Karl Morawe, Berlin, Luisenstr. 30. Verfahren zum Enthärten von Wasser durch Basenaustausch. 31. 10. 24.

Kl. 85 c, Gr. 1. L. 42 488. Clarence P. Landreth, Philadelphia, V. St. A.; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur elektrochemischen Behandlung von Abwässern. 21. 7. 14. V. St. Amerika 5. 12. 13. u. 9. 6. 14.

Kl. 85 c, Gr. 6. K. 96 325. Georg Paul Kropp, Dresden-A., Münchener Str. 5. Klärbecken, besonders zur Reinigung von Abwässern. 21. 10. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 26 vom 1. Juli 1926.

Kl. 4 c, Gr. 35. 431 577. Dampfkessel- und Gasometerfabrik A.-G. vormals A. Wilke & Co., Braunschweig. Überlaufvorrichtung an Gasbehältertassen. 10. 1. 26. D. 49 584.

Kl. 5 c, Gr. 10. 431 757. Josef Christgen, Dortmund, Heiliger Weg 70. Nachgiebiger Grubenstempel aus winkel- oder U-förmigen Walzeisen. 12. 11. 22. C. 32 818.

Kl. 19 c, Gr. 11. 431 656. Dr. Ulrich Diem-Bernet, Speicher, St. Appenzell; Vertr.: Dr. H. Göller, Pat.-Anw., Stuttgart. Verfahren zur Festigung der Straßenoberfläche. 8. 11. 23. D. 44 465. Schweiz 31. 10. 23.

Kl. 20 i, Gr. 34. 431 658. Max Schwarz, Garmisch. Sicherheitsvorrichtung zur Verhütung von Eisenbahnunfällen. 23. 4. 25. Sch. 73 888.

Kl. 37 a, Gr. 6. 431 629. Firma Carl Zeiß, Jena. Pfettenloses Eisenbeton-Tonnendach. 22. 1. 24. Z. 14 185.

Kl. 80 a, Gr. 34. 431 740. Jörs Mühlow, Malmö, Schweden; Vertr.: F. A. Hoppen, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Gießvorrichtung zur Herstellung rohrförmiger Betongegenstände, insbes. Hohlmasten, unter Verwendung eines in der Längsrichtung geteilten Kernes. 30. 12. 23. M. 83 417. Schweden 30. 12. 22.

Kl. 80 a, Gr. 46. 431 756. Heinz Stoffregen, Bremen, Ostertorsteinweg 74. Verfahren zur Herstellung von Bautafeln, Baudielen o. dgl. 25. 5. 24. St. 38 023.

Kl. 80 b, Gr. 1. 431 741. Wilhelm Buchholz, Trier, Hommerstr. 32. Verfahren zur Herstellung und Verarbeitung einer leichten Stampfmasse; Zus. z. Pat. 409 944. 9. 4. 25. B. 119 280.

Kl. 80 b, Gr. 25. 431 742. Gesellschaft für Gas- und Teer-Verwertung m. b. H., Köln a. Rh. Verfahren zur Herstellung von Kunstasphalt. 8. 7. 24. A. 42 607.

Kl. 81 e, Gr. 127. 431 636. Firma ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Einrichtung zur Gewinnung von Deckgebirgsmassen mittels Abraumförderbrücke. 19. 10. 24. A. 43 265.

Kl. 84 a, Gr. 3. 431 565. Berliner Act.-Ges. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation, Charlottenburg. Antrieb für Wehre mit drehbarem Aufsatz. 16. 10. 24. B. 116 128.

Kl. 85 e, Gr. 12. 431 567. Gustav Ziegler, Barcelona, Spanien; Vertr.: Dr.-Ing. H. Brüggemann, Pat.-Anw., München. Aus einem ringförmigen Umlauf gebildeter Wasserverschluß. 12. 7. 24. Z. 14 563.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Dr.-Ing. E. h. Max Foerster, Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden. Dritte, verbesserte und vermehrte Auflage mit 183 Textabbildungen. (XII, und 570 Seiten.) Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geb. RM. 25,50

In meisterlicher und umfassender Form erscheint das rühmlichst bekannte Lehrbuch gerade zur rechten Zeit, da es in seiner Neubearbeitung die vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton im September 1925 erlassenen Bestimmungen als Grundlage aufweist und ihnen den Gesamtinhalt anpaßt. Außerdem sind die in den letzten Jahren gemachten Erfahrungen und Forschungen, auch die chemischer und physikalischer Art, berücksichtigt. Die zweckmäßige Kornzusammensetzung, die Untersuchungen über „hochwertigen Zement" und das Zusammenwirken mit dem St 48 und die hierbei zu erreichenden praktischen Vorteile sind eingehend behandelt, ebenso die neueren theoretischen Untersuchungen über Platten, Plattenbalken, Stützen u. dgl. über die Berechnung außenmittig belasteter Querschnitte usw. ausführlich erörtert. Das ausgezeichnete Werk ist nach drei Richtungen gegliedert. Das erste Kapitel umfaßt die geschichtliche Entwicklung und die Baustoffe des Verbundbaus; es kann nur allen, auch dem, der nur mit der Ausführung und allgemeinen Anordnung von Eisenbetonbauten zu tun hat, empfohlen werden, dieses Kapitel aufs neue und sorgfältig nachzulesen, um mit wirklichem Genuß den allerneuesten Stand der Wissenschaft des Eisenbetons zu erfassen. Auch die beiden nächsten Kapitel über die Konstruktionselemente des Verbundbaus und die Ermittelung der innern Spannungen umfassen den gesamten Stoff und die Ergebnisse der neuesten Literatur und Erfahrung. Das zweite bringt das Gebiet von den einfachen Platten bis zu den Verbundsäulen und Tonnengewölben. Das dritte Kapitel ist das den größten Raum des Buches einnehmende und am meisten auf der Höhe der Zeit stehende. Hier ist kaum eine Lücke zu finden in dem, was wissenschaftlich und praktisch von Bedeutung für die Arbeiten des Ingenieurs ist. Es enthält die Berechnung der Biegungsspannungen, der Schubspannungen, der Knickfestigkeit nach rechnerischen und zeichnerischen Verfahren, unterstützt durch praktisch brauchbare Zahlentafeln und erläutert durch lehrreiche Beispiele in genauer und angenäherter Behandlung. Klare und flüssige Sprache, sowie einwandfreie Abbildungen erleichtern das Studium in diesem Buche, das seinen besonderen Wert noch dadurch erhöht, daß es durch entsprechende Quellenangaben den Verfolg des Ursprungs sehr erleichtert und damit den Fortschritt fördert. Den Schluß bildet ein Anhang mit den für den Eisenbetonbau in Betracht kommenden neuesten Bestimmungen, Zahlentafeln für durchlaufende Träger sowie eine Zusammenstellung aller Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

Wie aus den kurzen Andeutungen hervorgeht, kann man das Foerstersche Buch in seiner dritten Auflage als das modernste, übersichtlichste und beste bezeichnen und allen Fachleuten empfehlen, die mit Eisenbeton konstruktiv arbeiten. Es ist meines Erachtens nicht nur ein Lehrbuch für Studierende sondern auch für alle in der Praxis stehenden Ingenieure dient es zur Auffrischung und Verjüngung ihrer Kenntnisse von der Wissenschaft des Eisenbetonbaus.

Dr.-Ing. E. h. Karl Bernhard, Berlin.

Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus. Mit 33 Textabbildungen. (92 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. Preis RM 5,10.

Das kleine Heft ist eine erweiterte Ausgabe der Arbeit des Verfassers, mit dem dieser das gleiche Thema in der Zeitschrift „Der Bauingenieur" behandelt hat. Sie beruht auf der Untersuchung des Plattenproblems, die dieser in dem bekannten Buche über die Theorie elastischer Gewebe veröffentlicht hat. Die Definition des Spannungszustandes von Platten ist durch die Arbeiten von Kirchhoff, Naveir, Levy, Nádai und Henky durchgeführt worden. Sie galten jedoch im

wesentlichen dem rein mechanischen und mathematischen Inhalt und waren nur der frei aufliegenden und der ringsum eingespannten Platte gewidmet. Sie haben wohl bis in die jüngste Zeit nur selten den Weg ins Konstruktionsbüro gefunden. Es ist ein unbestrittenes Verdienst von H. Marcus, den Bann in einem günstigen Zeitpunkt gebrochen zu haben. Die wirtschaftliche Durchbildung der Eisenbetonbauten, die wachsende Beherrschung und dauernde Verbesserung der Baustoffe drängt dazu, sich von der Idealisierung des Tragwerks als Stab freizumachen und in der kreuzweise armierten Platte unter Umständen nicht allein die wirtschaftliche, sondern auch die sichere Konstruktion zu erblicken. Wenn auch die Lösung des Problems bereits vorlag, so hat es H. Marcus durch die Einführung des Differenzenquotienten an Stelle des Differentialquotienten auf andere Randbedingungen erweitert und in technischen Kreisen bekanntgemacht. Man hat vielleicht von dieser Vereinfachung des mathematischen Apparates im Anfang mehr erhofft, als sie in Wirklichkeit bedeutet, Die Berechnung eines Plattengitters ist immer eine zeitraubende Aufgabe, an die nur der wissenschaftlich begeisterte Ingenieur herantreten wird. Die Methode hat aber eine Reihe von Plattenaufgaben zahlenmäßig bewältigt, die in der Gegenwart als durchgehende Platte und Pilzdecke zur Bedeutung gelangt sind. H. Marcus hat hierbei erkannt, daß dieser Weg zur Zeit nicht zur wirtschaftlichen Ausnutzung der Platte als Konstruktionsteil führen wird und daher eine Abschätzung des Spannungszustandes in einer dem werktätigen Ingenieur geläufigen Form vorgeschlagen, die an die Untersuchungen des linearen Spannungszustandes anknüpfte und die Richtigkeit durch die auf Grund der strengen Theorie gewonnenen Ergebnisse nachweist. H. Marcus greift hierbei auf die bekannte Überlagerung zweier Systeme von Streifen zurück, bemerkt jedoch die Tatsache, daß die Verbindung beider Systeme zu einer Platte zur Torsion des Streifens führt. Die Tragfähigkeit ist also nicht allein durch die Biegungssteifigkeit, sondern gleichzeitig durch die Verdrehungssteifigkeit des Streifens bestimmt. Ich möchte ein derartiges Verfahren keine Berechnung, sondern eine Abschätzung des Spannungszustandes nennen. Damit ist keine Herabsetzung der Arbeit verbunden, vielmehr hat der Verfasser damit eine für den werktätigen Ingenieur außerordentlich verdienstliche Arbeit geleistet, die durch die Anerkennung des deutschen Ausschusses als „amtliche" Methode die beste Würdigung erfahren hat. Man soll jedoch die Bezeichnung einer Plattenberechnung der strengen Theorie vorbehalten, die das allein in Wirklichkeit leistet. Im anderen Falle erweckt man in der breiten Öffentlichkeit nur allzu leicht falsche Vorstellungen, die die weitere Entwicklung hemmen.

Die Mitwirkung der Drillungsmomente bei der Untersuchung von kreuzweise armierten Eisenbetonplatten ist von anderer Seite scharf bekämpft worden. Wenn ich diesen Einwänden auch nicht recht zu geben vermag, so hat Leitz in einem sicherlich recht, daß die von der strengen Theorie vorausgesetzte homogene Beschaffenheit der kreuzweise bewehrten Eisenbetonplatten besser nachgewiesen werden muß, als dies heute der Fall ist. Hier finden diejenigen Fachgenossen geeignete Beschäftigung, die sich bemühen, neue Formeln über die Berechnung des Plattenbalkens aufzustellen. Die letzte Entscheidung ist den Ergebnissen der versuchstechnischen Erforschung des Spannungszustandes vorbehalten. Hier hätte die sachliche Gemeinschaftsarbeit zwischen Theoretiker und Versuchsanstalt bereits größere Klarheit bringen müssen.

Die vorliegende Arbeit bedarf keiner Empfehlung. Sie gehört in die Hände eines jeden Fachgenossen, dem sie jederzeit wertvolle Dienste beim Entwurf von Eisenbetonbauten leisten wird.

K. Beyer.

Ehrenpromotion.

Auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Ingenieurbauwesen der Technischen Hochschule Braunschweig ist Herrn Ingenieur Adolf Mast in Berlin in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste auf dem Gebiete der Betongründungen die Würde des Dr.-Ing. e. h. erteilt worden.

Berichtigung.

In dem Aufsatz in Nr. 27 dieser Zeitschrift, Lewe, „Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $\frac{1}{2}\sqrt{3}$-facher Endsteifigkeit", muß es in der Abb. 4 Feld 4—5 bei der Angabe der Größe der Einflußflächen nicht $0{,}0045\,l^2$, sondern $0{,}01674\,l^2$ heißen. Dr. Lewe.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Deutscher Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen gehört seit dem 1. Juli d. Js. dem Deutschen Verband Technisch-Wissenschaftlicher Vereine an. Dieser Verband ist der Spitzenverband der großen deutschen technisch-wissenschaftlichen Vereine, dem zur Zeit 28 Vereine als Mitglieder angehören.

Leerlaufarbeit!

Leerlaufarbeit ist für jeden Ingenieur etwas Überflüssiges, das abgebaut werden muß. Auch im Vereinswesen sollte es keine vermeidliche Leerlaufarbeit geben. Diese wird uns leider von vielen Mitgliedern dadurch verursacht, daß sie immer noch mit dem Beitrage für das laufende Jahr rückständig sind und uns zu wiederholten Mahnungen und damit zu Ausgaben und Arbeiten zwingen, die produktiv viel besser angewandt werden können. Wer also seinen Beitrag für das laufende Jahr noch nicht bezahlt hat, zahle ihn schleunigst auf das Postscheckkonto Berlin Nr. 100 329 ein!

Für die Reisezeit!

Die Gepäckversicherungsgebühren für Reisen in Deutschland betragen für je 1000 M. des Versicherungswertes 3 M. bei ½ Monat, 4 M. bei 1 Monat, 5 M. bei 2 Monaten, 7,50 M. bei 3 Monaten, 12,50 M. bei 6 Monaten und 17 M. bei 12 Monaten Reisedauer. Dazu treten Policegebühren, und zwar 0,50 M., ferner 3% des Prämienbetrages als Stempelgebühr sowie für Übersendung der Police 0,10 M. Beispiel: Versicherungswert 2000 M. Reisedauer 1 Monat, Prämie 8 M. und Policengebühr 0,50 M. und Stempelgebühr 0,30 M. und Porto für Policenzusendung 0,10 = 8,90 M.

Termin für Inkrafttreten ist anzugeben; als frühester Termin gilt das Datum der Abstempelung der Zahlkarte. Die Versicherung gilt als abgeschlossen nach Überweisung des Prämienbetrages auf Postscheckkonto 59 263 des V. d. I., Abt. Ingenieurhilfe, Berlin NW 7. Notwendige Angaben (Adressen usw.) auf der Rückseite des Zahlkartenabschnittes.

Die Versicherung bezieht sich auch auf die losen ins Eisenbahnabteil mitgenommenen Effekten. Weitere Angaben für Reisen außerhalb Deutschlands erfolgen auf Anfrage durch die Ingenieurhilfe, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27.

Anschriftänderungen für das diesjährige Jahrbuch.

Mitglieder, die für das diesjährige Jahrbuch noch Anschriftänderungen einschließlich der Änderungen des Fernsprechanschlusses mitzuteilen haben, werden gebeten, dies umgehend zu tun, damit die Änderungen noch in die Verbesserungsabzüge der Druckfahnen eingefügt werden können.

Vergünstigung bei einer Krankenversicherung.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat mit der Barmenia Versicherungsbank für Mittelstand und Beamte (V. a. G.) zu Barmen, Berlin SW 48, Enckeplatz 4, einen Vertrag geschlossen, demzufolge die Barmenia den Mitgliedern der D.G.f.B. die folgenden Aufnahmevergünstigungen einräumt:

1. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Beibringung eines ärztlichen Gesundheitszeugnisses fällt für die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen fort. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die von der Barmenia im Aufnahmeantrag gestellten Fragen bezüglich des Gesundheitszustandes einwandfrei beantwortet sind und ihr keine Veranlassung zur Beanstandung geben. In solchen Fällen ist die Barmenia berechtigt, das ärztliche Gesundheitszeugnis nachträglich einzufordern. Die Aufnahme erkrankter Personen wird grundsätzlich ausgeschlossen.

2. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Aufnahmegebühr von 2 M wird von den Mitgliedern der D.G.f.B. nicht erhoben.

3. Die in den Versicherungsbedingungen vorgeschriebene Wartefrist von drei Monaten wird in der Weise gekürzt, daß allen denjenigen Mitgliedern der D. G.f.B. und ihren versicherten Familienangehörigen, die innerhalb vier Monaten nach Tätigung des Vertrages ihre Mitgliedschaft beantragen, ein Anspruch auf die Versicherungsleistungen bereits in solchen Krankheitsfällen zusteht, die nach Ablauf einer einmonatigen Wartezeit eintreten. Denjenigen Mitgliedern, die nach vier Monaten ihre Mitgliedschaft bei der Barmenia beantragen, werden die Versicherungsleistungen erst nach einer zweimonatigen Wartezeit gewährt. Die Frist beginnt mit dem Tage der bestätigten Aufnahme.

Dagegen bleibt die Wartezeit für Behandlung und Ersatz von Zähnen und für einige besonders gelagerte Fälle bestehen, die nach den Versicherungsbedingungen vorgesehen ist.

4. Alle notwendig werdenden Änderungen der Versicherungsbedingungen haben auch die Mitglieder der D.G.f.B. gegen sich wirken zu lassen.

Wir empfehlen unseren Mitgliedern, von dem Angebot der Barmenia Gebrauch zu machen, zumal diese Versicherung sich bekanntlich bereits einen bedeutenden Ruf für Versicherungen des geistig arbeitenden Mittelstandes erworben hat. Die Beitrittserklärungen bitten wir an die Geschäftsstelle der D.G.f.B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19 Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 6. August 1926 Heft 32

ENTWICKLUNG, STAND UND WERT DES DEUTSCHEN TEERSTRASSENBAUES.

Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe i. B.

Die Anpassung unserer Straßen an die Ansprüche der Gegenwart und Zukunft ist neben der Gestaltung der Siedlungsstätten die Frage, welche die Ingenieure unserer Zeit vor die umfassendsten und bedeutsamsten Aufgaben stellt. Innerhalb der gesamten „Straßenfrage" wiederum bildet die Straßendeckung ein besonders schwieriges Problem. Will der Ingenieur seiner Aufgabe voll gerecht werden, so genügt es nicht, die an jeder Stelle zurzeit am „wirtschaftlichsten" erscheinende Art der Deckung anzuwenden, sondern alle Straßenämter müssen auch daran mitarbeiten, die Entwicklung derjenigen Verfahren zu fördern und in die richtigen Bahnen zu leiten, denen ganz allgemein die größten Werte innewohnen. Wenn es schon schwer ist, die Leistungsfähigkeit der großen Zahl verschiedener Verfahren nach ihrem heutigen Stand zu überblicken, so stellt die richtige Wägung ihrer inneren Werte und die Forderung, die einzelnen Verfahren je nach ihrer allgemeinen und volkswirtschaftlichen Bedeutung und nach ihren Entwicklungsaussichten zu pflegen und zu fördern, noch weit höhere Ansprüche an die Einsicht und den Weitblick der Straßenfachkreise.

Ich will im folgenden versuchen, zu einer gerechten Würdigung des Teerstraßenbaues zu gelangen. Ich habe diesem stets mit besonderem Interesse gegenübergestanden. Nicht, weil ich ihn heute bereits für das vollkommenste Deckverfahren halte, sondern weil meiner Ansicht nach dem Teer als Straßenbaustoff in Zukunft ein sehr großes Anwendungsgebiet zukommen wird.

Ich bin der Überzeugung, daß der Wert des Teeres als Straßenbaustoff in der breiteren Allgemeinheit der Fachkreise noch stark unterschätzt wird, weil die trotz der Jugend der Teerstraßenbauverfahren bereits erzielten Erfolge nicht genügend bekannt sind. Ich bin aber auch der Überzeugung, daß die Anwendungstechnik noch wesentliche Verbesserungen erzielen kann, und daß alle Kreise die Pflicht haben, hieran mitzuarbeiten, weil der Anwendung des heimischen Teeres als Straßenbaustoff eine besondere volkswirtschaftliche Bedeutung zukommt.

Wenn man zu einer gerechten Würdigung des Teerstraßenbaues gelangen will, muß man sich zuallererst vergegenwärtigen, wie kurz die Entwicklungszeit dieser Verfahren bisher gewesen ist und welche Schwierigkeiten ihre Ausbildung gehemmt haben.

Erst seit etwa 1900 kann man überhaupt von einer systematischen und in nennenswertem Umfang erfolgten Verwendung des Teeres auf Straßen sprechen. Aber noch bis 1910 benutzte man ihn zunächst nicht als Straßenbaustoff, sondern neben einer größeren Anzahl von Ölen, Laugen und sonstigen Präparaten lediglich als Mittel zur Bekämpfung des Staubes, um nämlich dessen nachhaltigere Bindung als mit dem schnell verdunstenden Wasser zu erzielen.

Dabei stellte sich nun heraus, daß gleichzeitig die Haltbarkeit der Straßen wesentlich erhöht wurde, weil sich die klebenden Teerbestandteile mit dem Feinmaterial des Schotters zu einer zähen Masse verbanden, und so dessen Verwehung und Abspülung und vor allen Dingen die Durchweichung der Gesamtdecke und des Untergrundes verhindert wurde. Erst hieraufhin, etwa seit 1910, begann man den Teer als Straßenbaustoff zu beachten und zu verwenden.

Seitdem benutzt man teils die ständig wiederholte Oberflächenteerung, um die Schotterstraße allmählich im Verlauf von etwa 3—5 Jahren mit einer zähen, elastischen, wasserundurchlässigen, fugen- und höckerlosen Schicht von ½—3 cm Stärke zu überziehen, teils bringt man einen ähnlichen Überzug als Teppichbelag in systematischer Mischung von feinkörnigem Gestein und Teer „in einem Guß" auf, teils durchtränkt man die gesamte Schotterschicht nach vollzogener Schüttung oder mischt Schotter und Feinmaterial vor dem Einbau mit Teer und bringt die Masse warm oder kalt unter Walzung ein, worauf man auch hier wieder durch Aufbringen einer dünnen Lage von feinkörnigem Gestein als oberste Schicht und durch Oberflächenteerung für einen dichteren Schluß und vollkommen ebene Oberfläche sorgt.

Alle diese Verfahren blicken erst auf ein Entwicklungsalter von höchstens 17 Jahren zurück. Von dieser kurzen Zeitspanne gehen jedoch zudem noch die Kriegs- und einige Nachkriegsjahre ab. Denn in ihnen war der Bezug von Teer für Straßenzwecke entweder ganz gesperrt oder kein geeigneter Teer erhältlich. Bei genauer Nachrechnung bleiben ja nur zehn oder noch weniger Jahre übrig, die zur Erprobung und Ausbildung der einzelnen Verfahren ausgenutzt werden konnten.

Auch sonst haben sich der Entwicklung des Teerstraßenbaues besondere Schwierigkeiten entgegengestellt.

Viel Unheil ist dadurch entstanden, daß den Straßenfachleuten ein genügendes Wissen und enge Vertrautheit mit den Eigenschaften des Teeres und dessen Verhalten und die Kenntnis der Verschiedenartigkeit der Teere fehlte.

Als die guten Erfolge bekannt wurden, die man mit den ersten Teerungen auf Straßen erzielt hatte, bestand zunächst allenthalben viel guter Wille, seiner Verwendung nachzuahmen. Aber es war nur eine Scheinkonjunktur. Der gute Wille der Straßenbauämter wurde zum Unsegen, weil er nicht mit genügender Sachkenntnis gepaart war. Die wenigsten wußten, was „Teer" ist, welche Eigenschaften und Eigentümlichkeiten er hat, und wie unendlich verschieden „Teere" voneinander sein können. Man vergaß, daß Teer ein Sammelbegriff für allerhand schwärzliche, mehr oder weniger klebrige Flüssigkeiten verschiedenen Ursprungs und sehr verschiedenen Charakters ist, sondern meinte: Teer sei gleich Teer. Man bezog ihn von irgendeiner Gasanstalt, Kokerei oder sonstigen Stelle und wandte oft ganz ungeeignete Produkte und diese öfters auch noch dazu in unrichtiger Weise an. Infolgedessen mußten häufige und schwere Fehlschläge die natürliche Folge sein.

Nun trat an die Stelle der schnell gefaßten Hoffnungen fast allgemein ein leicht gefaßtes Mißtrauen.

Da sich aber die Kenntnisse über die „Teere" auch heute noch nicht genügend in allen Kreisen der Fachwelt verbreitet haben und da bei der Kürze der verstrichenen Zeit die früheren Fehlschläge noch in frischer Erinnerung sind, hält ein übertriebenes Mißtrauen immer noch an. Dieses um so mehr, als Fehlschläge leicht eine viel größere Beachtung finden und mehr Ängstlichkeit wachrufen, als wie gleichzeitige Erfolge Vertrauen und mutige Bereitwilligkeit zur Förderung eines Verfahrens zu erzeugen vermögen. Besonders, wenn eine sehr

rege, zielbewußte und kapitalstarke Konkurrenz in starker Gegenpropaganda für die Verbreitung von allerhand Übertreibungen, wie zum Beispiel über die Gefährdung der Vegetation und des Fischbestandes durch Teergifte, über die Zersetzbarkeit und chemische Unbeständigkeit der Teere und überhaupt über die Minderwertigkeit von Teer gegenüber Naturasphalt und Erdölbitumen usw. sorgen und die ruhige Entwicklung und Klärung der Begriffe zu stören suchen.

Der vielfach üblich gewordene Vergleich zwischen Asphalt und Teer ist ein weiterer Umstand, der der Entwicklung des Teerstraßenbaues und der verständnisvollen Mitarbeit der Straßenbehörden hindernd im Wege gestanden hat.

Die ersten durchschlagenden Erfolge mit Teer fielen in die Zeit, als der Stampfasphalt die lange Zeit seiner Kinderkrankheiten überwunden hatte und begann, bei uns in ausgedehntem Maße zur Verwendung zu kommen, und als in Amerika die Blütezeit der Anwendung der Walzasphaltstraßen angebrochen war. Da lag es freilich nahe, bei uns den Teer von dem Standpunkt aus zu betrachten, ob er als Ersatzstoff für die hochbituminösen Asphalte (Trinidadepuré usw.) verwendbar sei oder ob man Kunstasphalte von der Art des Stampfasphaltes mit ihm herzustellen und die im Asphaltstraßenbau üblichen Methoden mit Teer genau nachzuahmen vermöge.

Teer ist aber kein Asphalt. Beiden gemeinsam ist der Gehalt an harzigen, klebenden und bei Wärme erweichenden Bestandteilen, die wir unter dem Sammelbegriff „Bitumina" zusammenfassen. Sonst aber weist das Pech und Teerbitumen manche starke Unterschiede vom Asphalt auf. So konnten diese Versuche, aus Teeren Kunstasphalte herzustellen, lediglich zur Herabsetzung seines Ansehens führen. Denn verschiedenartige Grundstoffe können eben nicht gleiche Produkte ergeben.

Aus dieser Feststellung durfte man indessen nicht einfach den Schluß ziehen, daß Teer ein weniger wertvoller Straßenbaustoff sei als Asphalt. Vielmehr galt es nun, den von einigen Pionieren des Teerstraßenbaues auch tatsächlich eingeschlagenen Weg zu wählen, und zwar aus dem verwandten Asphaltstraßenbau das zu lernen, was mit Rücksicht auf ähnliche Eigenschaften des Teeres mit Nutzen verwendbar war, im übrigen aber eigene Verfahren zu suchen, die der abweichenden Eigenart des Teeres entsprechen. Nicht den Asphalt und die Asphaltverfahren nachzuahmen, sondern eigenes und womöglich noch besseres unter Ausnützung der Vorzüge des Teeres auszubilden, mußte der Wahlspruch sein.

Heute ist nicht mehr der Asphalt, sondern das Erdölbitumen der schärfste Konkurrent des Teeres im Straßenbau. Aber infolge der inzwischen erzielten Fortschritte ist die Gefährdung des Teerstraßenbaues durch diesen weniger groß.

Das Fehlen einer finanziell sehr starken, unermüdlich und zielbewußt für die Ausbildung und ausgedehnte Erprobung der Anwendungsverfahren tätigen Produktions- und Unternehmungsgruppe ist der dritte Umstand, durch den der Teerstraßenbau in seiner Entwicklung gehemmt worden ist.

Man muß sich vergegenwärtigen, welche ungeheuren Mittel der Asphalt- und Petroleumindustrie hinter den andern Verfahren des bituminösen Straßenbaues stehen, und wie diese Kreise keinen Aufwand für die wissenschaftliche, maschinentechnische und praktische Durchbildung ihrer Verfahren gescheut haben, um ihre Stoffe für den Straßenbau zu verwerten. Sie fanden dabei die willige Unterstützung der Straßenbauverwaltungen ihrer Länder, in denen diese Stoffe gewonnen werden oder in welchen deren Gewinnung finanziert wird, indem diese in ausgedehntestem Maße Gelegenheit zur Ausbildung und Erprobung der Verfahren gaben.

Eine derartig starke, zielbewußte und opferbereite Triebkraft wäre für den Teerstraßenbau besonders förderlich gewesen, weil die Eigenart und Verschiedenheit der Teere voneinander es notwendig macht, durch wissenschaftliche und Laboratoriumsarbeit einerseits, praktische Erprobung und ständige Beobachtung andererseits genau festzustellen, welch Teere sich eignen, welche günstigen und ungünstigen Ein flüsse die einzelnen Bestandteile ausüben, welche Anwendungs und Einbauverfahren zu Erfolgen führen und worauf ma hinzuarbeiten hat, um durch entsprechende Auswahl de Straßenteere und deren Verbesserung die Erfolge zu steiger und sicherzustellen. Einige weitsichtige Führer der Tee industrie haben diese Notwendigkeit erkannt und di Folgerungen zu ziehen sich bemüht. Unter ihnen ist in erste Linie der Generaldirektor der Gesellschaft für Teerverwertung Herr Dr.-Ing. e. h. Spilker zu nennen. Aber sein Bestrebe hat bei den andern Teerkonzernen und den vielen einzelne Erzeugungsstellen von Teer nicht ganz die starke Unterstützun gefunden, um in wirklich großzügiger und systematische Arbeit dem Teer als heimischem Produkt im Straßenbau ei Verwendungsgebiet von größter volkswirtschaftlicher Be deutung zu erschließen. Neben Herrn Dr. Spilker gebühr einzelnen Unternehmungen großer Dank, daß sie nich müde wurden, den Teerstraßenbau zu pflegen und zu ent wickeln, beispielsweise und vornehmlich Herrn Dr. Damman in Essen, der Firma Breining in Bonn (jetzt Frühlin in Braunschweig), der Firma Theodor Ohl in Limburg an de Lahn, der Firma Wolfers und Dröge und den Rütgerswerken i Berlin und nicht zuletzt den Herren Kurt Luer in Hannover un Dr. Hans Luer, Direktor der Gesellschaft für Teerstraßenba in Essen.

Die deutschen Straßenbaubehörden aber sollten mehr al bisher ihre willige Hand bieten, um die Entwicklung de heimischen Teerstraßenbaues zu fördern.

Der heutige Stand des Teerstraßenbaues zeigt trot der genannten Hemmungen bereits Erfolge, die den Wer der angewandten Verfahren einwandfrei erweisen.

Unter diesen Verfahren kann man drei Hauptgruppe unterscheiden, zwischen denen freilich Übergangsformen be stehen:

1. Die Teerschotter- oder Teermacadamstraßen.
2. Die Teppichbeläge.
3. Die Oberflächenteerung.

Der Teermacadam ist gekennzeichnet durch die weit gehende Ähnlichkeit mit den alten Chaussierungsbauweisen Denn es wird hier auch etwa gleiches Material nach Art un Körnung verwendet und in ähnlicher Schichtstärke vo 8—10 cm auf die alte Decke aufgebracht und durch Walze komprimiert.

Aber anstatt während der Walzung zur Herabsetzung der Reibung der Schottersteine aneinander reichlich Wasse aufzubringen und mit diesem zur Verminderung der Hohl räume in der Decke und zur Erzielung eines dichten Decken schlusses Splitt und Sand einzuschlämmen, sorgt man fü eine Umhüllung der Gesteinskörner mit Teer. Dieser dien zunächst während der Walzung als Schmiermittel und hilft eine möglichst dichte Zusammenlagerung alter Teile erzielen Sodann aber kittet er diese dauernd fest aneinander und macht die gesamte Deckschicht praktisch wasserundurchlässig. Da hinfort also weder die teergebundene Deck- noch die darunte liegende alte Tragschicht, noch auch der Untergrund bei starker Niederschlägen und Schneeschmelze durchnäßt werden un da weiter alle Teile miteinander verkittet sind, wird das Entstehen innerer Bewegungen in der gesamten Decke unter den Radlasten auf ein Mindestmaß eingeschränkt. So weit solche aber in der elastischen Masse noch eintreten (die Wahrung einer gewissen Schmiegsamkeit und Elastizität ist ein Vorzug der Teerdecken), verhindert der Teer ein hartes Reiben und Zerreiben der Teile aneinander und somit der inneren Verschleiß des Gesteines. Durch abschließendes Aufbringen von feinem Material und durch Teerung der Oberfläche führt man auch hier wie bei neuen Schotterstraßen einen ebenen und höckerfreien Deckenschluß herbei, der aber weder fortgeweht noch fortgespült werden kann, und der be

genügender Stärke die obersten Schottersteine gegen Zerdrücken schützt.

Zwei Verfahren sind im Teerschotterbau als typisch zu unterscheiden: Die Tränkung mit Teer oder Teerpräparaten nach erfolgter Schüttung der Schotterlage und die vorherige Umhüllung der Gesteinsteile mit Teer, ehe deren Einbau erfolgt.

Beim Tränkverfahren wird die fertiggeschüttete neue Schotterlage mit dem heißen Teer oder Teerpräparat oder mit einer kalt verwendbaren Teeremulsion (Kiton, Magnon, Beueler Kaltasphalt und anderen) in Mengen von etwa 5—10 l/m² *) übergossen. Die bituminöse Masse durchdringt die Schotterlage und verstreicht sich während der folgenden Walzung auch auf die Gesteinsflächen, die beim Aufguß nicht unmittelbar getroffen sind. Sie füllt ferner einen beträchtlichen Teil der Hohlräume aus. Der nach der Tränkung und während der Walzung übergestreute Splitt und Sand mischt und umhüllt sich ebenfalls mit der Tränkmasse.

Zur heißen Tränkung wird meines Wissens zurzeit in besonders ausgedehntem Maße „Bimex" verwendet, ein sehr zähes Teerpräparat. Bei allen Verfahren in dieser Art wird auf trockene und warme Witterung besonderer Wert zu legen sein, um ein gutes Anbinden an das Gestein zu sichern.

Zur kalten Tränkung werden Teeremulsionen verwandt, denen durch Beigabe von Wasser eine genügende Dünnflüssigkeit verliehen werden kann. Sie scheiden diesen Wassergehalt leicht wieder ab und sind nach dessen Verdunstung hinfort wasserunlöslich. Sie zeigen somit bei feuchter Witterung keine Erweichungserscheinungen und haben unter anderem auch den Vorteil, daß die Tränkung auch bei feuchter Witterung erfolgen kann.

Die Vorteile der Tränkverfahren liegen in den geringen Kosten für die hierauf verwandte Arbeit. Auf nachträgliche gute Oberflächenteerung und deren ständige Erneuerung ist Wert zu legen, ganz besonders bei Kalttränkung mit Kilon und Magnon. Die Oberflächenleerung findet in den getränkten Decken eine bessere Unterlage und Stützung, als wassergebundene Decken sie zu bieten vermögen, und kann früher zur vollen Wirkung und Entwicklung ihrer Vorzüge kommen.

Auf den mit dem Bimex-Tränkverfahren behandelten Straßen sind seit etwa 1911 sehr gute Erfolge erzielt. Kiton wird seit Kriegsende in umfangreichem Maße verwendet, während mit der Anwendung von Magnon und Beueler Kaltasphalt seit 1925 Ergebnisse erzielt sind, die ebenfalls zu den besten Hoffnungen berechtigen.

Beim Umhüllungsverfahren wird sorgsam getrocknetes und noch warmes Gestein vor dem Einbau durch Mischung mit Teer vollständig mit Teer überzogen. Je nachdem, ob man die Masse gleich einbaut oder ob man sie vor der Verwendung erst erkalten und einige Zeit lagern läßt, unterscheidet man das Heiß- oder Kaltverfahren.

Das Heißverfahren bietet den Vorteil, daß man steifere Teere benutzen kann, ohne die Kompression unter dem Druck der Walze zu erschweren. Dagegen muß man beim Kaltverfahren etwas stärker gefluxten Teer nehmen, damit das Material nach dem Erkalten bei der Lagerung und dem Versand nicht zu stark aneinanderbackt. Lange Zeit ergaben sich infolgedessen gewisse Schwierigkeiten, eine Decke zu erzielen, die in den ersten Monaten nach der Walzung auch bei sehr warmer Witterung vollständig fest blieb und keine Neigung zu Schiebungen unter dem Verkehr zeigte. Diese Schwierigkeit ist aber durch die neueren Fortschritte vollständig überwunden. Als Vorteil des Kaltverfahrens ist zu nennen, daß man beim Einbau weniger von der Witterung abhängig ist und daß es zentrale Fabrikation gestattet.

Mit beiden Verfahren sind ausgezeichnete Ergebnisse erzielt.

*) Alle hier angegebenen Zahlen dürfen nur als ganz rohe Anhaltspunkte aufgefaßt werden.

Es ist viel zu wenig bekannt, daß viele Tausend Quadratmeter von der einstmaligen Quarrite Gesellschaft zusammen mit den Rütgerswerken und anderen, ferner von der Firma Wolfers und Dröge, der Firma Breining und anderen Unternehmungen nach dem Heißverfahren gebaute Straßen schon seit 1911 und 1912 ausgezeichnet liegen, obwohl viele von ihnen starken Verkehr tragen, und seit ihrer ersten Ausführung oder mindestens seit Kriegsbeginn bis zum Jahre 1922 oder 1923 keinerlei Pflege genossen haben. Ich halte es für einen Fehler, daß die Anwendung und Ausbildung des Warmeinbaues in der Nachkriegszeit augenscheinlich etwas ins Stocken geraten ist.

Auch eine Anzahl nach dem Kaltverfahren hergestellter Straßen liegen bereits seit 1911 und 1912 und befinden sich trotz teilweise sehr starker Verkehrsbelastung in durchaus gutem Zustand, obwohl sie jahrzehntelang keinerlei Pflege genossen haben. Sie beweisen, wieviel sich auf diesem Wege erreichen läßt.

Freilich hat der Kalteinbau eine Reihe schwerer Krisenjahre durchgemacht, die vornehmlich mit der Unmöglichkeit zusammenhingen, in der Kriegs- und Nachkriegszeit geeignete Teere zu erhalten. Diese Notzeit ist aber vollkommen überwunden.

In den letzten Jahren sind nach diesem Verfahren große Strecken ganz ausgezeichneter Straßen verlegt worden, über die zum Teil in dem Bericht über die Besichtigung von Teerstraßen im rheinisch-westfälischen Industriegebiet und in Godesberg a. Rh., erschienen im Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, nähere Angaben enthalten sind.

Zu erwähnen bleibt, daß im Kalteinbau zwei Abarten zu unterscheiden sind: Die Decke aus 3—4 Schichten verschiedener von unten nach oben abnehmender Korngröße (Hohlraumminimumverfahren) und das Verfahren nach englischem Muster, welches in der unteren Schicht von 6—10 cm Stärke aus sehr grobem Schotter besteht (bis zu 10 cm Kantenlänge), über dem eine nur etwa 2 cm starke Feinschotterschicht als Auszwickung und zur Deckenbildung eingewalzt wird. Die Decke wird sodann mit ungeteertem Splitt kräftig überstreut. Nachdem sie durch den Verkehr vollkommen komprimiert ist, erhält sie eine Oberflächenteerung.

Der Teermacadam muß bei Verwendung von Schotter bis 65 mm Kantenlänge oder gar noch mehr als unterste Schicht eine Gesamtstärke der eingewalzten Decke von mindestens 8—10 cm haben. Um nun auf weniger stark belasteten Straßen mit geringerer Stärke arbeiten zu können, läßt man neuerdings bei dem Hohlraumminimumverfahren die unterste und gröbste Korngröße fort und kann sodann mit etwa 5—6 cm Gesamtstärke auskommen. Man nähert sich damit bereits dem Teppichverfahren.

Bei allen Teermacadamverfahren wird auf die Ausbildung des Deckenschlusses größte Sorgfalt verwendet.

Wenn durch ständige Wiederholung der Teerung die Abschlußschicht stets gesund erhalten und deren abgenutzte Stärke immer wieder erneuert wird, ist nicht einzusehen, weshalb die gesamte Teerschotterdecke sich nicht viele Jahrzehnte lang, man kann fast sagen: für unbegrenzte Zeit in stets gleicher Güte erhalten sollte, so daß eine vollständige Erneuerung kaum je notwendig wird.

Die Teppichverfahren gehen weniger darauf aus, eine vollkommen neue Lage von ähnlicher Stärke wie bei einer Neuschüttung des Macadams zu erzielen, sondern sie schaffen über alten festgefahrenen Decken (Macadam, Groß- und Kleinpflaster usw.), die an sich noch genügend stark und tragfähig, aber rauh und uneben geworden sind, einen Überzug von 3—4 cm Stärke, schützen sie vor Durchfeuchtung und weiterem Verschleiß und verwandeln sie in eine ebene, fugenlose Fahrbahn. Sie erzielen mit einem Schlage dasselbe, was die weiterhin zu besprechende Oberflächenteerung allmählich nach vieljähriger Wiederholung schafft. Ihre Ausführung ähnelt in vielen Punkten der des Teermacadams, nur daß feineres Gestein zur Verwendung

kommt. Auch hier wird das Tränkverfahren mit Teer oder Teerpräparaten (z. B. Bimex) ausgeführt. Nachdem die alte Decke gründlich gesäubert und größere Unebenheiten und Löcher mit kaltem Teersplitt ausgeflickt sind, wird die Fahrbahn zunächst leicht geteert, sodann Feinschotter oder grober Splitt aufgebracht, diese Lage erneut mit Teer bzw. mit Bimex übergossen, dann eine weitere Lage Splitt übergedeckt jeweils so stark, daß die untenliegende Teerhaut verschwindet, wieder geteert und endlich die ganze Deckung mit Sand oder besser mit scharfem Gesteinsgrus stark überstreut. Nach beendetem Einbau erfolgt eine leichte Walzung. Der Verkehr komprimiert die Teppichschicht weiter und preßt das ungeteerte Streumaterial in die Fugen der gröberen Unterlage.

Daneben wird auch beim Teerteppichbau das Umhüllungsverfahren als Warm- oder Kalteinbau ausgeführt.

Das Gestein wird vor dem Einbau geteert und sodann die Mischung aus Teer und Gestein von etwa 12—15 mm Größe herab bis zum feinsten (das Sieb von 5000 Maschen auf 1 cm^2 passierenden) Mehl sogleich noch warm eingebaut und gewalzt oder mit pneumatischen Stampfern gestampft. Eine sehr starke Komprimierung bei nicht zu fetter Teerungszugabe zeitigt hier besonders gute Ergebnisse.

Eine besondere Ausbildung des Teppichverfahrens im Kalteinbau verdanken wir Herrn Oberbaurat Dr. Dammann in Essen. Dabei wird Gestein feinerer Beschaffenheit, nämlich von nur 2—3 mm Größe an abwärts bis zum feinsten Mehl unter Zusatz von verhältnismäßig wenig Teer von niederem Tropfpunkt und demgemäß verhältnismäßig dünnflüssiger Beschaffenheit angewendet. Die Masse gibt erkaltend ein nur schwach backendes Pulver, das sich leicht stechen und ausbreiten läßt. Es wird in 5—8 cm Stärke auf alte in sich feste Chaussierung oder altes Pflaster aufgebracht und leicht gewalzt und schließt sich unter dem Verkehr zu einer asphaltähnlichen festen Masse zusammen. Die schnelle Ausführung bei geringer Verkehrsbehinderung wird besonders in städtischen Straßen als sehr angenehm empfunden. Freilich stellt die Fabrikation dieses Materials besondere Anforderungen an die richtige Bemessung der Teerbeigabe, wenn ein Schieben der aus feiner Körnung bestehenden Masse mit vollkommener Sicherheit vermieden werden soll.

Teeremulsionen sind meines Wissens für die Ausführung von Teppichbelägen bislang nicht verwendet worden.

Mit Teppichbelägen sind in den letzten Jahren große Straßenstrecken versehen worden, besonders nach dem Tränk- und Dammann-Verfahren. Diese Art der Ausführung von Teerstraßen ist ebenso wie der Teermacadam in starker Ausbreitung begriffen.

Die Oberflächenteerung stellt die dritte Hauptgruppe der Teerstraßenbaumethoden dar.

Sie findet meiner Überzeugung nach bei weitem nicht die Beachtung in Deutschland, die ihr gebührt. Aus Gründen, die sich aus der Überlieferung erklären, nimmt man ihr gegenüber vielfach noch eine falsche Einstellung ein.

Von der Oberflächenteerung als Staubbekämpfungsmittel hat der gesamte Teerstraßenbau seinen Ausgang genommen. Die bei diesem Verwendungszweck des Teeres gemachte Beobachtung, wie günstig die Behandlung mit Teer den Bestand und die Haltbarkeit der Straßen beeinflußt und daß die Teerung selbst alte, durch starke Staubbildung ihren Zerfall anzeigende Straßen noch zu retten vermochte, war der starke Impuls, der die Anhänger des Teerstraßenbaues in immer neuen Versuchen nicht erlahmen ließ.

Meist aber gerade aus dieser Entwicklung heraus ist sonderbarerweise vielfach die Meinung entstanden und verbreitet, als sei die Oberflächenteerung lediglich als Mittel zur Staubbindung oder als Behelfsmaßnahme zur Bewahrung halbzerfahrener Straßen vor gänzlicher Auflösung zu betrachten.

Ist nicht in Wahrheit folgender Schluß weit naheliegender: Wenn schon auf alten schlechten Straßen mit der Oberflächenteerung so gute Erfolge erzielt sind und deren Anwendung wirtschaftlich ist, so muß man noch weit bessere Ergebnisse erzielen können, wenn man sie auf einer neuen Decke ausführt, die so hergestellt ist, daß sie für die Behandlung mit Oberflächenteerung möglichst günstige Vorbedingungen bietet? Auf der sachgemäßen Verfolgung dieses letztgenannten Gedankenganges beruhen in der Tat die außerordentlichen Erfolge, die man im Ausland mit der Oberflächenteerung erzielt hat und die ihr dort eine weit größere Verbreitung und Anerkennung eingetragen haben als bislang bei uns.

Auch die Oberflächenteerung ist eine eigene Straßenbaumethode und keine Behelfsmaßnahme.

Wendet man sie auf einer neuen und tadellosen, für die baldige Behandlung mit Teer von vornherein in geeigneter Weise hergestellten Schotterdecke an und wiederholt, unterhält und pflegt man sie dauernd, so erhält man mit diesem Verfahren allmählich dasselbe wie bei den Teppichverfahren, nämlich eine bis zu mehreren Zentimetern starke, undurchlässige, fugenlose und ebene Schutzschicht, die jede Durchfeuchtung und jeden Verschleiß der darunterliegenden Schotterung verhindert, und deren Abnützung durch die immer weiter fortgesetzten Teerungen immer wieder ersetzt wird. Somit liefert auch die Oberflächenteerung bei systematischer Anwendung eine staubfreie, tadellose Fahrbahn von stets gleicher Güte, deren Unterhaltung sehr geringe Kosten verursacht und den Verkehr am wenigsten behindert.

Freilich ist die Ausführung und Pflege der Oberflächenteerungen ganz im Gegensatz zur leider noch allgemein verbreiteten Auffassung keine leichte Aufgabe, zu der jedermann von vornherein fähig ist, sondern ist eine Kunst, die große Vertrautheit mit den Teerstoffen und deren Anwendung und längere Erfahrung erfordert. Ich kann darauf hier nicht näher eingehen, da der Raum dazu mangelt, und verweise deshalb auf zwei Aufsätze, die in der Verkehrstechnik etwa gleichzeitig mit dieser Niederschrift erscheinen dürften und in denen auch über die Erfolge einiges gesagt ist, die im Ausland mit Oberflächenteerungen erzielt sind.

Freilich für großstädtische Hauptverkehrsstraßen eignet sich dieses Verfahren nicht, schon allein aus dem Grunde, weil es erst im Verlauf von Jahren zur vollen Wirkung und Entwicklung aller Effekte kommt. Auch darunter hat ihr Ansehen gelitten, weil bis vor kurzem der städtische Straßenbau führend war und der Landstraßenbau die Methoden zu übernehmen trachtete, die auf städtischen Verkehrsstraßen als modernste Verfahren galten. Das gegebene Gebiet für Oberflächenteerungen sind die großen Landstraßenstrecken mit mittlerem Verkehr. Auf ihnen lassen sich durch diese Art der Behandlung Staubfreiheit, lange Lebensdauer und gute Fahrbahn bei geringen Kosten erzielen.

In England, der Schweiz und Frankreich findet die Oberflächenteerung demgemäß sehr ausgedehnte Verwendung. In einem Erlaß des französischen Arbeitsministers heißt es: Daß die Verwendung dieser auch auf verkehrsreichsten Straßen bewährten Verfahren ihre Grenzen nur finden dürfte in absolutem Geldmangel oder Mangel an Teer, als dessen Ersatz aber auch andere Bitumina in Frage kommen dürften.

Bei uns ist sonderbarerweise die Oberflächenteerung dasjenige Verfahren des Teerstraßenbaues, das erst in neuester Zeit wieder in großem Umgange angewandt wird und dessen Technik noch bis vor kurzem am wenigsten entwickelt und allgemein beherrscht war.

Über den heutigen Stand des Teerstraßenbaues im ganzen kann man somit sagen, daß die schwersten Jahre der Entwicklung und Erprobung überwunden sind. Eine feste und sichere Grundlage ist gewonnen. Weitere Fortschritte werden folgen und die Anwendung in immer größerem Maßstabe sichern.

Wenn man die bislang ausgeführten Teerstraßen betrachtet, so darf man freilich durchaus nicht verschweigen, daß eine Zeitlang eine beträchtliche Anzahl von Fehlschlägen vorgekommen sind. Das ist aber für die Beurteilung des Wertes des Teerstraßenbaues nicht der wesentliche Punkt. Man vergegenwärtige sich bitte einmal, wieviele Jahrzehnte es gedauert hat, bis man den

Asphaltstraßenbau bis zu seiner jetzigen Höhe entwickelt hat. Und wie lange hat man im allgemeinen Bauwesen gebraucht, um aus dem Zement und Beton das hochwertige Material zu machen und es richtig zu nützen, als das es heute überall allgemein geschätzt wird. So muß man bei einer Würdigung des Teeres als Straßenbaustoff auch in allererster Linie die unbestreitbaren Erfolge im Auge behalten, die erzielt sind und die beweisen, was sich mit diesem Material erreichen läßt. Daran, daß alle Möglichkeiten, die in ihm stecken, zur Tatsache werden, müssen sämtliche Straßenbaukreise mitarbeiten.

In Zukunft wird sicherlich der Teerstraßenbau zu einer immer größeren Bedeutung und Ausdehnung kommen. Sein heutiger Stand beweist bereits unbestreitbar seine Güte und Wirtschaftlichkeit. Er wird aber weiter fortschreiten und mannigfache Verbesserungen finden, deren er ebenso unbestreitbar noch fähig ist. Ihn vorurteilslos und aufmerksam zu verfolgen, müssen alle Baubehörden sich angelegen sein lassen. Aber sie dürfen sich damit nicht begnügen, sondern je mehr Interesse diese Verfahren der Straßendeckung ihnen abgewinnen werden, desto mehr werden sie gewiß auch an seiner Ausbildung praktisch mitarbeiten, sei es, daß sie selbst auf wissenschaftlichem und praktischem Wege Verbesserungen finden, sei es auch nur, indem sie Gelegenheit zu seiner Anwendung, Erprobung und Weiterentwicklung bieten. Diese Entwicklung unter allgemeiner Anteilnahme wird und muß kommen, wegen der inneren, durch die Wettbewerbsfähigkeit in finanzieller Hinsicht allein noch nicht voll enthüllten Werte, die in dem Teerstraßenbau stecken.

Um den mir zur Verfügung gestellten Raum nicht zu überschreiten, kann ich darüber nur wenige Worte sagen:

Es wäre Torheit, die Güte vom Groß- und Kleinpflaster aus gutem Gestein irgendwie in Zweifel zu ziehen. Aber man bedenke bitte, ob wir die Gesamtfläche unserer Straßen damit decken könnten. Man würde dazu nämlich etwa 15 Milliarden Mark festlegen müssen. Auch die Betonstraße wird vielfach Anwendung finden. Ich glaube allerdings, daß sie je länger desto mehr unter Zuhilfenahme bituminöser Mittel bestehen wird. Unter den Bitumen-Straßen schließlich werden stets die Decken aus dem Natur- und Erdölasphalt auch eine bedeutende Rolle spielen. Diese Verfahren sind gut, darin will ich nicht den mindesten Zweifel setzen.

Aber die Teerstraßen sind ihnen ebenbürtig. Und was diesen die große Bedeutung gibt, wenn man jedes Verfahren an seinem Platz verwendet, sind folgende Punkte:

1. Mindestens für die große Masse der Landstraßenflächen gibt der Teerstraßenbau uns das Mittel in die Hand, um für deren Verkehrsbelastung gute und dauerhafte und absolut staubfreie Decken zu schaffen.

2. Dieser gute Zustand läßt sich mit dem geringsten Jahresaufwand erreichen und in stets gleicher Güte aufrechterhalten.

3. Bei keinem anderen Verfahren braucht der Verkehr durch Sperrung der Straßen für Bau und Pflege der Fahrbahn so wenig behindert zu werden, wie bei den Teerstraßenbauverfahren, weil diese bei ständiger Oberflächenbehandlung keiner vollständigen Erneuerung bedürfen.

4. Die Anpassung an die Verkehrsbedürfnisse unserer Zeit und der Zukunft läßt sich auf dem weitaus größten Teil der Straßenflächen unter geringster Inanspruchnahme des Geldmarktes durchführen, d. h. mit gleichem Aufwand lassen sich mittels der Teerstraßenbauverfahren weit größere Flächen in gleicher Zeit in guten Zustand überführen als mit irgendeinem anderen Verfahren.

5. Man kann auf diese Weise weiterhin den Gesteinsschotter zum Straßenbau verwenden, auf dessen Großproduktion wir eingestellt sind. Und zwar nicht nur den Schotter aus bestem Hartgestein, sondern auch festen Kalkstein und anderes mehr, d. h. man kann die örtlichen Vorkommen ausnützen und die ungeheuren Bahnfrachten ersparen.

6. Man kann ausschließlich, oder mindestens fast ausschließlich heimische Stoffe verwenden und die Aufwendungen für heimische Straßen der heimischen Wirtschaft und dem heimischen Arbeitsmarkt nutzbar machen.

Die Gesamtfläche befestigter Straßen in Deutschland wird man etwa zu einer Milliarde Quadratmeter in Ansatz zu bringen haben bei einer Länge von 200—240000 km, deren größter Teil mindestens 5 m, beträchtliche Strecken wesentliche größere Breite erhalten muß. Die Fläche wird also in absehbarer Zeit wesentlich über das angegebene Maß hinaussteigen. Für ständige Unterhaltung, Wartung und Erneuerung werden Jahr für Jahr etwa 1—1,5 Milliarden Mark aufzuwenden sein.

Gelingt es, den durchschnittlichen Jahresaufwand für 1 m^2 um 10 Pfennige herabzudrücken, so ergibt sich eine Ersparnis Jahr für Jahr von 100 Millionen Mark. Falsche Maßnahmen können auch zu einer jährlich sich wiederholenden Mehrausgabe von 300—500 Millionen Mark, richtige zu Ersparnissen gleicher Höhe führen. Jedenfalls handelt es sich um sehr hohe Summen — wohlgemerkt: jährlich sich wiederholender — Ersparnisse oder Verluste.

Setzt man nun den jährlichen Gesamtaufwand zu einer Milliarde Mark an und verwendet nur heimische Stoffe, die an sich nichts kosten, sondern deren Preis fast ausschließlich in Arbeit steckt, so können eine Million Menschen je 1000 M. oder 500000 Menschen durchschnittlich 2000 M. im Jahr verdienen. Da die Arbeitslosigkeit keine vorübergehende Erscheinung ist, können somit mindestens 500000 Deutsche guten Lohn finden. Dieser Gesichtspunkt ist so wichtig, daß man mit einheimischem Material arbeiten muß, selbst wenn der Gesamtaufwand größer würde. Arbeiten drei Brüder zusammen in eine Kasse, aus der sie ihren Lebensunterhalt bestreiten müssen, und ist ein Bruder arbeitslos, so ist es besser und billiger, wenn er lediglich 50 Ztr. Kartoffeln im Jahr baut und ihm diese mit 20 M./Ztr. bezahlt werden, als wenn man ihm für ihn und seine Familie 1000 M. aus der gemeinsamen Kasse als Existenzmittel auszahlt und für die 50 Ztr. Kartoffeln 300 M. nach auswärts gibt. Genau das gleiche gilt in der Volkswirtschaft. Deshalb dürfte kein Pfennig für ausländisches Straßenbaumaterial ausgegeben werden, solange Arbeitslosigkeit herrscht und man heimische Baustoffe zur Verfügung hat, deren Preis in Arbeit steckt und die nicht zu höherem Preise nach dem Ausland absetzbar sind als ausländische Ersatzbaustoffe gleicher Wertigkeit kosten.

Die Nervenanspannung, Aufregungen und Leiden der Kriegs- und Nachkriegszeit hatten einen Zustand geistiger Verwirrung erzeugt, und unter anderem auch eine Straßenpsychose im Gefolge. Man erwartete vielfach eine „amerikanische" Entwicklung des Straßenverkehrs, und eine Straßenkatastrophe schien fast unabwendbar. Als Rettungsmittel betrachtete man das Studium und die Nachahmung ausländischer Maßnahmen.

Allmählich hat eine ruhigere Überlegung sich durchgesetzt. Das Studium ausländischer Verhältnisse und Verfahren ist immer von hohem Nutzen und muß fortgesetzt werden. Blinde Nachahmung dagegen ist bald als falscher Weg erkannt. Wir müssen vielmehr unseren Weg letztlich allein suchen und unseren Verhältnissen entsprechend eigene Mittel wählen und ausbilden.

Beschränken wir uns aber bei unseren Überlegungen nicht auf das rein Technische, sondern dehnen wir ihren Kreis auf die gesamten wirtschaftlichen Zusammenhänge aus und betrachten wir die Straßendeckungsprobleme und die Mittel zu ihrer Lösung in diesem Rahmen, so erscheint der Wert des Teerstraßenbaues in einem neuen und eigenen Licht und wir müssen uns freuen, daß sein Stand die Leistungsfähigkeit erreicht hat, die wir ihm heute bereits nachrühmen können.

DIE NEUEN AUFGABEN DER STRASSENBAUVERWALTUNGEN.

Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden.

Übersicht. Es werden die gegenwärtigen Aufgaben, die Instandsetzung der Straßen und ihre Anpassung an den Kraftwagenverkehr und als Zukunftsaufgabe die Planung von Kraftwagenstraßen behandelt und Richtlinien für diese Planung aufgestellt.

Der Landstraßenbau ist in eine kritische Lage gekommen. Die Ursache davon ist die Entwicklung des Kraftwagenverkehres, der die bis dahin allgemein übliche Schotterdecke der Landstraßen in ganz anderer Weise beansprucht als der Verkehr mit Fahrzeugen, die von Tieren gezogen werden. Diese Veränderung ist gekennzeichnet

1. durch den Ersatz des gezogenen Rades des Fuhrwerkes durch das ziehende Triebrad des Kraftwagens,
2. durch die Erhöhung der Geschwindigkeiten und
3. durch das Anwachsen der Eigen- und Ladegewichte der Fahrzeuge.

Die tonnenkilometrische Leistung hat sich bisher, wie aus der neuesten sächsischen Verkehrszählung berechnet worden ist, gegen die Vorkriegszeit noch nicht wesentlich erhöht; nur an den Ausfallpforten der Groß- und Mittelstädte ist eine größere Zunahme eingetreten. Diese tonnenkilometrische Erhöhung, also die Erhöhung der Verkehrsleistung, wird erst im Laufe der kommenden Jahre eine Rolle spielen. Es sind aber noch weitere Momente, die die Krisis im Straßenbau beschleunigt haben, nämlich die mangelnde Unterhaltung der Straßen während des Krieges und der Nachkriegsjahre, die schwierige Wirtschaftslage der heutigen Zeit und nicht zuletzt die mangelnde Erkenntnis von dem hohen wirtschaftlichen Wert der Straßen.

Für die Straßenbauverwaltungen ergeben sich aus obigen Erwägungen heraus folgende vier Aufgaben zwangläufig:

1. die Wiederinstandsetzung der Straßendecken,
2. die Anpassung der Fahrbahnbefestigung an den gemischten Verkehr,
3. die Anpassung der gesamten Straßenanlage an den Kraftwagenverkehr und
4. die Planung von Straßen, die nur dem Kraftwagenverkehr dienen.

Diese vier Aufgaben sind zeitlich in derselben Reihenfolge vorzunehmen, und zwar gehen die erste und zweite meistens zusammen und sind äußerst dringlich; die dritte soll ebenfalls, soweit es die Mittel gestatten, mit möglichster Beschleunigung vorgenommen werden. Die vierte Forderung allein ist eine Zukunftsaufgabe und nur in ganz verkehrsreichen Gegenden schon in allernächster Zeit spruchreif; immerhin darf auch hier wenigstens die Planung nicht zu weit hinter die drei Aufgaben zurückgestellt werden.

Zu 1. Wie groß die Unterlassungssünden in der Unterhaltung der Landstraßen sind, ergibt sich aus dem sächsischen Beispiel. In Sachsen sind in der Zeit von 1902 an über eine Million m³ Steine allein auf den Staatsstraßen zu wenig geschüttet worden, das ergibt für 190 000 km deutscher Landstraßen 30 bis 40 Millionen m³ Schotter zu wenig! Es muß also in allererster Linie den Landstraßen wieder „Masse" zugeführt werden, damit sie den Verkehr überhaupt erst wieder tragen können.

Zu 2. Erst dann ist zu prüfen, welche Befestigung für den zukünftigen Verkehr die technisch und wirtschaftlich richtige ist. Dabei ist, um ein wirtschaftlich richtiges Bauen zu gewährleisten, vorher die Verkehrsgröße festzustellen. Dies geschieht auf den deutschen Landstraßen durch die Zählung und Gewichtsschätzung des Verkehrs[1]). Bei geringem Verkehr und überwiegendem Fuhrwerksverkehr, etwa bis 200 t täglich, genügt die bisher übliche Unterhaltungsart der Schotterstraßen. Eine Behandlung der Oberfläche mit deckstoffbindenden Stoffen wird aber auch schon hier wirtschaftlich, da sie die Schutthaltezeit nicht unwesentlich verlängert. Von 200 bis 500 t empfiehlt sich schon eine regelmäßige Behandlung der Oberfläche mit Teer, Bitumen und dergleichen. Von da ab genügt die Oberflächenbehandlung in der Regel nicht mehr, man geht zum Halbtränkungsverfahren mit Nachbehandlung der Oberfläche über. Von 1000 t an muß unter allen Umständen eine hochwertige Decke aufgebracht werden, also eine der vielen Deckenarten wie Kleinpflaster, Beton (Soliditätbeton), Teer- und Bitumendecklagen der verschiedensten Bauweisen, Großpflaster, Klinkerpflaster, Holzpflaster u. a. m. Die soeben angegebenen Verkehrsgrößengrenzen sind natürlich nicht genau bestimmbar, sie werden je nach der Gesteinsart, dem Untergrund, der Besonderheit des Verkehrs, der Straßenanlage und dem Klima wechseln. Immerhin geben sie einen Anhalt, um einen langfristigen Bauplan aufzustellen. Auf jeden Fall werden die Strecken, die unter allen Umständen eine hochwertige Decklage erhalten müssen, und diejenigen, die mit Sicherheit noch mit Schotter zu halten sind, leicht festgestellt werden können. Die zwischen beiden Gattungen liegenden Schotterdecken wird man zunächst für Oberflächenbehandlung, bei Neuschüttungen für Halbtränkung vorsehen und sie so mindestens auf Jahre hinaus erhalten können, bis auch sie für eine hochwertige Decke reif sind. Dabei gewinnt man Zeit, was für die geldliche Durchführung der Instandsetzungsarbeiten von ausschlaggebender Bedeutung ist. Der Baufortschritt wird um so größer sein, je mehr die Kalteinbauverfahren angewendet werden, die von der Witterung fast unabhängig sind[2]). Daß im übrigen die sofortige Inangriffnahme der Instandsetzung der Landstraßen am wirtschaftlichsten ist, ist bereits zahlenmäßig nachgewiesen worden. Es gelten folgende zwei Hauptsätze:

1. Der Gewinn der Wirtschaft aus der sofortigen Instandsetzung der Straßen beträgt ein Vielfaches der Ausgaben.
2. Die Unterlassung der Instandsetzung erfordert mehr bauliche Aufwendungen und hat eine erhebliche Vergeudung von Betriebskosten für die Fahrzeughalter zur Folge[3]).

Für die deutschen Landstraßen beträgt schätzungsweise die Ersparnis an Betriebs- und Wagenunterhaltungskosten in 15 Jahren 6 Milliarden Mark gegenüber 3 Milliarden Bauausgaben!

Zu 3. Neben diesen schon aus volkswirtschaftlichen Gründen dringendsten Aufgaben der Straßenbauverwaltungen, den Straßen wieder die erforderliche Tragmasse und Widerstandsfähigkeit gegen den veränderten und sich von Jahr zu Jahr steigernden Verkehr zu geben, ergibt sich weiter die Notwendigkeit, die Straßenanlage selbst dem neuen Verkehr anzupassen.

In erster Linie gilt es, die verkehrsgefährlichen Stellen zu beseitigen. Als solche sind die engen, unübersichtlichen, in starken Krümmungen und übermäßigem Gefälle liegenden Stellen zu bezeichnen. Besondere Regeln brauchen dafür zunächst nicht aufgestellt zu werden, weil sich die Bauplanung wesentlich nach der Geländegestaltung, ob Gebirge oder Flachland, und überhaupt vorwiegend nach den örtlichen Verhältnissen richten muß. Immerhin lassen sich schon heute gewisse Richtlinien aufstellen. Für Durchgangsstraßen soll die Verkehrsbreite[4]) nicht unter 5,50 m, besser 6 m (zwei Spuren zu

[1]) Vergleiche die Aufsätze des Verfassers über die Verkehrszählung in Nr. 36/1924 und Nr. 33/1925 der Verkehrstechnik.

[2]) Vergleiche Kluge, Straßenbauverfahren usw. Verkehrstechnik Nr. 5/1926.

[3]) Vergleiche Aufsatz des Verfassers „Das Straßenproblem und die wirtschaftliche Bedeutung guter Straßen" in Heft 13/14 1926 der Verkehrstechnik.

[4]) Vergleiche Aufsatz des Verfassers „Ladebreite und Ladehöhe der Fahrzeuge" in Nr. 37/1925 der Verkehrstechnik.

3 m), die Breite der Befestigung nicht unter 4,50 m, besser nicht unter 5,25 m betragen, dazu Randstreifen von 1,50 m für den Fußweg und 1 m für die Baustoffstreifen. In Krümmungen unter 200 m muß eine Erweiterung der Doppelspur um mindestens 50 cm eintreten.

Krümmungen unter 200 m Halbmesser in Straßen mit gemischtem Verkehr sollten im Flachland beseitigt und im Gebirge wenigstens auf der Innenseite verbreitert, in allen Fällen aber mit einseitigem oder zum mindesten unsymmetrischem Gefälle versehen werden, und anschließend Übergangsbögen erhalten. In Einschnitten ist die innere Böschung abzuflachen oder in 1½ m Höhe über der Straßenkrone mit einer breiten Berme zur Erzielung besserer Übersicht zu versehen. Waldbestand ist auf der Innenseite nach Möglichkeit zu lichten oder es ist ein Durchhieb anzulegen. Der Kantenschutz, Säulen, Brüstungsmauern und Bäume, sind auf beiden Seiten gut zu kalken, was bei Nebel und in der Nacht die Sicht wesentlich verbessert und wenig kostet.

In Ortschaften, wo es nicht möglich ist, den Durchgangsverkehr gefahrlos zu bewältigen, müssen Entlastungs- oder Umgehungsstraßen angelegt werden. In größeren Städten können dazu vielfach die Gürtel- und Ringstraßen benutzt werden.

Wenn die Straßenbauverwaltungen diese drei großen Aufgaben durchgeführt haben, wenn also sämtliche Landstraßen eine widerstandsfähige Decke besitzen, zunächst die verkehrsgefährlichen und dann die verkehrserschwerenden Stellen beseitigt, die erforderlichen Verbreiterungen, die Verbesserung der Krümmungen vorgenommen und Umgehungsstraßen gebaut sind, dann wird das Landstraßennetz noch auf viele Jahre hinaus im größten Teile Deutschlands den gemischten Verkehr bewältigen können.

Dabei sind in erster Linie die großen Durchgangsstraßen zu berücksichtigen, wie sie in dem Hauptnetz[5]), das zur Zeit aufgestellt wird, angegeben sind.

Zu 4. Eine ganz andere Frage ist die viel erörterte Anlage von Straßen, die nur dem Kraftwagenverkehr auf große Entfernungen dienen sollen, die somit im wesentlichen neben dem jetzt bestehenden Landstraßennetz hinführen sollen. Diese Aufgabe durchzuführen, ist nicht Sache der Straßenbauverwaltungen, ganz abgesehen davon, daß sie auf Jahrzehnte hinaus mit der Instandsetzung der Straßen geldlich und baulich völlig in Anspruch genommen sein werden. Wohl aber müssen die Wegebaupflichtigen mit den Stellen zusammenarbeiten, die die Landesplanung bearbeiten, schon um unnötige Verlegungen und Umgehungen zu vermeiden. Es ist deshalb angebracht, auch für diese Kraftwagenstraßen die vollständig veränderten technischen und wirtschaftlichen Bedingungen kennen zu lernen.

Die Kraftwagenstraßen sollen dem Schnellverkehr dienen, sie sind daher grundsätzlich als Haupteisenbahnstraßen anzulegen. Wie groß in 10 Jahren die Geschwindigkeiten der Kraftfahrzeuge sein werden, läßt sich heute auch nicht annähernd voraussehen. Man mag Bestrebungen unterstützen, auf den heutigen Landstraßen mit gemischtem Verkehr die Geschwindigkeit auf 60 km/st zu beschränken, für die reinen Kraftwagenstraßen würde dies ihrer Bestimmung zuwiderlaufen, und man wird mit 100 km Stundengeschwindigkeit schon heute rechnen müssen. Daraus ergibt sich ohne weiteres die Forderung der Ausgestaltung der Kraftwagenstraße als Haupteisenbahnstraße und zwar nach folgenden Grundsätzen:

a) Die Kraftwagenstraße soll die großen Verkehrsmittelpunkte mit guter Sicht möglichst geradlinig verbinden und im übrigen im Grundriß und Ausmaß so schlank wie möglich geführt werden. Ortschaften sind zu vermeiden. Vielfach wird es, um die Fluren nicht zerschneiden zu müssen, zweckmäßig sein, die Linie unmittelbar neben die Eisenbahn oder neben geradlinig verlaufende Hauptstraßen zu legen. Das letztere hat den Vorteil, daß beim Ausbau der Kraftwagenstraße die alte Straße zunächst noch auf lange Zeit benutzt werden kann, aber den Nachteil, daß die neue Straße, da die alte durch die Orte führt, schon weit vor dem Orte ausbiegen muß.

Der Krümmungshalbmesser soll im Flachland nicht ohne Not unter 1000 m herabgehen, Mindestgrenze 500 m; in hügeligem Gelände und bei Kreuzung von tiefeingeschnittenen Flußtälern sind äußersten Falles 300 m zulässig.

Ebenso sind in der Gestaltung des Längsschnittes häufige Gefällsbrüche zu vermeiden. Der Massenausgleich kann nicht mehr die große Rolle wie bei der Anlage der Fuhrwerksstraßen spielen. Verlorenes Gefälle auf kurze Strecken ist daher lediglich wegen des Massenausgleichs nicht mehr vertretbar. Als zulässige Neigung sollen im Flachland 3%, in flachhügeligem Gelände 4% als Regel gelten; nur bei Überschreitung von Gebirgen und engeingeschnittenen Tälern oder bei der Überwindung von Hindernissen darf ausnahmsweise höher gegangen werden. (Brix gibt als äußerste Grenze 8% an.)

b) Kreuzungen mit anderen Verkehrswegen in gleicher Höhe sind unbedingt auszuschließen. Es müssen daher auch Feld- und Wirtschaftswege und Gemeindewege, auch wenn sie nur den geringsten Verkehr aufweisen, unter- oder überführt werden, wobei versucht werden muß, durch Zusammenlegung Bauwerke zu sparen. Näheres hierüber braucht nicht gesagt zu werden, weil die Fragen bei der Anlage der Eisenbahnen längst gelöst sind.

c) Bestimmend für die Kosten ist die Straßenbreite. Eine nur dem Personenwagenverkehr dienende Kraftwagenstraße könnte zunächst zweispurig angelegt werden, also mit 6 m Verkehrsbreite und je 1,5 m breiten Seitenstreifen. Aber da der Güterfernverkehr eine ebenso große, wenn nicht die für die Wirtschaftlichkeit ausschlaggebende Rolle bei der Anlage von Kraftwagenstraßen spielen wird, macht sich schon wegen der verschiedenen Geschwindigkeiten häufiges Ausweichen der Fahrzeuge und damit eine vierspurige Straße notwendig. Daraus ergibt sich eine Regelverkehrsbreite von 12 m ohne Randstreifen für Baustoffablagerung von je 1,5 bis 2,5 m, also eine Kronenbreite von 15, besser 17 m. (Fußgängerverkehr gehört grundsätzlich nicht auf die Kraftwagenstraße.) Größere Breiten werden nur erforderlich, wenn noch Schnellbahnen auf die Straße gelegt werden sollen. Die vielfach empfohlene dreispurige Straße ist nicht zu empfehlen, weil sie verkehrsgefährlich ist. Man ist dabei von der Erwägung ausgegangen, daß es in der Regel genügen wird, die Mittelspur für beide Richtungen als Ausweichspur freizugeben. Das ist aber gefährlich und sollte nur als vorläufige Lösung angesehen werden, um zunächst an Baukosten zu sparen. Auf der Kraftwagenstraße darf nur Richtungsbetrieb herrschen, jede Abweichung von diesem Grundsatz ist bei den großen Geschwindigkeiten zumal bei unsichtigem Wetter und in der Frühdämmerung gefährlich und daher für eine endgültige Anlage auszuschließen.

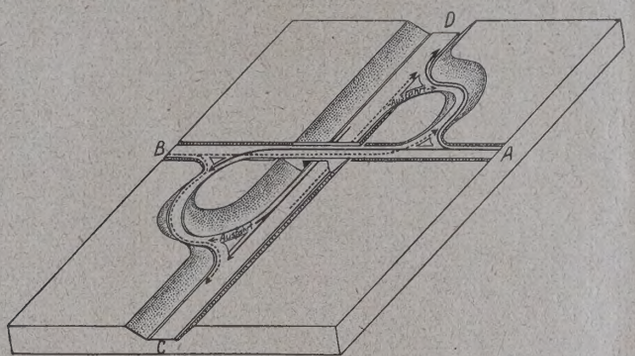
d) Die Anschlüsse von anderen Verkehrswegen an die Kraftwagenstraße sind ebenfalls nach den Gesichtspunkten des Eisenbahnrichtungsbetriebes auszugestalten. Für die Planung können die von Dr.-Ing. Renfert angegebenen Richtlinien[6]) als Anhalt dienen. Freilich darf man sich nicht verhehlen, daß die planfreie Kreuzung zweier Kraftwagenstraßen und die Gabelung einer Kraftwagenstraße in zwei Straßen in der Natur so gewaltige technische und wirtschaftliche Schwierigkeiten im Gefolge haben werden, daß diese Pläne kaum durchgeführt werden können. Glücklicherweise werden Kreuzungen und Gabelungen im freien Gelände selten vorkommen, sie werden meist in großen Verkehrsmittelpunkten liegen, wo Gürtel- und Umgehungsstraßen die Durchführung des Richtungsbetriebes leichter ermöglichen. Bei der Landesplanung ist jedenfalls besonders darauf zu achten. Die Kreuzungen der Kraftwagenstraßen mit Straßen, die keinen Schnellverkehr und daher auch keinen Richtungsbetrieb aufweisen, sind die

[5]) Vergleiche Aufsatz des Verfassers in der Verkehrstechnik 1925 Nr. 50 über den vorläufigen Entwurf einer Karte der Duchgangsstraßen Deutschlands.

[6]) Dr.-Ing. Renfert, Planfreie Gabelungen und Kreuzungen von Kraftwagenstraßen, Z. d. Bvwltg. 1925 Nr. 29 S. 352.

Regelfälle und wesentlich einfacher. Die nachstehende Abbildung zeigt eine solche planfreie Kreuzung der im Einschnitt liegenden Kraftwagenstraße CD durch die darüber geführte Durchgangsstraße AB. Will z. B. ein von C kommender Wagen nach A oder B, fährt er durch die Brücke durch und in einer mit R = 25 m Halbmesser ausgebildeten Rechtsrampe nach A oder B; der von D kommende Wagen fährt ebenfalls erst durch die Brücke und gelangt auf der Linksrampe nach B oder A.

e) Im einzelnen ist für die Planung noch folgendes zu beachten: Krümmungen unter 600 m sind nach den im Schrifttum in letzter Zeit von Dr. Neumann, Dr. Kleinlogel, Dr. Schaar, Dr. Schenk u. a. angegebenen Grundsätzen auszubilden und



Überführung einer Durchgangsstraße AB ohne Richtungsbetrieb über eine Kraftwagenstraße CD mit Richtungsbetrieb.

zwar nach der Innenseite zu verbreitern und mit Übergangsbögen in die Anschlußgerade überzuführen, sowie mit einseitigem Gefälle zu versehen, das ebenfalls in die anschließenden Regelquerschnitte zu verziehen ist. Diese allgemeinen Angaben genügen zunächst für die Planung. Eingehende Berechnungen sind erst dann anzustellen, wenn die Ausführung kommt. Denn die den Berechnungen zugrunde liegenden Voraussetzungen, das Wagengewicht, die von der Art der Straßendecke und des Gleitschutzes abhängige Reibungszahl, die Geschwindigkeiten werden sicher zum Zeitpunkte des Baues der Kraftwagenstraßen nicht mehr zutreffen.

Auf die Ausrundung der Gefällsbrüche ist besonderer Wert zu legen. Gegengefälle sind an den Hochpunkten mindestens mit 1200 m Halbmesser, an den Tiefpunkten mit 800 bis 1000 m auszurunden. Zwischen Gegenbögen sind Zwischengeraden von 80 m Mindestlänge einzulegen.

f) Eine der Hauptfragen, die Befestigung der Kraftwagenstraßen, ist bis jetzt noch nicht gelöst. Die Fahrbahn muß hochwertig sein. Für Einschnitte und Geländelage steht zweifellos die Betonstraße als tragfähigste Bauweise in erster Linie. Sie gestattet in weitgehendstem Maße die Verwendung von Maschinen und gewährleistet damit schnellsten Baufortschritt; außerdem kann sie später als Unterlage für eine Bitumendecke benutzt werden. Auch Kleinpflaster kann wegen seiner Rauhigkeit, die zwar Reifen frißt, aber große Betriebssicherheit schafft, in Frage kommen. In Dammstrecken werden die nachgiebigeren Teer- und Bitumendecklagen zu bevorzugen sein. Endgültig kann die Befestigungsart erst auf Grund jahrelanger Erfahrungen bestimmt werden.

Ob die Straße seitlich abzuschließen ist, muß ebenfalls erst erprobt werden. An hohen Dämmen werden Hecken, nötigenfalls doppelte, einen guten Schutz für das Auge bieten und die Richtung und Kante gut markieren. Baumpflanzungen sind wegen des Laubfalles im Herbste gefährlich und daher unmittelbar an den Kanten nicht anzuwenden.

g) Als Nebenanlagen sind zu nennen: Tankstellen für die Betriebsstoffe, Signalanlagen, Beschilderung, Beleuchtung, Wärterhäuser, Ausbesserungswerke u. a. m.

h) Über die Kosten lassen sich zurzeit noch keine Angaben machen. Im Rheinland und in Westfalen rechnet man für die allerdings sehr breiten Straßen und bei besonders hohem Grunderwerb mit 1 Million Mark für das Kilometer. Nach allgemeinen Berechnungen steht fest, daß schon eine dreispurige Kraftwagenstraße nicht unter 400 000 bis 500 000 RM für das Kilometer gebaut werden kann. Dazu kommen die hohen Unterhaltungskosten. Eine dreispurige Kraftwagenstraße von Leipzig nach Chemnitz wird bei 63 km Mindestlänge zwischen den Gürtelstraßen beider Städte mindestens 28 Millionen RM erfordern. Daran scheiterte bislang jede Möglichkeit der Finanzierung. Der Bau und Betrieb ist nur möglich, wenn die großen Gemeinwesen und die Industrie in der Lage sein werden, mehr als die Hälfte des Bau- und Betriebskapitals als verlorenen Zuschuß zu geben, eine Aussicht, die bei der jetzigen Wirtschaftslage noch in weiter Ferne liegt.

Trotz dieser Aussichtslosigkeit sollen die Straßenbauverwaltungen auch die vierte Aufgabe im Auge behalten als eine wichtige Zukunftsmaßnahme, und sich wenigstens generell damit beschäftigen. Nur darf darunter die Durchführung der Gegenwartsaufgaben, der Instandsetzung der Landstraßen und deren Anpassung an den Kraftwagenverkehr, nicht leiden.

DAS STRASSENVERSUCHSWESEN.

Von Dr.-Ing. E. Neumann, ord. Professor, Technische Hochschule Stuttgart.

Das Straßenversuchswesen wird heute nach etwa drei verschiedenen Verfahren betrieben. Beim ersten Verfahren wird eine vorhandene Straße für Versuche benutzt, beim zweiten wird eine besondere Straßenfahrbahn angelegt auf der Verkehr bestimmter Form zugelassen wird, und beim dritten Verfahren wird die Straße auf dem Wege experimenteller Versuche in verkleinertem Maßstabe ausgeführt und durch besondere Versuchsanordnungen die Einwirkung der Verkehrslasten auf die Straße ermittelt. Die Versuche, um die es sich hierbei handelt, beziehen sich auf das Verhalten der verschiedenen Straßenbefestigung unter den Einflüssen der Witterung und des Verkehres. Die Anforderungen, die der Verkehr stellt, sind mannigfach, einmal Tragfähigkeit, Widerstand gegen Abnutzung, geringer Fahrwiderstand, keine Geräusch- und Staubbildung, aber auch genügende Rauhigkeit z. B. für Steigungen. Durch die Versuche soll ermittelt werden, wieweit die einzelnen Befestigungsarten diese Forderungen erfüllen, und welche Aufwendungen sie verursachen. Das erstgenannte Verfahren, unter Benutzung vorhandener Straßen, ist das natürliche und schon seit langem in Anwendung. Scharf betrachtet, ist jede Land- und Stadtstraße ein Versuch. Denn die Bedingungen, denen eine Straße unterworfen ist, sind nach der örtlichen Lage, Untergrund, Klima, Verkehr, so verschiedenartig, daß man sehr schwer die zutreffende Befestigung, die nach der technischen wie wirtschaftlichen Seite die einzig gegebene ist, mit unbedingter Sicherheit voraussagen kann. Man darf wohl behaupten, daß eine geordnete Straßenverwaltung sich dauernd im Zustande des Versuches befindet und zum mindesten ihre Hauptverkehrsstrecken als wertvolle Versuchsanlagen betrachtet. Schon die Rücksicht auf die Kosten und die Anforderungen des Verkehrs zwingen sie dazu. Solange die Schotterstraße auf Landstraßen die übliche ist, wird als das Maß ihrer Zweckmäßigkeit der jährliche Schotterverbrauch betrachtet, der genau verfolgt wird. Industriell früh entwickelte Länder wie Frankreich und England haben vor dem Bau der Eisenbahnen einen methodischen Straßenbau betrieben (Mac-Adam). Auch noch Ausgang des 19. Jahrhunderts hat man dem Straßenversuchswesen viel Aufmerk-

samkeit gewidmet. Aber die in Frankreich, Bayern und Württemberg unternommenen Versuche sollen nicht besonders befriedigt haben. Ein Fortschritt ist es sicherlich gewesen, als Sachsen auf Grund von Verkehrszählungen und Bedarfsfeststellungen die Größe des Schotterverbrauches für die verschiedenen Gesteinsarten zu klären gesucht und Formeln nach der Form aufgestellt hat:

$$\text{Schotterbedarf für 1 km} = A + B\,x,$$

wenn x die Größe des Verkehrs ist. Im allgemeinen muß man zugeben, daß die erzielten Ergebnisse rein örtliche Bedeutung haben und ihnen ein allgemeiner Wert, der eine Anwendung an anderer Stelle zuläßt, nicht zukommt.

Neue Aufgaben hat die Entwicklung der Großstädte gestellt. Es waren Straßen herzustellen, die einen dichten und starken Verkehr tragen, zudem aber staubfrei und geräuschlos sein sollten. Mit Schotter- und Pflasterstraßen der allgemein üblichen Art ist das nicht zu erreichen gewesen. Man hat zum Kunststraßenbau übergehen müssen, dessen besonderes Kennzeichen die Fugenlosigkeit ist — Asphalt-, Holz- und Betonstraßen. Wenn auch hier mancherlei Versuche gemacht worden sind, so haben sie wohl nur das Ergebnis gehabt, daß in dicht bebauten Städten das beste Pflaster gerade gut genug ist. Die einzige Frage ist noch heute die Wirtschaftlichkeit, nach geringen Anlage-, Unterhaltungs- und Reinigungskosten.

Durch die Einführung des Kraftfahrzeuges als Verkehrsmittel sind dann, wie bekannt, dem Straßenbau ganz neue Ziele gesteckt und ganz neue technische Fragen aufgeworfen worden. Das Kraftfahrzeug übt auf die Straße bisher unbekannte Kräfte aus: höhere Geschwindigkeit, Druck, Schub, Reibung, Wirbelung, deren Einflüsse man nicht anders als auf dem Wege des Versuches hat feststellen können. In den städtischen Straßen hat das Kraftfahrzeug günstige Bedingungen vorgefunden, sodaß, solange der Lastkraftwagen und Kraftomnibus das Feld noch nicht zu sehr beherrschten, hier vorerst irgendwelche Maßnahmen nicht notwendig geworden sind. Anders auf den Landstraßen, deren Befestigung auch dem leichten, aber schnellen Kraftwagen nicht gewachsen ist. Es hat denn auch bald in allen Ländern die Bewegung eingesetzt, auf dem Versuchswege die Mittel herauszufinden, um die Zerstörungen an den Straßen und die Belästigungen durch die Kraftwagen zu bekämpfen. Mit diesen Versuchen laufen zugleich andere parallel, die Bauart, vor allem Bereifung der Kraftfahrzeuge so auszubilden, daß ihr Einfluß auf die Straßen ein möglichst geringer wird. Die internationalen Straßenkongresse haben dann das Ziel verfolgt, die Erfahrungen auf dem Gebiete des Kraftfahrstraßenbaues in allen Teilen der zivilisierten Welt auszutauschen und gegenseitig zu verwerten. Denn alle Länder mit Kraftwagenverkehr haben unter den gleichen Verhältnissen zu leiden. Viele unter ihnen haben alsbald den Weg beschritten, mit den üblichen Versuchsstrecken auf öffentlichen Straßen die schwebenden Fragen zu klären.

Die ersten Versuchsstraßen gehören zu der ersten der eingangs erwähnten drei Gruppen, es sind also Landstraßen gewesen, die man mit sehr verschiedenartigen Decken versehen hat, um ihr Verhalten unter möglichst gleichem Verkehr festzustellen. Bekannt ist der erste englische Versuch auf der Straße von New Eltham nach Sidcup unter Beteiligung des englischen Wegebauamtes i. J. 1911. Das Ziel bei dieser Anlage sollte sein, „eine Aufzeichnung vergleichender Ergebnisse auf eine bessere und zuverlässigere Art und Weise zu erhalten, als es allgemein zu erzielen ist, wenn Straßendecken im gewöhnlichen Verlauf der Straßenunterhaltung in verschiedenen Teilen des Landes verlegt werden". Mit Rücksicht auf spätere Ausführungen habe ich aus dem englischen Bericht die Gründe, die für das Vorgehen des englischen Wegebauamtes maßgebend gewesen sind, noch einmal angeführt. Die Straße ist 2,24 km lang und 9 m breit. Der tägliche Verkehr hat im Jahre 1910 2518 t und 1912 bereits 3547 t betragen. Die Straße ist gewählt worden, weil auf längerer Strecke weitere Straßen nicht einmünden. Es herrscht daher auf der ganzen Länge der Straße völlig gleicher Verkehr. Die Bindemittel Teer und Asphalt haben eine vielseitige Anwendung erfahren. Der zum III. internationalen Straßenkongreß in London gegebene Bericht ist insofern heute noch von Wert, als man deutlich feststellen kann, daß damals noch manche Unkenntnis geherrscht hat, die heute als überwunden gelten kann. Beachtenswert ist, daß die Absicht bestanden hat, durch Aufzeichnungen über die Kosten, die bei einer sachgemäßen Unterhaltung entstehen, und durch Profilmessungen und Feststellungen der Beschaffenheit innerhalb gewisser Zeitabschnitte die Brauchbarkeit der einzelnen Deckenarten zu ermitteln. Es ist also von vornherein erstrebt worden, Unterlagen über die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Befestigungsarten zu gewinnen.

An die Straße nach Sidcup hat sich eine weitere Strecke im Plan von Wandsworth angeschlossen, die einen Verkehr von 5700 t täglich gehabt hat, bei der der besondere Zweck verfolgt worden ist, das unterschiedliche Verhalten zwischen geteertem Granit, Macadam und Schlackenmacadam zu vergleichen. Eine dritte Strecke bei Folkam mit einem Verkehr von 2171 t täglich sollte besonders dazu dienen, die Vorteile solcher verschiedener Straßengesteine und bindenden Stoffe zu bestimmen, die den Londoner Baubehörden zur Verfügung stehen. Der Krieg hat den Abschluß der Versuche verhindert. Aus dem Reisebericht der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau von Oberbaurat Hentrich vom Jahre 1924 ist zu entnehmen, daß auf der ehemaligen Versuchsstraße nur noch ein Kleinpflasterrest liegt, im übrigen ist diese Straße durch den inzwischen gebauten Eltham By Pass vom Durchgangsverkehr entlastet worden.

Im Jahre 1912 ist die erste größere Versuchsstraße in Nordamerika entstanden bei Chevy Chase. Es ist eine Ausfallstraße von Washington in den Staat Maryland mit einem Wagenverkehr von 514—537 Wagen, davon 50% leichte Personenwagen, 15% schweres Pferdefuhrwerk. Es sind nur drei Deckenarten gewählt worden, Asphaltbeton verschiedener Zusammensetzung 5 cm st. auf Zementbeton 15 cm st., Beton aus verschiedenen Zuschlägen: Kies, Kalkstein und Porphyr und außerdem Beton, dem eine geringe Menge Öl zugesetzt worden ist. Bemerkenswert ist wohl an diesem Versuch, daß man in die Betonstrecke keine Dehnungsfugen eingelegt hat, sondern sogar versucht hat, die täglichen Arbeitsfugen durch Anrauhen, Abbürsten und Abwaschen mit Salzsäure fest miteinander zu verbinden. Das ist wohl deshalb geschehen, weil man außerdem in die Decke Messingbolzen eingesetzt hat, um das Arbeiten der Betondecke festzustellen. Ausdehnungen und Verkürzungen sind überall auf der Strecke festgestellt worden, die nicht durch Risse oder Arbeitsfugen unterbrochen gewesen sind. Risse haben sich unregelmäßig gebildet. Eine 132 m lange Strecke hat nur einen Riß gezeigt. Das Fehlen von Dehnungsfugen hat sich insofern schädlich bemerkbar gemacht, als die ganze Betondecke am Anschluß an die Asphaltdecke sich um 12 mm in horizontaler und vertikaler Richtung verschoben hat. Die Straße scheint aber nur kurze Zeit beobachtet worden zu sein.

In Deutschland haben vor dem Kriege die einzelnen wagenunterhaltungspflichtigen Verbände jeder für sich Versuchsstrecken angelegt[1]). Soweit bekannt, scheint aber systematisch dabei nur Württemberg vorgegangen zu sein. In dem wenig durch Eisenbahnen erschlossenen Lande sind 1914 bereits auf 900 km Postkraftwagenlinien betrieben worden, die auf den Straßen außerordentliche Abnutzung bewirkt und starke Staubplage hervorgerufen haben. Württemberg hat Mangel an Hartgestein; es kam daher darauf an, Verfahren zu erproben, die die Verwendung heimischer Baustoffe weitgehend ermöglichen. Die Versuche sind auf der Staatsstraße von Stuttgart nach Tübingen Juli/Oktober 1914 aufgenommen worden. Es sind

[1]) Dietrich, Die Baumaterialien der Steinstraßen, Berlin 1885, empfiehlt die Anlage von Versuchsstraßen, ebenso die Beschlüsse der Konferenz zur Vereinheitlichung der Prüfungsmethoden für Bau- und Konstruktionsmaterialien, Wien 1893.

folgende Deckenarten verwendet worden: Granitkleinpflaster, Sandasphalt (Walzasphalt), Teermacadam, Äberlimacadam, Oberflächenteerung, Kaltasphalt und Oberflächenasphalt. Die Versuche sind in die Kriegszeit gefallen, eine ordnungsgemäße Unterhaltung ist nicht möglich gewesen, so daß Ergebnisse von Bedeutung wohl nicht erzielt worden sind.

Nach dem Kriege ist im Jahr 1924 in Frankreich eine Versuchsstraße von 1400 m Länge bei Bry-sur-Marne angelegt worden. Die Strecke hat zwei Hauptabschnitte, auf dem einen ist plastischer Beton zur Anwendung gekommen, der mit dem aus Amerika stammenden Lakewood Finisher bearbeitet worden ist, auf dem andern Stampfbeton. Außerdem sind die Hauptabschnitte noch in sechs Unterabschnitte unterteilt, bei denen der Beton verschieden behandelt ist und außerdem Strecken mit und ohne Fugen verlegt worden sind. Ergebnisse liegen noch nicht vor. In Deutschland sind die Versuchsstraßen in Bayern auf der Strecke von München nach Tegernsee, in der Provinz Rheinland zwischen Düsseldorf und München-Gladbach und in der Provinz Sachsen zwischen Leipzig und Merseburg zu nennen, auf denen fast alle neuzeitlichen Deckenarten verwendet worden sind, wobei man die Asphalt- und Teererzeugnisse besonders bevorzugt hat.

In Österreich ist eine Versuchsstraße in Traiskirchen angelegt worden, Länge 3650 m. Es sind 10 verschiedene Abschnitte vorhanden von 103 bis 1000 m Länge. Die Versuche sollen sich im wesentlichen auf die Erprobung von Hart- und Weichgestein erstrecken, die mit Teer, teils mit Bitumen, teils auch nur mit Öl (Mineralöl und Teeröl) behandelt werden.

Man kann sich des Eindruckes nicht verschließen, daß alle diese Versuchsstrassen nur örtliche Bedeutung haben werden, denn es ist zweifelhaft, ob es möglich ist, auf einer dem gewöhnlichen Verkehr ausgesetzten Straße grundlegende Erfahrungen über Beziehung zwischen Kraftwagen und Straßendecke und über die Beziehungen der einzelnen Befestigungsarten zur Größe des Verkehrs nach der konstruktiven wie wirtschaftlichen Seite zu gewinnen. Haben die Engländer schon auf der Sidcupstraße das Ziel im Auge gehabt, die bisher im Lande verstreut gewesenen Versuche an einer Stelle zu vereinigen, so haben die Amerikaner einen weiteren Schritt getan, indem sie die Straße vom allgemeinen Verkehr abgelöst und einem bestimmten Verkehr ausgesetzt haben, den sie messen und regeln können. Damit ist man zur zweiten Gruppe der Versuchsstraßen übergegangen.

Der Staat Illinois hat 1920 die Batesversuchsstraße erbaut, um die zweckmäßigste Deckenart für Kraftwagenverkehr zu erproben. Die Straße hat eine Länge von 3240 m und 5,5 m Breite ohne Krümmungen. Sechs Gruppen von Befestigungen, wie sie hauptsächlich im amerikanischen Straßenbau verwendet werden, auf die wieder insgesamt 63 Unterabschnitte verteilt waren, sind untersucht worden:

1. Klinkerdecken mit bituminösem Fugenausguß auf Macadamunterbau,
2. Asphaltbeton auf Macadamunterbau,
3. ,, ,, Betonunterbau,
4. Klinkerdecke mit bituminösem Fugenausguß auf Beton,
5. Klinker auf Beton in Zementmörtel,
6. Beton ohne und mit Eiseneinlagen.

Die Höchstbelastung hat 340 000 t betragen. Die Belastung des Hinterrades ist stufenweise von 1135 kg auf 3632 kg gesteigert worden. Unter den zahlreichen Ergebnissen dieses Versuches sind die folgenden für uns von Wert:

1. Die Belastung der Wagen darf nicht zu hoch getrieben werden, wenn die Straßen erhalten bleiben sollen. Es muß streng beaufsichtigt werden, daß die zulässigen Lasten nicht überschritten werden.
2. 10 Beton- und zwei Asphaltdecken und eine Klinkerdecke in Asphalt haben die Versuche überdauert. Die Betondecken haben die größte Tragfähigkeit und Widerstandsfähigkeit, wenn sie am Rande verstärkt werden.

Dieses letzte Ergebnis hat die Querschnittsform der Betonplatte bestimmend beeinflußt. Dadurch ist man vor Fehlschlägen im Betonstraßenbau bewahrt worden und die Ausgaben der Batesversuchsstraße von 235 000 Dollar sind durch mehr als 10mal so hohe Ersparnisse bei Betonstraßenbauten der nächsten Jahre eingebracht worden. Denn bei dieser Plattenausbildung werden, wie der Chef der bundesstaatlichen Straßenbauverwaltung Mac Donald berechnet hat, 3900 Dollar für 1 Meile an Beton gespart.

Nachdem die Batesversuchsstraße die allgemeine Bedeutung des Betons als Kraftfahrstraßendecke erwiesen hatte, galt es nunmehr, sich über weitere Einzelheiten in der Ausbildung, z. B. ob mit oder ohne Eisenbewehrung, klar zu werden. Die zweite Versuchsstraße in Pittsburg (Californien) ist daher auch nicht vom Staat, sondern von einer Privatgesellschaft — der Columbia Stahl-Gesellschaft — erbaut worden, um das Verhalten der Betondecke und den Einfluß der Eisenbewehrung zu studieren. An den Versuchen hat aber das Straßenbauamt der Bundesregierung (Bureau of Public Roads) mitgewirkt. Was dieser Versuchsstraße noch eine besondere Eigenart verleiht, was aber in den mir bisher bekannten Berichten nicht zum Ausdruck kommt, ist, daß auf die Beschaffenheit des Untergrundes und sein Verhalten unter verschiedenen Feuchtigkeitszuständen besondere Untersuchungen erstreckt sind. Das hat für Amerika eine besondere Bedeutung. Die Straßenbaufrage in Nordamerika ist „a question of drainage" wegen des meistens aus Lehm- oder Tonboden bestehenden Untergrundes, der unter verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt eine Reihe von Schwierigkeiten hervorruft, die vielfach zu Mißerfolgen führen. Das Hauptziel ist aber gewesen, sichere Unterlagen über die relativen Vorteile verschiedener Arten von Pflasterungen zu erlangen, um den Ingenieur instand zu setzen, Straßen mit größerer Sicherheit zu entwerfen.

Die Bahn hat aus zwei Geraden von 135 m Länge bestanden, durch zwei Halbkreise von 22,5 m Halbmesser miteinander verbunden, Breite der Fahrbahn 5,4 m, beiderseits Bankette von 1,2 m Breite, dann 90 cm tiefe Gräben. In der Geraden hat man den Querschnitt dachförmig, in der Krümmung mit einseitigem Quergefälle angelegt. 13 verschiedene Arten von Betondecken mit und ohne Eiseneinlagen sind verwendet worden, deren Form sich auf Grund von Umfragen bei einer großen Zahl von Staßenbaubehörden ergeben hat. Die Aufgabe hat darin bestanden, die inneren Kräfte, die in den Betondecken auftreten, insbesondere die Biegungsspannungen zu untersuchen und zwar nicht nur unter ruhender, sondern auch unter sich bewegender Last und unter Stößen. Da das aber nur möglich ist unter Beobachtung der Bewegungen der unteren Fläche der Betonplatten, sind an vier Stellen Tunnel unter der Fahrbahn angelegt worden, in denen die Bewegungen vermittelst an der Unterseite der Decken befestigten Stangen beobachtet worden sind, die ihre Bewegungen auf sehr feinfühlige Apparate übertragen haben. Bis 32 Lastkraftwagen sind auf der Strecke gefahren, die Hälfte immer auf einer Spur in entgegengesetzter Richtung. Es hat sich aber für einen so dichten Verkehr eine Breite von 5,4 m nicht als ausreichend erwiesen. Die Belastung der Wagen ist in Zwischenräumen und Abstufungen von 7,5 bis auf 10, 11 und 12,2 t erhöht worden. Die Verteilung war 75% auf die Hinterachse, 25% auf Vorderachse. 7 362 000 t sind in verhältnismäßig sehr kurzer Zeit über die Bahn gefahren worden.

Die Ergebnisse sind die folgenden, soweit sie sich auf das Verhalten der verwendeten Betondecken erstrecken:

1. Der ohne besondere Oberflächenbehandlung hergestellte Beton hat allen Angriffen von Vollgummireifen widerstanden. Ein beschränkter Verkehr mit eisernen Reifen hat erkennen lassen, daß mit entsprechend schweren Lasten frühzeitig die Oberfläche beschädigt würde.
2. Verkehr in der Morgenfrühe hat im Verhältnis die Betondecken stärker in Anspruch genommen, als der Verkehr am Tage.

3. Die beobachteten Durchbiegungen der Betondecke sind nahezu verhältnisgleich den Lasten.

4. Die Betonabschnitte, die Eiseneinlagen in solcher Lage haben, daß sie befähigt sind, die Zugspannungen von Biegungsmomenten aufzunehmen, haben eine größere Lebensdauer, als die von denselben Abmessungen, aber ohne Eiseneinlagen an entsprechender Stelle.

Neben diesen Schlußergebnissen sind aber eine Anzahl für die Beurteilung der Betondecken wertvoller Beobachtungen gemacht worden. Sie sind unterteilt nach folgenden sechs Gesichtspunkten: Bauart, Einfluß der Temperatur, Verkehrsbeobachtungen, Tunnelbeobachtungen, Feststellungen über Risse und Untergrundfeuchtigkeit. Bezüglich „Bauart" ist bemerkenswert, daß der Betonabschnitt, der auf Schotterunterbau gelegt worden ist, der mit einer dünnen Lage Boden überdeckt worden ist, um eine möglichst glatte Oberfläche zu erzielen, keine Vorteile gegenüber denjenigen Strecken gezeigt hat, die unmittelbar auf den Untergrund gelegt worden sind. Die Temperatur hat großen Einfluß auf die Bewegung der Betonplatten. Vertikale Durchbiegungen sind sehr verschieden und hängen ab von den Temperaturunterschieden der Ober- und Unterfläche der Platte. Ist die Oberfläche kühler als die Unterfläche, wölbt sich die Decke nach unten, ist sie wärmer — nach oben.

Die Rißbildung ist sehr aufmerksam verfolgt worden. Dabei hat sich ergeben, daß die Platten mit Längsfuge in Bahnmitte frei von Rissen in der Längsrichtung geblieben sind. Die Rißbildung in den einzelnen Ausführungsarten ist im Verhältnis der Länge der Risse zur Oberfläche bezogen auf die Verkehrsgröße aufgenommen worden und hat das Ergebnis gehabt, daß die nach dem Querschnitt der Abb. 1

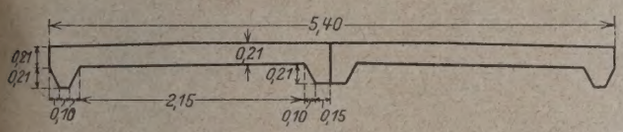


Abb. 1.

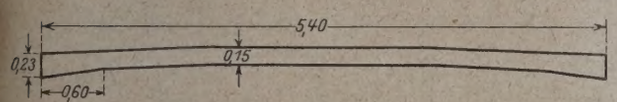


Abb. 2.

ausgebildete Platte, die in der Kurve gelegen hat, die wenigsten Risse gehabt hat. Sie hatte allerdings auch die größte Stärke von 21 cm. Ebenso ist der Umfang der zerstörten Flächen bezogen auf den Gesamtinhalt der Deckenflächen festgestellt worden. Denn, was nicht verschwiegen werden darf, es hat sehr wenige Abschnitte gegeben, in denen nicht größere oder kleinere Flächen ausgebessert werden mußten. Die zuvor genannte Platte hat keine Ausbesserungsstellen gehabt, während an anderen Plattenformen bis zu 50 % der Fläche ausgebessert worden sind. Aus den Herstellungs- und Unterhaltungskosten hat sich dann auch die Wirtschaftlichkeit folgern lassen. Dabei hat es sich ergeben, daß der bekannte Querschnitt mit verstärkten Rändern (Abb. 2) ohne Eiseneinlagen und ohne Mittelfuge eine Fehlstelle von nur 2,8% der Fläche gezeigt und unter Berücksichtigung seiner geringen Anlagekosten sich als der wirtschaftlichste Querschnitt erwiesen hat. Setzt man die Bau- und Unterhaltungskosten dieses Querschnittes (Abs. 2) = 1, so berechnet sich die Wirtschaftlichkeit des Querschnittes Abb. 1 zufolge seiner höheren Anlagekosten = 1,261.

Es sei noch einmal darauf hingewiesen, daß auch auf dieser Versuchsstraße zugleich mit den schon erwähnten Untersuchungen konstruktiver Fragen auch die Feststellungen über die Wirtschaftlichkeit eine Hauptaufgabe gewesen ist.

Bezüglich des Wertes solcher Versuchsstraßen für die Praxis äußert sich der Bericht folgendermaßen:

„Der Verkehr auf der Versuchsstraße entspricht demjenigen einer Straße von 1000 Lastkraftwagen für den Tag auf einen Zeitraum über zwölf Jahre. In dieser Zeit würde eine solche Straße zwölf Wechsel der Jahreszeiten verbunden mit atmosphärischen und Untergrundveränderungen durchmachen, während in Pittsburg nur ein solcher Wechsel vorhanden gewesen ist. Diese Verhältnisse, die zwar günstig auf die Ergebnisse anzusehen sind, werden auf der anderen Seite dadurch aufgewogen, daß infolge der Verkehrsdichte dem Material keine Zeit besonders hinsichtlich der Durchbiegungen zur Erholung geblieben ist, und dadurch eine im gewöhnlichen Verkehr nicht vorhandene Überbeanspruchung eingetreten ist."

Dieser Ansicht wird beigetreten, sie findet Anwendung auf alle Versuchsstraßen der zweiten Gruppe und muß den auf solchen Straßen erzielten Ergebnissen unbedingte Anerkennung verschaffen.

Eine dritte Versuchsbahn hat dann die amerikanische Bundesstraßenbaubehörde in Arlington bei Washington angelegt, weil sich dort eine größere Anstalt befindet, die sich mit der Erforschung der verschiedensten Fragen des Straßenverkehres, vor allem auch mit der Beanspruchung der Decken durch die Kraftwagen befaßt. Die Bahn ist kreisförmig (60 m ⌀) und fällt eigentlich sowohl unter die zweite Gruppe der ausgesprochenen Versuchsbahnen, als auch unter die dritte Gruppe, Nachahmung des Straßenverkehres durch Modelle. Die innere Bahnfläche ist benutzt worden, um 60 verschiedene Sandasphalt- und Asphaltbetonmischungen auf ihre Beständigkeit, und zwar vornehmlich auf etwaige Verschiebungen unter dem Verkehr, zu untersuchen. Die Sandasphaltdecken sind ohne Binder verlegt worden. Man hat die 4 m breite Aspahltbahn mit weißen radial quer zur Verkehrrichtung verlaufenden Strichen versehen, deren Verschiebung unter dem Verkehr eines Lastkraftwagens von 3 t Nutzlast, der 50 000 Runden gemacht hat, beobachtet worden ist. Aufnahme Abb. 3 veranschaulicht diese Anordnung. Ferner hat man Kupferbolzen in den Asphalt gesetzt, um ihre Verschiebung an Marken im Beton festzustellen. Die Temperatur in den Asphaltdecken ist durch Thermoelemente, die in den Asphaltdecken verlegt worden sind, etwa 12 mm unter der Oberfläche und 12 mm über der Betonoberfläche, gemessen worden. Der Unterschied zwischen der Temperatur des Asphaltes und der Luft darüber ist zu 10—16° C festgestellt. Die höchste Temperatur hat 60° C betragen (in Deutschland hat man im Stampfasphalt bis 52° C gemessen). Alle Asphalte haben sich bis zu einer Luftwärme von 21° C als beständig erwiesen. Bei höherer Temperatur haben sich einzelne Asphaltdecken unter dem Verkehr eines 3-t-Lastwagens verschoben. Der erst im April 1926 erschienene Bericht gibt aber keine näheren Aufschlüsse, worauf die Bewegung zurückzuführen ist. Das läßt beinahe vermuten, daß man das Wesen des Sandasphaltes noch nicht erfaßt hat. In Deutschland ist man auf diesem Gebiete anscheinend weiter fortgeschritten. Denn die Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung glaubt die Ursache solcher Verschiebungen in der unzweckmäßigen Zusammensetzung der Zuschläge und des Füllstoffes und falschen Bitumenanteiles

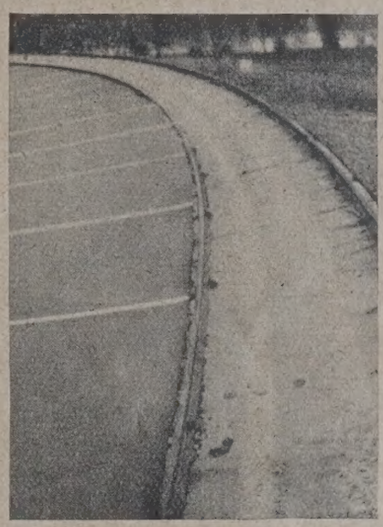


Abb. 3. Versuchsbahn in Arlington.

gefunden zu haben. — Auf der äußeren Kreisringfläche hat man die Abnutzung von Fahrbahnplatten aus Beton von verschiedenen Mischungsverhältnissen und Zuschlagarten untersucht. Der verwendete Wagen läuft auf Schienen, die die Fahrbahn umsäumen (vgl. Abb. 3), und besteht nur aus einem elektrisch angetriebenen Rade mit Vollgummireifen. Bei der zweiten Versuchsreihe hat man das Rad mit Ketten bespannt, um die Abnutzung auch für diesen Fall festzustellen. Die beiden Spuren, die gegeneinander versetzt worden sind, läßt die Abb. 3 erkennen. Auf diesem Wege hat man die günstige Zusammensetzung des Betons auf Beanspruchung gegen Abschleifen ermittelt.

Auf einer anderen Versuchsstraße bei Arlington Columbia Pike sind besonders die Beziehungen zwischen den Rissen im Beton zum Untergrund und der Einfluß der Bewehrung mit Eisen erforscht worden. Aus den mannigfachen Ergebnissen soll nur das Folgende angeführt werden:

Beton ohne Eiseneinlagen reißt infolge Änderungen der Temperatur und des Feuchtigkeitsgehaltes des Untergrundes in Entfernungen von 12 bis 18 m. Glatter Untergrund vergrößert den Abstand der Risse. Indessen ist die Betonstärke auf die Entfernung der Schwindrisse ohne Einfluß.

Die Amerikaner, deren mehr auf das Praktische gerichteter Blick bekannt ist, betrachten also diese Unternehmungen durchaus als zweckerfüllend. Im Jahr 1922 sind 479 Vorschläge für Versuchsanlagen an Straßen gezählt worden. Im allgemeinen ist die Ansicht, daß die Ergebnisse noch nicht endgültig entscheidend sind, daß sie aber dazu dienen können, für spätere ähnliche Versuchsunternehmungen die Anforderungen und zu lösenden Aufgaben schärfer zu fassen. Die Versuche in Arlington werden daher fortgesetzt.

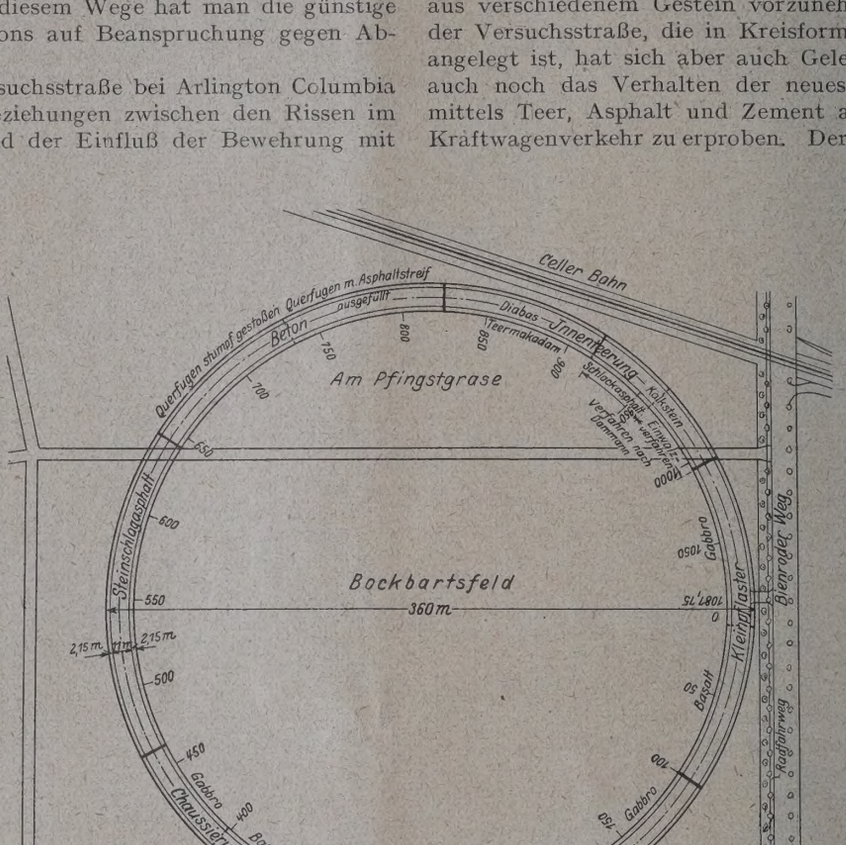


Abb. 4. Versuchsbahn des Deutschen Straßenbauverbandes bei Braunschweig.

Angesichts dieser Anschauung hat man es auch in Deutschland, bei Braunschweig, gewagt, eine Versuchsstraße anzulegen, von der man erwartet, daß sie die auch bei uns auftretenden schwerwiegenden Fragen über Verhalten der Straßen unter dem Kraftwagenverkehr der Lösung entgegenbringen wird. Nach nunmehr einjährigem Betriebe kann man getrost behaupten, daß die Erwartungen reichlich erfüllt sind.

Veranlassung für den Bau dieser Versuchsstraße war die von der Kraftfahrzeugindustrie aufgestellte und auch am Prüfstand nachgewiesene Behauptung, daß die Fahrgeschwindigkeit der Kraftwagen für die Abnutzung der Straßen bedeutungslos sei, wenn nur die richtige elastische Bereifung verwendet wird. Die durch den Lastkraftwagenverkehr auf den deutschen noch mit Steinschlagbahnen versehenen Landstraßen hervorgerufenen Zerstörungen stehen mit dieser Behauptung in scharfem Gegensatz. Da man theoretisch diese Frage nicht entscheiden kann, ist der einzig mögliche Weg beschritten worden, auf dem Versuchswege die Antwort zu finde Der deutsche Straßenbauverband, dem die preußischen Pr vinzen und die Länder angehören, hat daher mit Unterstützu des Reiches bei Braunschweig eine Versuchsstraße gebaut, d seit dem 18. Juni 1925 in Betrieb ist. Da die Straßen d genannten Verwaltungen noch zu mehr als 80% mit Stei schlagbahnen befestigt sind, die besonders stark durch d Kraftwagenverkehr mitgenommen werden, so hat anfan die Absicht bestanden, die Versuche nur an Steinschlagbahn aus verschiedenem Gestein vorzunehmen. Bei 1080 m Läng der Versuchsstraße, die in Kreisform von 360 m Durchmess angelegt ist, hat sich aber auch Gelegenheit geboten, zugleic auch noch das Verhalten der neuesten Straßenbefestigung mittels Teer, Asphalt und Zement auf ihre Eignung für d Kraftwagenverkehr zu erproben. Der Braunschweigischen Ba direktion, die vor I angriffnahme der Ba ten mich um mei Auffassung befragt ha habe ich zudem vo geschlagen, die einz nen gewählten Befes gungsarten dauernd gutem, verkehrssichere Zustande zu erhalte die laufenden Unte haltungskosten festz stellen und in Beziehu zum Verkehr zu bri gen. Damit ist ein W beschritten worden, d die Engländer schon der Versuchsstraße Sidcup und die Ame kaner in Pittsburg (Ca eingeschlagen habe auf dem Versuchswe die Wirtschaftlic keit der Fahrbah decken festzustelle Denn der gesam Straßenbau in Deutsc land ist eine Frage d Wirtschaftlichkeit. W kennen Straßenbefes gungen, die auch d stärksten Lastkra wagenverkehr lan Zeit aushalten. D Versuche in Bates in Illinois geben auch hier hinreiche Anhaltspunkte, wie schon erwähnt. Es hat keine Ve anlassung vorgelegen, diese Versuche in Deutschland no einmal zu wiederholen. Wir haben auch in Deutsc land auf Landstraßen die Erfahrung gemacht, daß Kle pflaster ein außerordentlich widerstandsfähiges und haltba Pflaster ist, nur ist es sehr teuer und daher nur auf sehr sta belasteten Straßen zu verantworten. Es gilt aber, Pflast decken für gewisse Zwischenstufen zu finden, die widerstand fähiger und staubärmer als Schotterdecken sind, ohne glei den hohen Aufwand der Kleinpflasterstraßen zu erforde Hierüber soll zugleich die Versuchsstraße in Braunschwe Aufklärung bringen. Sie hat eine Fahrbahnbreite, wie a der Abb. 4 hervorgeht, von 11 m, vier Spuren von je 2,75 Breite. Die erste innere Spur wird von Lastkraftwagen b fahren, die mit Luftreifen versehen sind, anfangs mit 30, je bis 45 km/st fahren und ein Gewicht bis 10 t haben. A der zweiten anschließenden Spur fahren Wagen mit Kisse reifen, mit gleicher Belastung, aber nur mit 25 km/st früh jetzt 35 km/st Geschwindigkeit, und auf der dritten Sp Lastkraftwagen mit Vollgummireifen und 20—25 km Geschwindigkeit. Die vierte Spur ist für Zugmaschinen oh

Güterladeraum bestimmt und bisher von Lanzschen Bulldog-astzügen und Poehlmaschinen mit 6—10 km/st befahren rorden. Die gefahrenen Runden werden genau aufnotiert, so aß man die Belastung der Strecken genau kennt, wie auch lle Aufwendungen für die Instandhaltung, Ausbesserungen er Decken und ähnliches genau festgestellt werden. Jede der rsten drei Spuren hat einen Verkehr bis jetzt von 500000 t rhalten. Die tägliche Belastung beträgt jetzt etwa 3000 t. Die letzte Denkschrift über den Befund der Straße besagt, aß der Einfluß der verschiedenen Geschwindigkeiten, mit der ie drei Spuren von fast gleich schweren Lastwagen befahren ind, auf die Straßendecke durch die verschiedene Bereifung nnähernd ausgeglichen zu sein scheint. Auf der Spur IV aben die anfangs verkehrenden Bulldoglastzüge mit Gummi-ereifung und gummibereiften Anhängern bei 6 km/st Fahr-eschwindigkeit keinerlei Beschädigungen der Fahrbahndecken ervorgerufen. Dagegen haben darauf zugelassene eisen-ereifte Anhänger bei derselben Geschwindigkeit und Bruttolast nd nach der gleichen tkm-Leistung die Fahrbahndecken erhältnismäßig stark beschädigt. Sogar die Betondecke ist ellenweise stark abgefahren. Als allgemeine Schlußfolgerung t zu erwähnen, daß die gewöhnliche Steinschlagdecke sich urch sorgfältige Unterhaltung auch bei starker Belastung urch Lastkraftwagen in einem mehr befriedigenden Zustand rhalten läßt, als bisher allgemein angenommen worden ist. llerdings sind bereits Unterhaltungskosten zwischen 1,05 M. nd 0,60 M. für den Quadratmeter entstanden, während ie sich bei den Kunstdecken und bei Kleinpflaster wischen 0,08 bis 0,13 M. und bei Oberflächenteerung wischen 0,19 bis 0,25 M. bewegen. Die durch die sorg-ältigere Unterhaltung erzielbare Verlängerung der Lebens-auer der Steinschlagbahnen wird die Beantwortung der Frage tark beeinflussen, ob und inwieweit es wirtschaftlich richtig st, die vorhandenen Steinschlagbahnen auf den durch mäßigen Kraftwagenverkehr beanspruchten Straßen bestehen zu lassen, nd unter welchen Verhältnissen ein völliger Umbau vor-uziehen ist. Die bis jetzt vorliegenden Teilergebnisse lassen inen erfolgreichen Abschluß der Versuche, die sich aber noch uf lange Zeit und auf weitere Befestigungsarten und Verkehrs-orgänge erstrecken werden, erwarten.

Bei der dritten Gruppe der Versuchsmaßnahmen, die eine ertvolle Ergänzung der Versuchsbahnen darstellen, wird ewissermaßen am Prüfstand gearbeitet. Eine Anlage dieser rt ist schon bei Erwähnung der Versuchsbahn in Arlington Ver. Staaten) besprochen worden. Eine ähnliche Anlage in leinerem Maßstabe betreibt das englische Materialprüfungsamt Teddington. Eine Abbildung befindet sich in meinem eitrag zum Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bau-ngenieure. Die Versuchsbahn besteht aus einem Kreisring on 10,36 m Ø, auf dem 8 Räder laufen, die an einem Dreh-reuz befestigt sind. Die Räder werden von Motoren an-etrieben und können mit Gummi- und Eisenreifen laufen.

Das Materialprüfungsamt in Stuttgart wird demnächst ie gleiche Maschine mit einigen Verbesserungen in Betrieb ehmen. Bewertungsmaßstäbe werden allerdings noch auf-estellt werden müssen.

Zu dieser Gruppe wird man auch die Einrichtung rechnen üssen, die in den Laboratorien für Kraftfahrzeuge in den echnischen Hochschulen benützt wird, an der zwar in rster Linie die Arbeitsvorgänge an den Kraftwagen selbst udiert werden, neuerdings aber auch viele Untersuchungen ber die Beziehung zwischen Bereifung und Fahrbahn durch-eführt worden sind. Erwähnenswert ist der neue Prüfstand on Professor Langer in Aachen (Z. V. D. I. 1926, Heft 5), er als Auflage für die Triebräder ein Gleitband benutzt, während Professor Dr. Becker in Berlin eine Trommel verwendet. Die Aachener Anordnung dürfte gerade für straßenbautechnische Arbeiten manche Vorzüge genießen. Die Anstalt in Arlington bei Washington hat besondere Versuchseinrichtungen geschaffen, um den Einfluß von Stößen auf die Fahrbahnen vornehmlich bei Betondecken zu ermitteln. Von den zahlreichen Versuchen, die dort ausgeführt worden sind, haben für unsere Verhältnisse diejenigen Bedeutung, die sich auf die Verteilung von Stößen auf den Betonunterbau bei Asphaltstraßen beziehen, und durch die folgenden Ergebnisse gekennzeichnet sind:

Ohne Asphalt		Vielfaches der	Mit 5 cm Asphaltschicht		Vielfaches der	Flächendruck
Fallhöhe	Stoßgewicht	ruhenden Last	Fallhöhe	Stoßgewicht	ruhenden Last	kg
Beton 1 : 3 : 6 15 cm st.						
14 mm	8300	4,1	16 mm	8800	4,4	57
Beton 1 : 1½ : 3 15 cm st.						
18 mm	9100	4,5	15,6 mm	11000	5,5	71
Beton 1 : 1½ : 3 20 cm st.						
30 mm	18600	9,3	32 mm	17000	8,5	110

Dieser Überblick über das Straßenversuchswesen läßt erkennen, welche Summe geistiger Ingenieurarbeit zurzeit darauf verwendet wird, und daß es sich eigentlich noch im Anfangszustand befindet, seinen Höhepunkt sicher noch nicht erreicht hat. Es wird zwar gelegentlich von den Unternehmern im Straßenbau das gesamte Versuchswesen abgelehnt, die glauben, daß ihre Erfahrung sich durch nichts ersetzen lasse. Aber diese Erfahrung kann nur durch Jahrzehnte erworben werden. Solange kann der Straßenbau nicht warten, auch würde durch eine Unsumme von Fehlschlägen teures Lehrgeld zu zahlen sein, abgesehen davon, daß solche Erfahrungen durch die Fortschritte im Kraftwagenbau und in der Technik der Straßenbeläge dauernd überholt werden. In dieser Hinsicht ist gerade von den Versuchsstraßen der zweiten Gruppe der größte Erfolg zu erwarten, ihnen sollte man besonderes Vertrauen entgegenbringen. Indessen findet man auch die Auffassung, die diese Form zugunsten der ersten Gruppe nicht gelten lassen will. Das widerspricht aber völlig unsern heutigen Anschauungen in der wissenschaftlichen Technik, die doch auf allen Gebieten erstrebt, die naturwissenschaftlichen Gesetze, in dem Versuch, bei dem die Vorbedingungen geschaffen und möglichst alle Zufälligkeiten ausgeschaltet werden sollen, zu ergründen. Das Richtige wird auch hier sein, beide Wege zu beschreiten, die Ergebnisse auf den Versuchsstraßen der zweiten Gruppe auf den gewöhnlichen Verkehrsstraßen auf ihre Gültigkeit zu erproben. Ich habe daher keinen Zweifel, daß Anlagen, wie die Versuchsstraße bei Braunschweig, nicht nur unsere Erkenntnis bereichern, sondern sich auch in Kürze bezahlt machen werden.

Nach Jentsch werden in den nächsten Jahren 370 Mill. Mark jährlich in deutschen Straßen verbaut werden müssen, um das Straßennetz auf der Höhe zu halten. Diese Summe wird das verarmte Deutschland nicht aufbringen können, wir werden uns daher mit weniger einrichten müssen. Um so mehr muß darauf gesehen werden, mit den geringen zur Verfügung stehenden Mitteln eine Höchstleistung zu erzielen. Die zu beschreitenden Wege und anzuwendenden Verfahren wird uns das Straßenversuchswesen angeben.

PROBLEME DES STRASSENBAUS.

Von Beigeordneter und Oberbaurat a. D. Geißler, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden.

Der Kraftwagen hat im Vergleich zu den Pferdefuhrwerken mit seinem größeren Gewicht, mit der erhöhten Geschwindigkeit und der dadurch bedingten Stoßwirkung, mit der Verwendung von Gummireifen und der dadurch gegebenen Saugewirkung und mit dem Ersatz des ziehenden Rades durch das gezogene zum Teil eine verstärkte, zum andern Teile eine andersartige Beanspruchung der Straßen herbeigeführt. Da die bestehenden Befestigungsarten diesen Kräften nicht zu widerstehen vermochten, ist eine Zerstörung der Straßenoberfläche eingetreten, die nicht nur den Verkehr als solchen gefährdet, sondern auch durch die Erschütterungen und durch die Staubbildung zu den schlimmsten Belästigungen der Anwohner und der übrigen Benutzer der Straßen geführt hat. Den Unterhaltungspflichtigen fällt die schwere Aufgabe zu, die Straßenbefestigung dem modernen Verkehr anzupassen, um ihren vollkommenen Verfall zu verhindern.

Es gilt also unter weitgehendster Rücksichtnahme auf die vorliegenden finanziellen Schwierigkeiten, das bestehende Straßennetz in einen Zustand zu versetzen, der den billigen Anforderungen der Straßenanlieger und -benutzer entspricht. Nachdem die Straßenbauverwaltungen anfänglich durch die neuen Probleme etwas überrascht wurden, hat sich jetzt eine klare Erkenntnis der zu lösenden Aufgaben herausgebildet, und es beginnt ein systematisches Arbeiten an der Wiederherstellung der Straßen. Die Kosten, die hierfür im laufenden Etatsjahr bei den verschiedenen Körperschaften angefordert und bewilligt sind, ergeben angesichts der schlechten wirtschaftlichen Lage unseres Vaterlandes einen überraschend hohen Betrag, so daß der moderne Straßenbau zurzeit die eigentliche Ingenieuraufgabe darstellt. Wenn wir uns auch nicht mit den Vereinigten Staaten von Nordamerika vergleichen können, wo in diesem Jahre für Zwecke des Straßenbaus 1,3 Milliarden Dollar zur Verfügung stehen, so bedeutet die Aufwendung für Stadt- und Landstraßen in Deutschland doch einen wirtschaftlichen Faktor, der geeignet ist, einen guten Teil des wirtschaftlichen Lebens zu befruchten.

Entsprechend den Verhältnissen, wie sie sich in den allerletzten Jahren herausgebildet haben, sind die Probleme des Straßenbaus dreierlei Art. Es handelt sich um ein technisches, um ein finanzielles und um ein volkswirtschaftliches Problem. Soweit durch die öffentliche Gesundheitspflege dem Straßenbau gewisse Aufgaben gestellt werden, so deckt sich deren Lösung mit den Anforderungen des Verkehrs, indem eine Straßendecke, welche dem neuzeitlichen Verkehr zu widerstehen vermag, gleichzeitig staubfrei ist und Erschütterungen und Verkehrsgeräusche je nach den verschiedenen Befestigungsarten mehr oder weniger vollständig vermieden werden. Außerdem wird durch eine Anpassung der Straßen an den Verkehr an dem sozialen Problem unserer Tage, der Beseitigung der Klassengegensätze, insofern mit gearbeitet, als Kraftwagen und Fußgänger auf einer modernen Straße ohne gegenseitige Beeinträchtigung nebeneinander verkehren können.

1. Technisches Problem.

Das technische Problem ist nach den verschiedenen vorliegenden Untersuchungen über die Beanspruchung der Straßendecken durch den Kraftwagen klar umrissen. Die Kräfte, die auf den Straßenkörper wirken, sind nach Art und Größe festgestellt. Dagegen ist das Verhalten der Straßendecken unter diesen Kräften und die Beanspruchung der Baustoffe noch nicht vollkommen geklärt. Außerdem können aus dem bisherigen Ergebnis der jungen Wissenschaft des modernen Straßenbaus gewisse Anforderungen an die Befestigung der Oberfläche gestellt werden, welche den Bestand gewährleisten. Dadurch, daß die Straßenoberfläche bis auf weiteres noch der doppelten Beanspruchung durch die Kraftwagen einerseits und die eisenbeschlagenen Zugpferde anderseits unterwor ist, wird das Problem im gewissen Sinne kompliziert. Zweifelsfalle müssen jedoch die Anforderungen des Kra wagens entscheidend sein.

Am besten entspricht den Anforderungen des moder Verkehrs eine monolithische Decke, d. h. eine Decke, wel vollkommen eben und möglichst gleichartig nach ihrer sammensetzung ist. Indem sich diese gleichmäßig abnu werden die Stöße gemindert, welche sich bei verschiede Härte und Abnutzbarkeit von Tragkörper und Bindemit ergeben. Dabei muß das Bindemittel so beschaffen sein, es vermöge seiner Klebekraft der Saugewirkung des Gum reifens des Rades zu widerstehen vermag. Für das eigentli Traggerüst der Straße kommen nur die sogenannten Ha gesteine in Frage, welche den größeren Druck aufnehm können, ohne zerstört zu werden, und bei denen die Abnutzb keit unter der Schleifwirkung des ziehenden Rades geringsten ist.

Sofern es sich darum handelt, nicht eine neue Deckl zu schaffen, sondern die vorliegende den veränderten Verkeh verhältnissen anzupassen, besteht die Aufgabe darin, natürlichen Bindemittel durch solche zu ersetzen, wel unter der Saugewirkung der Krafträder nicht herausgeris werden. Bei Pflaster, sei es Klein- oder Großpflaster, ist a der Sand und Kies in den obersten Schichten durch bituminöses oder hydraulisches Bindemittel zu ersetz welches fest an den Steinen haftet, und bei der Chaussieru muß das Traggerüst, welches aus Steinen verschiedener Ko größe besteht, durch bituminöse Bindemittel, Asphalt o Teer, zusammengehalten werden.

Unter Bitumen werden hierbei entsprechend dem V schlage von Dr. Mallison nur die natürlichen Asphalte, Asphaltgesteine und die Erdölasphalte verstanden, also ni Teer und Pech, während bituminös nicht allein bitum enthaltend, sondern auch bitumenähnlich bedeutet.

Unter den zahlreichen Ausführungsarten zur Herstellu neuer Straßendecken gibt es eine größere Zahl, welche Bedingungen bezüglich der Aufnahme der die Straße be spruchenden Kräfte erfüllen. Die Dauer der Bewährung un dem neuzeitlichen Verkehr und damit die Wirtschaftlichk dieser Verfahren kann jedoch zurzeit noch nicht festgest werden, da die Zeitspanne seit der Verlegung dieser Deck noch verhältnismäßig klein ist. Immerhin kann unter neuen Befestigungsarten der Sandasphalt, der Asphaltbet und der Teerbeton, bei welchen nach dem Prinzip des Ho raumminimums eine vollkommen dichte Decke erreicht wi Anspruch darauf machen, den modernen Konstruktio grundsätzen zu entsprechen. Dabei ist es gleichgültig, unter der Decklage, als eigentlicher Tragschicht, ein schlossener Binder oder ein sogenannter offener Binder Gestalt von Asphalt- oder Teerschotter Verwendung find Ebenso kann jede feste Decke, sei es nun eine alte Chaussieru Betonlage oder altes Pflaster als Grundbau Verwendu finden. Asphaltschotter (Steinschlagasphalt) und Teerschot sind mit Rücksicht darauf, daß sie keine dichte Oberfläc ergeben, weniger hochwertig. Sie bedürfen eines entsprechend Anstriches, der etwa alle Jahre zu erneuern ist. Die Bet straßen, d. h. die Straßen, deren Decklage aus Beton beste mit Unterbau aus Beton, Chaussierung oder altem Pflast haben alle Vorzüge einer monolithischen Decke. Währe bei den Decken mit bituminösen Bindemitteln die Temperat spannung sich in einer Veränderung des Oberflächenzustan auswirkt, haben sie bei den Betonstraßen Längenänderung zur Folge, deren Unschädlichmachung noch nicht vollkomm gelungen ist. In der jetzigen Ausführung, vor allem un Verwendung von Soliditit-Beton, ist jedoch schon ein Straße

befestigungsmittel gegeben, welches den besten zuzurechnen ist. Unter den alten Verfahren entsprechen der Stampfasphalt und der Gußasphalt am vollkommensten den Anforderungen des modernen Verkehrs, wenngleich der erstere unter diesem Verkehr Eigenschaften annimmt, wie große Glätte und Schlüpfrigkeit, welche den Verkehr gefährden. Die Oberflächenherstellung aus Pflaster der verschiedensten Art, wie Holzpflaster, Großpflaster aus natürlichem und künstlichem Stein, Kleinpflaster usw. ergibt eine Befestigung, die sich mehr als ein Jahrzehnt bewährt hat. Es ist jedoch erforderlich, wie oben angegeben, das Pflaster mit geeigneten Bindemitteln staubfrei zu machen, und dadurch gleichzeitig den Bestand zu sichern. Trotzdem stehen diese Befestigungsarten mangels einer gleichmäßig zusammenhängenden Decke in bezug auf glattes Fahren und Verkehrsgeräusch den vorher genannten Arten nach.

Da in den Städten noch vielfach 50% und mehr der Straßenflächen aus Schotterstraßen bestehen und die Landstraßen zum überwiegenden Teil, über 90%, diese Ausführungsart aufweisen, so kommt dem Problem, die Technik der Neueindeckung der Schotterstraßen den veränderten Verkehrserfordernissen anzupassen oder aber bestehende Schotterstraßen für die Aufnahme der veränderten Verkehrskräfte geeignet zu machen, besondere Bedeutung zu. Die Ausführungsarten, bei denen das Schottermaterial mit Bitumen oder Teer in Mischmaschinen heiß gemischt und danach heiß oder kalt aufgebracht wird, haben den Nachteil, daß sie eine besondere Maschinenanlage erfordern und infolgedessen teuer sind. Wirtschaftlicher sind die Verfahren, bei welchen die bisher übliche Art des Einbaus einer Schotterdecke beibehalten wird und die bituminösen Bindemittel nach der ersten Walzarbeit aufgegossen werden (Tränk- oder Halbtränkverfahren). Diese Ausführungen geschehen im allgemeinen im Heißverfahren, indem Bitumen oder Teer, auf die entsprechende Temperatur erhitzt, auf das Steingerippe der Schotterbahn aufgebracht werden. Voraussetzung dabei ist, daß die Oberfläche vollkommen trocken ist, erwünscht ist, daß die Straßenfläche durch Sonnenbestrahlung möglichst durchwärmt ist. Auf diese Weise kann die Lebensdauer einer gut erhaltenen Schotterlage verlängert und, wenn der Oberflächenanstrich je nach der Größe des Verkehrs alle ein bis zwei Jahre erneuert wird, eine Decke geschaffen werden, die für die größte Zahl unserer Landstraßen vollkommen ausreicht. Ein Nachteil dieser Verwendungsart des Asphalts oder Teeres besteht darin, daß sie nur bei gutem Wetter aufgebracht werden können. Auf die Ausführung bei feuchtem Wetter oder auf das Aufbringen auf nicht vollständig trockenes Steinmaterial ist ein großer Teil der Mißerfolge zurückzuführen, die bei der Tränkung oder Oberflächenbehandlung mit Asphalt oder Teer zu verzeichnen sind.

Die Schwierigkeiten, die durch die Forderung nach vollkommener Trockenheit der Decke bei der Ausführung gegeben sind, können vermieden werden, wenn Emulsionen von Asphalt oder Teer verwendet werden, da diese auch an dem nassen Steinmaterial haften. Bekannt ist die Anwendung der Teeremulsion von Dr. Raschig, Ludwigshafen, Kiton genannt, bei welcher der Teer durch Zusatz von Ton in Aufschwemmung erhalten wird.

Neuerdings erscheint nun ein Verfahren auf dem Plan, das vielleicht berufen ist, den Straßenbau grundlegend zu beeinflussen. Das ist die Anwendung von Asphaltemulsion. Es bestehen zurzeit zwei Erzeugnisse, nämlich eine Emulsion, die nach englischem Patent erzeugt wird und den Namen Kolas (cold asphalt) führt, zum andern eine Emulsion, welche nach einem deutschen Verfahren hergestellt wird und die Bezeichnung Bitumuls hat. Beide unterscheiden sich durch verschiedene Emulgierungsmittel. Sie können beide als Kaltasphalt bezeichnet werden. Verfahren, die mit Teer arbeiten, führen nach der oben festgesetzten Nomenklatur diese Bezeichnung zu Unrecht. Das ältere, das Kolasverfahren, ist in England seit drei Jahren bewährt. In Deutschland hat es seit dem Jahre 1925 Eingang gefunden. Der Kolas wird sowohl für das Tränkverfahren als auch für die Oberflächenbehandlung verwendet. Für das erstere ist es nur notwendig, bei der Neueindeckung von Chausseen die Technik in der Weise zu modifizieren, daß unter der Schotterlage ein Sandbett angeordnet wird, welches nach dem Einwalzen einen Verschluß nach unten herstellt. Bei der Oberflächenbehandlung muß das Steingerippe derartig freigelegt werden, daß eine innige Bindung des Bitumens am Stein sich ergibt. Das Kolasverfahren zeichnet sich durch große Einfachheit aus und hat den erheblichen Vorzug, daß es keine trockenen Straßen erfordert. Es kann also in der ganzen Bauzeit von sechs Monaten zur Ausführung kommen, auch bei Regen, sofern dieser nicht als Platzregen auftritt. Es hat weiterhin den Vorteil großer Wirtschaftlichkeit und berechtigt nach den bisherigen Erfahrungen dazu, bei der Wiederinstandsetzung des deutschen Straßennetzes eine große Rolle zu spielen.

In richtiger Erkenntnis der Vorzüge dieses Verfahrens ist die Stadt Dresden dazu übergegangen, im großen Ausmaße das Netz der Schotterstraßen, welches 44% der gesamten Straßenfläche ausmacht, einer Oberflächenbehandlung mit Kolas zu unterziehen, so daß die gesamten Straßen der Stadt in etwa drei Jahren staubfrei sein werden. Desgleichen wendet die Straßenbauverwaltung des Freistaates Sachsen das Verfahren in beiden Ausführungsarten in großem Umfange an. In dem laufenden Jahre werden nicht weniger als 2,5 Millionen Quadratmeter mit Kolas behandelt.

Daß beide Verwaltungen auf dem richtigen Wege sind, geht unter anderem aus folgendem hervor:

Die Münchner Straße im Süden Dresdens, die eine Steigung von 4—5% hat, wird am Tage in jeder Richtung 170 mal vom Autobus (Sechsrad-Büssing) befahren. Die chaussierte Straßendecke, die nicht zu halten war, ist seit der einmaligen Oberflächenbehandlung mit Kolas vor zehn Wochen in tadellosem Zustand. Demgegenüber haben die Erfahrungen des Verfassers aus seinem früheren Wirkungskreise in Duisburg gezeigt, daß dieselben Autobusse bei nur 32 Fahrten am Tage eine ebene chaussierte Straße in 3—4 Wochen vollständig zerstörten.

Das technische Problem, eine Straße zu schaffen, die allen Anforderungen des Verkehrs entspricht, kann daher im allgemeinen als gelöst betrachtet werden, wenngleich die verschiedenen in Frage kommenden Konstruktionen verschiedenwertig sind und die Bewährung der neuen Verfahren noch abgewartet werden muß. Außerdem hat es den Anschein, als ob in den neuesten Verfahren der Befestigung mit Asphaltbitumen ein Mittel gefunden ist, Schotterstraßen, die noch in gutem Zustande sind, in diesem auch unter den neuen Verkehrslasten zu erhalten oder bei Neuschotterung unter Verwendung von Asphaltbitumen mit verhältnismäßig geringem Aufwand eine dauerhafte Straßendecke in der bisherigen Ausführungsart zu schaffen.

2. Finanzielles Problem.

Alle Straßenbaufachleute sind sich darüber einig, daß so schnell als möglich durchgreifende Maßnahmen ergriffen werden müssen, um dem Verfall der deutschen Straßen unter der Einwirkung der Kraftwagen Einhalt zu tun. Verschiedene Ansichten herrschen nur über die Wahl des Verfahrens und über die Art des Vorgehens.

Was zunächst die Wahl des Verfahrens anlangt, so sind die hochwertigen Decklagen, die in erster Linie für Stadt- und Landstraßen in Frage kommen, wie Kleinpflaster, Gußasphalt, Walzasphalt, Asphaltbeton, Teerbeton und Zementbeton, annähernd gleichwertig. Mit ihnen in Vergleich zu stellen sind die Verfahren, bei denen die alte Schotterdecke beibehalten wird. Die Wirtschaftlichkeit dieser verschiedenen Verfahren hängt in erster Linie von der Lebensdauer ab. Sie möge für vier verschiedene Befestigungsarten betrachtet werden, nämlich Kleinpflaster, Asphaltbeton, Schotterstraßen mit Oberflächenbehandlung mittels Asphaltemulsion und ge-

wöhnliche kieswassergebundene Schotterstraße, und zwar für eine Straße mit mittlerem Verkehr, d. h. eine solche, die alle drei Jahre eine Neudeckung erforderlich macht. Die Tilgung ist dabei außer acht gelassen worden, da diese nur eine finanztechnische Maßnahme darstellt und infolgedessen für den Vergleich ausscheidet.

Befestigungsart	Anlagekosten	Lebensdauer in Jahren	Verzinsung 7% in M	Erneuerungsrücklage i. M. bei 7% Zinsen	Zusammen in Mark	Unterhaltungskosten in M.	Gesamtkosten in M.
Kleinpflaster . . .	12 00	25	0,84	0,19	1,03	0,10	1,13
Asphaltbeton . . .	8,50	15	0,60	0,34	0,94	0,25	1,19
Chaussierung mit Oberflächenbehandlung	4,30	6	0,30	0,60	0,90	0,30	1,20
Chaussierung (kieswassergebunden)	3,00	3	0,21	0,93	1,14	0,20	1,34

Das Ergebnis dieser vergleichenden Wirtschaftlichkeitsberechnung hat naturgemäß keinen Anspruch auf unbedingte Richtigkeit, da die Annahme bezüglich der Lebensdauer und der Unterhaltungskosten, soweit die Verwendung von Asphalt in Frage kommt, unsicher ist. Außerdem beeinflußt eine andere Festsetzung des Zinsfußes das Ergebnis. Immerhin können hieraus folgende Schlüsse gezogen werden: Das Kleinpflaster ist, wie auch sonst vielfach festgestellt, das wirtschaftlich günstigste. Die Chaussierung alter Ausführungsart erfordert die höchsten Aufwendungen. Zwischen beiden stehen die beiden Ausführungsarten unter Verwendung von Asphalt, die ungefähr gleichwertig sind, wobei jedoch der Kapitalaufwand für Asphaltbeton etwa das Doppelte ausmacht von der Oberflächenbehandlung mit Asphaltemulsion. Bei stärkerem Verkehr (Neudeckung alle 1—2 Jahre), der bei Stadtstraßen und auf den Landstraßen in unmittelbarer Umgebung der Großstadt in Frage kommt, verschieben sich die Verhältnisse weiter zugunsten des Kleinpflasters.

Wenn die Beschaffung des Kapitals keine Schwierigkeiten machen würde, würde danach die Befestigung mit Kleinpflaster das Gegebene sein. Wenn auf eine fugenlose Decke Wert gelegt wird, käme Asphaltbeton oder eine andere gleichwertige Decke in Frage. Der Kostenaufwand je Kilometer beträgt bei Kleinpflaster bei einer 5,0 m breiten Fahrbahn 5 . 1000 . 12 = 60000 M.; bei Asphaltbeton würde der entsprechende Aufwand 42500 M. ausmachen. Wollte man alle Staats- und Provinzialstraßen, die sich im allgemeinen mit den Straßen größeren Verkehrs decken, in dieser Weise befestigen, so ergäbe dieses einen Geldmittelbedarf, der weder aufzubringen noch zu verzinsen wäre.

Um dies an einem Beispiel darzutun, seien die Verhältnisse der Rheinprovinz zugrunde gelegt. Diese hat rund 8136 km Provinzialstraßen. Diese mit einer hochwertigen Decklage zu versehen, ergibt bei einem mittleren Kostenaufwand von 9,0 M. je Quadratmeter und einer 5,0 m breiten Fahrbahn einen Gesamtaufwand von 360 Millionen Mark. Verteilt man den Umbau auf 24 Jahre, so müßten danach jährlich 15 Millionen Mark beschafft werden, und der Zinsendienst ohne Tilgung würde sich jährlich um 1,05 Millionen Mark vergrößern. Nach 10 Jahren würde er bereits 10,5 Millionen Mark ausmachen. Diese Beträge aufzubringen, ist selbst für die reichste Provinz Preußens nicht möglich, abgesehen davon, daß bei dieser Art des Vorgehens auf eine Reihe von Jahren der größte Teil des Straßennetzes den Verkehrsanforderungen nicht genügen würde.

Angesichts der derzeitigen wirtschaftlichen Verhältnisse ist es also notwendig, sich zu bescheiden, und für die große Zahl der Straßen mittleren Verkehrs Verfahren zur Anwendung zu bringen, die einen geringen Kapitalaufwand erfordern und dabei doch den Anforderungen an die Erhaltung der vorhandenen Decklage, an Staubfreiheit und Geräuschlosigkeit entsprechen. Liegt eine Decke vor, bei welcher zwar Schlaglöcher vorhanden sind, die aber im übrigen noch brauchbar ist, so kann diese nach Ausfüllung und Tränkung der Schlaglöcher und anschließender Oberflächenbehandlung mit Asphalt oder Teer für den Kraftwagenverkehr hergerichtet werden. Der Geldbedarf ergibt sich dabei zusammen zu rund 7000 M/km, das sind $^1/_6$ bis $^1/_8$ der Kosten für eine hochwertige Decklage.

Allgemein gilt deshalb als wirtschaftlicher Grundsatz, daß von den Landstraßen nur die Straßen stärksten Verkehrs in der Nähe der Großstadt und bei Stadtstraßen nur die Hauptverkehrsstraßen für die Befestigung mit hochwertiger Decklage in Frage kommen. Die große Zahl der übrigen Straßen muß durch geeignete Oberflächenbehandlung dem Bedürfnis des Kraftwagenverkehrs angepaßt werden. Jene Ansicht einzelner Straßenfachleute, daß nur von der Verwendung hochwertiger Decklagen das Heil zu erwarten sei, kann nicht als richtig anerkannt werden, weil dies dazu führen würde, den Zeitpunkt einen erträglichen Zustand unseres Straßennetzes herbeizuführen, auf längere Zeit hinauszuschieben. Das Bessere das mit der Anwendung der hochwertigen Decklage gegeben ist, würde der Feind des Guten sein, das durch Oberflächenbehandlung erreicht werden kann.

Im Hinblick auf die vielfachen Nachteile, die ein schlechtes Straßennetz in wirtschaftlicher, hygienischer und sozialer Beziehung zur Folge hat, muß weiterhin auf das Tempo der Straßenwiederherstellung der größte Wert gelegt werden. Beim Ausbau mit hochwertigen Decklagen wird nach Lage der finanziellen Verhältnisse mindestens mit einem Zeitraum von 20 Jahren zu rechnen sein, bis das gesamte Straßennetz in Ordnung sein würde, ganz abgesehen davon, ob die Steinindustrie in der Lage sein wird, die notwendige Menge von Material zu beschaffen. Bei der Oberflächenbehandlung mit Asphalt oder Teer steht technisch nichts im Wege, das Straßennetz in jedem gewünschten Umfang herzurichten, soweit nicht die Ausführung mittels Teer durch schlechte Witterung verzögert wird. Wirtschaftlich ergeben sich bereits bei der ersten Neudeckung, sei es nach einem, zwei oder drei Jahren, Ersparnisse, wenn man annimmt, daß die Lebensdauer der Decke durch die Behandlung auf die doppelte Zeit verlängert wird. Anderseits ist der gesamte Aufwand geringer, so daß z. B. bei einer Neudeckung alle drei Jahre im vierten Jahre das Umbauprogramm durchgeführt sein kann, ohne daß der gesamte Geldbedarf höher ist als der Bedarf bei normaler Unterhaltung in denselben Jahren, wie aus der nachstehenden Tabelle hervorgeht:

Jahr	Mittlerer Verkehr Neudeckung alle 3 Jahre		Schwerer Verkehr Neudeckung alle 2 Jahre	
	ohne Oberflächenbehdlg	mit Oberflächenbehdlg.	ohne Oberflächenbehdlg.	mit Oberflächenbehdlg
1	3,00	3,00 + 1,30	3,00	3,00 + 1,30
2	0,20		0,20	
3	0,20	0,70	3,00	0,70
4	3,00		0,20	
5	0,20	0,70		
6	0,20			
Summe:	6,80 M.	5,70 M.	6,40 M.	5,00 M.

3. Volkswirtschaftliche Probleme.

Der oberste Grundsatz jeder gesunden Volkswirtschaft daß mindestens die vorhandenen Werte zu erhalten sind wird bei der jetzigen Straßenwirtschaft gröblich verletzt. Mit den zur Verfügung stehenden Mitteln wird ein Teil zur Herstellung hochwertiger Decklagen verwendet, mit dem verbleibenden Rest werden die übrigen Straßen nur notdürftig

unterhalten. Bei diesem Verfahren ist der sichere Verfall der Straßen nach wenigen Jahren vorauszusehen. Angesichts der Unmöglichkeit, die erforderlichen Mittel zur ordnungsmäßigen Unterhaltung der Straßen zu erhalten, ist die Einstellung der verantwortlichen Straßenbaudezernenten verständlich, die, ebenso wie der Verfasser in seiner früheren Tätigkeit, auf dem Standpunkte stehen, lieber die verfügbaren Mittel für die Zwecke der Herstellung hochwertiger Decklagen zu benutzen und die übrigen Straßen zu Bruch gehen zu lassen, als weiterhin unproduktive Ausgaben für die Schotterung mittels Kieswasserbindung zu machen. Sie fügen sich resigniert in das Unvermeidliche, daß ausreichende Mittel zur Unterhaltung der Straßen nicht zur Verfügung gestellt werden können.

Nachdem durch die modernen Verfahren die Möglichkeit gegeben ist, eine ordnungsmäßige Unterhaltung durchzuführen, ohne daß damit höhere Ausgaben verbunden sind, kann der angedeutete Standpunkt nicht mehr aufrechterhalten werden. Im eigensten Interesse muß vielmehr das Streben der Wegeunterhaltungspflichtigen dahin gehen, den Mehraufwand an Mitteln, der nur im ersten Jahre erforderlich ist, zu beschaffen. Insofern ist die Aufnahme von Anleihen für die Zwecke des Straßenbaus volkswirtschaftlich durchaus gerechtfertigt.

Eine gute Unterhaltung des Straßennetzes ist aber nicht nur für die Dauer das Wirtschaftlichste, sondern liegt auch im Interesse der Kraftfahrzeugbesitzer, welche die Straßen benutzen. Die Betriebskosten sowohl als auch die Kosten der Wagenunterhaltung sind bei guten Straßen nicht unwesentlich geringer als bei schlechten Straßen. Nach den amerikanischen Untersuchungen, die darüber vorliegen, beträgt die Ersparnis an Betriebskosten bei Personenwagen 19%, bei Lastwagen mit Luftreifen 17% und bei Kraftomnibussen 20%. Über die Ersparnisse an Wagenunterhaltungskosten liegen exakte Untersuchungen nicht vor. Sie können jedoch auf 8—10% geschätzt werden, so daß sich die laufenden Kosten insgesamt um rund 25% niedriger stellen bei guten neuzeitlichen Straßendecken gegenüber der gewöhnlichen Schotterstraße. Bei einem Bestand von 80000 Lastkraftwagen in Deutschland und einer Leistung von 10000 Betriebskilometern im Jahre bedeutet dieses eine Ersparnis von 80000.10000 .0,50.0,25 = 100 Millionen Mark. Diese Ersparnis kommt der Wirtschaft unmittelbar zugute und bedeutet eine Verringerung der Produktionskosten. Im einzelnen ergibt sich, wenn man die Betriebskosten für ein Tonnenkilometer mit 30 Pf. in Rechnung stellt, eine Verringerung der Kosten um 7,5 Pf., d. h. eine gute Wirtschaft, welcher wie in Amerika und England gute Straßen zur Verfügung stehen, ist in der Lage, eine Tonne um 7,5 Pf. billiger zu transportieren als die deutsche Wirtschaft. Dazu kommen noch die Ersparnisse aus Personenwagenkilometern, die in der Hauptsache gleichfalls die Wirtschaft entlasten.

Wenn der oben entwickelte Grundsatz als richtig anerkannt wird, nur die Hauptverkehrsstraßen in Stadt und Land mit einer hochwertigen Decklage zu versehen und die übrigen Straßen in der bisherigen Weise unter Anwendung verbesserter Technik zu unterhalten, so wird die Steinindustrie nach wie vor ihre entsprechenden Absatzgebiete haben, denn bei allen Ausführungsarten ist das Steingerüst der eigentliche tragende Teil der Konstruktion. Nur die Größe der einzelnen Steine und der Anteil der verschiedenen Korngrößen sind verschieden. Es wird allerdings erforderlich sein, daß sich die Steinindustrie zwecks Lieferung der geeigneten Korngröße für Asphaltbeton, Teerbeton usw. entsprechend umstellt, um die zur Erzielung einer dichten Oberfläche erforderliche Korngröße jederzeit und in der gewünschten Güte und Reinheit zur Verfügung zu haben. Bei diesen Decken werden genau wie bei dem Kleinpflaster in erster Linie die Hartgesteine zur Verwendung kommen müssen.

Es wäre nun noch die Frage zu untersuchen, ob es volkswirtschaftlich zu verantworten ist, Asphalt für die Zwecke des Straßenbaus in größerem Umfange zu verwenden, mit Rücksicht darauf, daß die deutschen Vorkommen nur einen Bruchteil des gesamten Bedarfs decken und der überwiegende Teil vom Ausland bezogen werden muß. Die Vertreter der Teerindustrie nehmen gern den Standpunkt ein, dem Teer als dem heimischen Produkt in jedem Falle den Vorzug zu geben. Das ist nur dann richtig, wenn der Teer im Straßenbau dem Asphalt in jeder Beziehung gleichwertig ist. Nun hat aber die Erfahrung der letzten Jahre gelehrt, und die wissenschaftlichen Untersuchungen haben dies bestätigt, daß gewisse Eigenschaften des Teeres, wie der geringe Wärmeabstand und die Veränderungen, die er unter der Atmosphäre erleidet, ihn als Straßenbaumittel nicht so geeignet erscheinen lassen wie den Asphalt, wenigstens soweit die oberste Decklage in Frage kommt. Wenn die Ausgabe für Asphalt bei der Straßenherstellung absolut genommen in engen Grenzen bleibt, kann deshalb hier wie auf anderen Gebieten der Wirtschaft das ausländische Produkt nicht entbehrt werden. Bei der Oberflächenbehandlung mit Asphaltemulsion beträgt die erforderliche Menge bei zweimaligem Aufbringen 2,5 kg einer 50%-Emulsion je Quadratmeter, d. h. die Menge des Bitumens beträgt 1,25 kg/qm. Für 1 km Straße von 5 m Breite werden also 6,25 Tonnen Bitumen benötigt. Wenn man den Preis für 100 kg Bitumen frei Gewinnungsort mit 12 M. in Ansatz bringt, so wird die deutsche Volkswirtschaft für je 1 km behandelter Straße mit 750 M. belastet. Mit einem Aufwand von 1 Million Mark für Bitumen können also rund 13000 km Straße hergerichtet werden, ein Geldbetrag, der in der bestehenden Handelsbilanz eine bescheidene Rolle spielt.

Welche Art der Straßenbefestigung aber auch gewählt werden möge, in jedem Falle wird der Aufwand zum überwiegenden Teile in Löhne umgesetzt, dabei ist das Verhältnis der Löhne zu den Kosten der Baustoffe im großen Durchschnitt annähernd wie 1 : 1. Bei der Schotterung und dem Kleinpflaster ist der Anteil der Baustoffe etwas größer. Dagegen sind die Kosten der Baustoffe in diesem Falle in der Hauptsache das Ergebnis der bei der Gewinnung aufgewendeten Arbeitslöhne. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei den übrigen Befestigungsarten, weshalb allgemein der Gesamtanteil der Löhne an dem fertigen Produkt mit etwa 80% zu bewerten ist. Die Aufwendung von Mitteln für die Zwecke des Straßenbaus tragen also zu einem hohen Prozentsatz dazu bei, die vorhandene Arbeitslosigkeit zu mildern, und sind in doppelter Beziehung produktiv, indem sie die Zerstörung vorhandener Werte verhindern und die Beförderungskosten auf den Straßen verringern.

JAHRESHAUPTVERSAMMLUNG DES REICHSVERBANDES DER PFLASTERSTEIN- UND SCHOTTERINDUSTRIE E. V., SOWIE DES VERBANDES DER DEUTSCHEN GRANITSTEININDUSTRIE E. V. IN BRESLAU.

Die 21. Jahresversammlung tagte zum ersten Male östlich von Berlin und zwar in Breslau, um einem oft geäußerten Wunsche der schlesischen Steinindustrie zu entsprechen. Der Verband der Granitsteinindustrie tagte am 10. Mai und der Reichsverband der Pflasterstein- und Schotterindustrie am 11. Mai. Beide Versammlungen waren außerordentlich gut besucht, was einerseits auf die große Wichtigkeit der zur Beratung stehenden Gegenstände zurückzuführen war, die an den Lebensnerv der Steinindustrie rühren, wie die in Aussicht stehende Erhöhung des Reichsbahntarifs für verschiedene Steinsorten und der bevorstehende Abschluß des deutsch-schwedischen Handelsvertrages, der die deutsche Steinindustrie

in dieselbe Lage zu bringen droht, wie der deutsch-spanische Handelsvertrag die Weinbauern am Rhein und Mosel gebracht hat. Andererseits bestand aber auch ein großes Interesse an einer Besichtigung der schlesischen Betriebe, welche den meisten Mitgliedern aus dem Reiche noch völlig unbekannt waren. Infolgedessen wies diese Tagung den stärksten Mitgliederbesuch auf, der bisher je bei einer Jahresversammlung zu verzeichnen war.

Die Verhandlungsgegenstände waren an beiden Verhandlungstagen im wesentlichen dieselben, nämlich die Erledigung der Regularien, ferner die bevorstehende Tariferhöhung der Reichsbahn, vor allem aber der deutsch-schwedische Handelsvertrag, der die deutsche Steinindustrie mit dem Ruin bedroht, und schließlich die erforderlich gewordene erhöhte Werbetätigkeit, sowie Lohntariffragen.

Die üblichen Regularien wurden an beiden Tagen glatt erledigt. Der alte Vorstand des Reichsverbandes der Pflasterstein- und Schotterindustrie wurde wiedergewählt mit Ausnahme des aus Gesundheitsrücksichten zurückgetretenen Herrn Felix Zachmann, Leipzig, an dessen Stelle Herr Regierungsrat a. D. Dr. Barkhausen, Dresden, gewählt wurde. Dem im 6. Jahre tätigen Vorsitzenden, Herrn Direktor A. Klefenz, Darmstadt, wurde der besondere Dank der Versammlung im Namen der ganzen Steinindustrie für seine aufopfernde Tätigkeit ausgesprochen.

Werbefragen: Während bisher die deutsche Pflasterstein- und Schotterindustrie von dem Gesichtspunkte ausging, daß ihre Wegebaustoffe seit alter Zeit bekannt und bewährt sind, und sie daher keine besondere Werbetätigkeit für die Weiter- und Mehrverwendung nötig hätte, hat das vergangene Jahr gelehrt, daß die neuartigen Straßenbaustoff-Industrien durch rege Werbetätigkeit versuchen, größere Absatzmöglichkeiten für sich zu erschließen.

In der Aussprache über die Werbemöglichkeiten wurde in Vorschlag gebracht, entsprechend dem Vorgehen anderer Industrien einen Film herstellen zu lassen. Auch soll mehr als bisher die Presse unterrichtet und durch Broschüren Aufklärungsarbeit geleistet werden.

Außenhandelsfragen: Der in Bearbeitung befindliche neue deutsche Zolltarif ist noch nicht fertiggestellt. Die Wünsche der Industrie gehen dahin, in dem neuen Zolltarif für Pflastersteine einen Zollsatz von 60 RM. je 100 kg festzusetzen.

Hinsichtlich des deutsch-schwedischen Handels- und Schiffahrtsvertrages wurde mitgeteilt, daß trotz der ausdrücklichen Forderung der Steinindustrie, den Zollsatz zu erhalten, da andererseits Wettbewerbsunmöglichkeit eintreten würde, doch im letzten Augenblick von der deutschen Delegation dem Fortfall jeglichen Einfuhrzolles zugestimmt worden ist. Bis zur Stunde waren authentische Mitteilungen von den Regierungsstellen nicht zu erhalten. Nach Nachrichten von sehr gut unterrichteter Seite kann aber an dem Abschluß des Handelsvertrags auf der Basis zollfreier Pflastersteineinfuhr nicht mehr gezweifelt werden.

Das Gefährliche des deutsch-schwedischen Handelsvertrages mit Zollfreiheit für Pflastersteineinfuhr besteht darin, daß nunmehr automatisch auch alle anderen Nachbarstaaten, mit welchen bereits Handelsverträge bestehen, wie Tschechoslowakei, Österreich, die Schweiz und Belgien, nunmehr auf Grund der Meistbegünstigungsklausel gleichfalls freie Einfuhr für ihre Steine verlangen können, so daß daraufhin sämtliche Nachbarstaaten uns mit ihren billigen Steinerzeugnissen überschwemmen und die heimische Steinindustrie dem Ruin entgegenführen werden. Da die deutsche Steinindustrie in rd 1000 Betrieben ca. 50 000 Arbeiter beschäftigt, würde sich dieser deutsch-schwedische Handelsvertrag für unsere Volkswirtschaft geradezu verheerend auswirken.

Es wurde deshalb folgende Entschließung angenommen und beschlossen, sie an sämtliche in Frage kommenden Regierungsstellen und Parlamente zur Absendung zu bringen:

„Die aus allen Teilen des Reiches nach Breslau geeilten Vertreter der deutschen Pflasterstein- und Schotterindustrie haben am 11. Mai zu der im deutsch-schwedischen Handels- und Schiffahrtsvertrage festgelegten unbeschränkten zollfreien Einfuhr für Pflastersteine und zu der beabsichtigten Erhöhung der Ausnahmetarife für Wegebaustoffe aus Naturgestein Stellung genommen.

Angesichts der in weiten Kreisen Deutschlands bereits vorhandenen trostlosen Lage der Steinindustrie, die bereits zu zahlreichen Betriebseinstellungen und Arbeiterentlassungen führte, sind alle Vertreter einstimmig der Auffassung, daß jede der beiden Maßnahmen, auch einzeln durchgeführt, die Wettbewerbsfähigkeit gegenüber der ausländischen Steinindustrie vernichtet und die Erwerbsmöglichkeit von rd 1000 Betrieben und 50 000 Arbeitern ernstlich gefährdet."

Reichsbahntarife: Hinsichtlich dieser Frage handelte es sich im wesentlichen um die Vorlage des Reichsverkehrsministeriums an dem am 19. 5. zusammentretenden Reichseisenbahnrat, die Frachtsätze für Pflaster-, Bord- und Randsteine um 30—40% zu erhöhen. Es ist beabsichtigt, die im Ausnahmetarif 5 enthaltenen höherwertigen Produkte in einen neuen Tarif zu versetzen, der rd 10% unter der ordentlichen Wagenladungsklasse F liegt. Daneben soll ein Rohblockausnahmetarif geschaffen werden, welchem jedoch seitens der Granitsteinindustrie nur wenig Interesse entgegengebracht wird, da grundsätzlich nur bearbeitetes Material zum Versand gebracht werden soll. Eine wesentlich andere Stellung nimmt jedoch die Granitschleiferei ein, die auf den Bezug von Rohblöcken angewiesen ist, insbesondere, soweit es sich um farbigen Granit aus Schweden handelt.

Umschlagtarife: Es wurde angeregt, für einzelne Wasserstraßen, insbesondere für das Elbegebiet, Umschlagtarife aufzustellen, um die Steintransporte über den Wasserweg zu erleichtern. Für einzelne Bezirke sind derartige Umschlagtarife direkt ein Bedürfnis.

Lohnbewegung: Im Januar ist in der Steinindustrie ein neuer Arbeitstarifvertrag abgeschlossen worden, dessen Verbindlichkeitserklärung jedoch noch nicht erfolgt ist, weil verwandte Industrien, wie z. B. der Kalkbund, sich benachteiligt fühlen und Beschwerde geführt haben. Der eigentliche Grund für diese Stellungnahme sei, daß die Kalkindustrie hofft, zu Schotterlieferungen für den Straßenbau zu gelangen z. B. bei der Dammann-Decke (Teer mit Kalksteinschotter).

Auch verschiedene andere Einsprüche liegen noch vor.

Ganz allgemein war von der Geschäftsführung des Verbandes der Abschluß langfristiger Tarifverträge empfohlen worden, weil man für diesen Sommer im Straßenbau eine gewisse Konjunktur erhoffte und verhindern wollte, daß die Arbeiter beim Ablauf von Verträgen die Konjuktur zu Lohnsteigerungen ausnützen. Diese Spekulation war insofern falsch, als von einer sog. Konjunktur bei der schlechten Wirtschaftslage, insbesondere Geldmangel, kaum die Rede sein wird, sondern im Gegenteil die bevorstehende Erhöhung der Eisenbahntarife sowie der Schwedenvertrag die Betriebe zwingen werden, die Arbeiter an dieser neuen Belastung teilnehmen zu lassen.

Besichtigung der schlesischen Betriebe: Am 12. 5. fand im Anschluß an die Tagung eine gemeinsame Besichtigung der schlesischen Granitsteinbrüche statt. Diese Besichtigung hatte insofern einen vollen Erfolg, als wohl sämtliche Teilnehmer geradezu erstaunt und überrascht waren von der gewaltigen Ausdehnung der Steinbruchbetriebe (bei Strehlen z. B. 1 km Länge mit 8 über den Steinbruch laufenden Kabelkranen) sowie der Mächtigkeit des Granitvorkommens. Auch die gute Spaltbarkeit des Granits, die es ermöglicht, mit Leichtigkeit genau würflige Pflastersteine zu liefern, war allen Besuchern eine Überraschung. Dazu wirkten die überall vorhandenen großen Haufen von besten würfligen Klein- und Großpflastersteinen derart wuchtig und eindrucksvoll auf die Besucher, daß dieselben aus dem Staunen gar nicht herauskamen. Manch einer der Besucher sagte unter dem Eindruck

des eben Gesehenen, namentlich hinsichtlich der vorzüglichen Qualität des Granits, die noch den besten Basalt übertrifft: „Wenn bei solchem Material und bei derartig reicher Fülle eine Straßenverwaltung noch nach modernen Bauweisen sucht, dann ist ihr wirklich nicht mehr zu helfen!“ In Breslau wurde eine Kleinpflasterdecke aus diesem Granitkleinpflaster gezeigt, welche bereits 20 Jahre ohne jede Reparatur liegt, und auf welcher, abgesehen von einem glattgefahrenen mittleren Streifen von 2,0 m Breite, noch teilweise die ehemaligen Bruchflächen der Steine deutlich zu erkennen waren, so daß also nur erst eine Abnutzung von wenigen Millimetern vorliegen kann, und die betr. Kleinpflasterdecke unter diesen Umständen wohl viele Jahrzehnte liegen kann.

Vom Sonderberichterstatter des „Bauingenieur“.

EINE NEUE DOPPELDECKSTRASSE IN CHICAGO.

Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Rudolf Bernhard, z. Z. New York.

New York und Chicago, die Hauptverkehrs- und Handelszentren der Vereinigten Staaten, bemühen sich bekanntlich mit Hilfe der großzügigen Bauprojekte, die durch den erst neuerdings baupolizeilich etwas eingeschränkten Bau von Wolkenkratzern hervorgerufenen Verkehrsschwierigkeiten zu bekämpfen. Beide Städte verfolgen denselben Grundgedanken der Dezentralisation des Verkehrs, New York in erster Linie z. Zt. durch den Bau von Fahrzeugtunneln unter dem Eastriver zur Entlastung von Manhattan, Chicago durch die Anlage einer großen zweigeschossigen Umgehungsstraße des alten Verkehrszentrums, der sogenannten „loop“. Die neue Doppeldeckstraße bildet eine Fortsetzung der bereits in ihrem nördlichsten Ende als eiserne Doppeldeckkonstruktion ausgebildeten am Seeufer entlang laufenden Michigan Avenue am Ufer des Chicagoflusses entlang. Am Michigansee selbst ist bereits eine Vergrößerung durch Aufschüttung eines etwa 500 m breiten Landstreifens, der z. T. als Parkfläche ausgebaut wird, erzielt. Für die Doppeldeckstraße wurde diesmal eine Eisenbetonpilzdecken-Konstruktion gewählt, wohl die erste Ausführung für derartige Zwecke.

Die gewählten Hauptabmessungen gehen aus den Grundrissen, Quer- und Längsschnitten (Abb. 1 und 2) hervor. Während das Oberdeck für den Schnellverkehr bestimmt ist, sollen unten nur Lastfuhrwerke verkehren. Der statischen Berechnung wurde ein 21,8 t-Wagen (s. Abb. 3) und 750 kg/m² plus 50% Erschütterungszuschlag für die Fahrbahnen und eine Belastung von 500 kg/m² für die Fußwege zugrunde gelegt. Die zulässigen Spannungen betragen in den Säulen bei einem Mischungsverhältnis 1:3 σ_b/σ_e = 45,5/1120 kg/cm² und in den Decken bei einem Mischungsverhältnis 1:6 σ_e/σ_b = 56/1120 kg/cm²: die zulässige Bodenpressung σ = 2,8 kg/cm². Für die Platte der Pilzdecke wurden die in den Betonschriften (—building code) für Chicago ange-

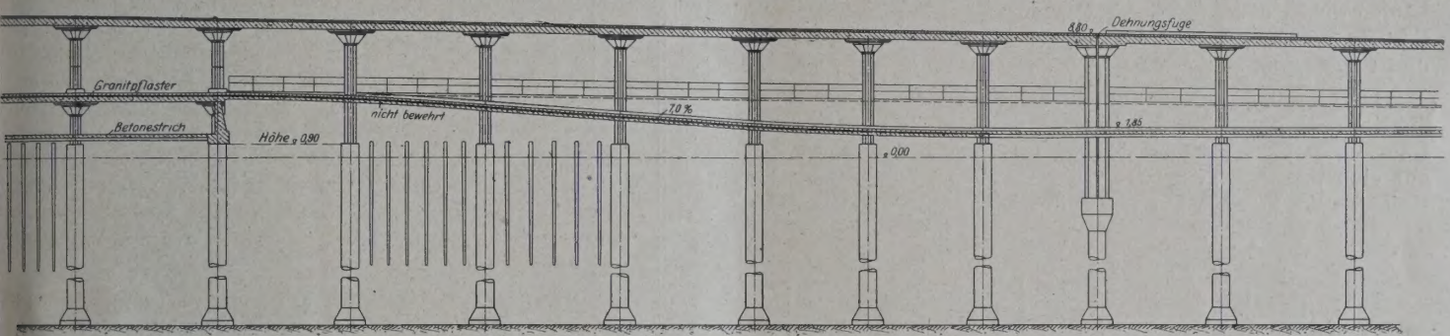


Abb. 1. Längenschnitt durch die Doppeldeckstraße.

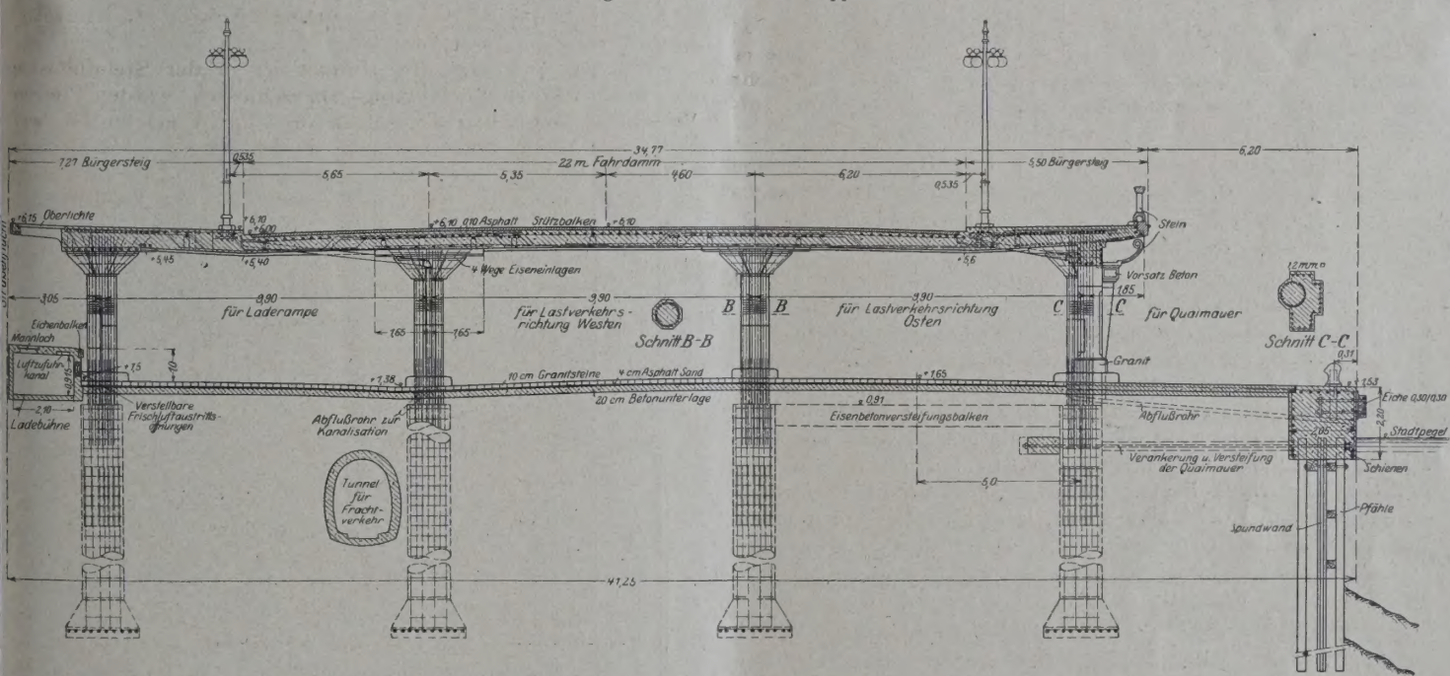


Abb. 2. Querschnitt durch die Doppeldeckstraße.

gebenen Momente für eine sogenannte 4wegige Pilzdecke (s. Abb. 4) zur Dimensionierung angenommen. Sie betragen:

$$M_I = -\frac{WL}{30}$$

$$M_{II} = +\frac{WL}{80} \text{ bzw. } M_{II} = -\frac{WL}{120}$$

$$M_{III} = +\frac{WL}{120},$$

worin W = Gesamteigengewicht + Nutzlast und L den Säulenabstand bezeichnet.

Für die Säulen wurde die Methode verwendet, die Maximalmomente aus den Winkelverdrehungen der Säulenköpfe zu ermitteln unter der Annahme, daß jeder Streifen ein Balken auf mehreren Stützen von Dehnungsfuge zu Dehnungsfuge darstellt. Hierbei ist ungleichmäßig verteilte Belastung und Temperaturunterschiede von $\pm 33^0$ berücksichtigt worden. Um das Auftreten von Biegungsmomenten in den langen Säulen durch das Atmen der Unterdecke sicher zu vermeiden, sind sie mit einer Asphaltfuge umgeben, an die sich Unterbeton und Pflaster der unteren Fahrbahn anlegt.

Der allerdings wasserundurchlässige Tonboden ermöglichte es, die Kaissons von einem Durchmesser von 1,30 – 1,80 m in offener Baugrube trocken, sogar in nur 1 m Abstand vom Fluß bis auf eine mittlere Tiefe von –25 m abzusenken. Sämtliche Kaissons wurden bis auf den guten Baugrund getrieben, und

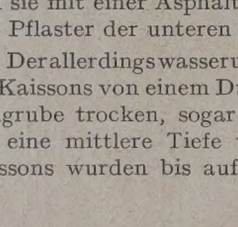


Abb. 3. Lastenschema eines Straßenfuhrwerks.

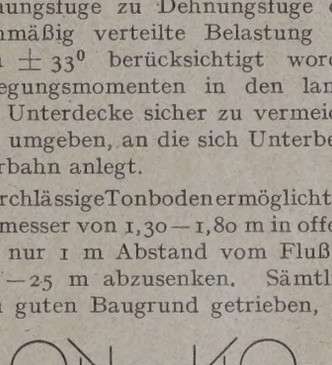


Abb. 4. Bewehrungsschema der 4wegigen Pilzdecke.

zwar nicht durch normales Absenken, sondern durch Einbau von faßartig hergestellten, etwa 2 m hohen hölzernen Zylindern. Sobald das Ausbaggern um eine Zylinderlänge vorgeschritten war, wurde ein neuer Zylinder untergebaut, eine nur in diesem feststehenden wasserundurchlässigen Tonboden mögliche Bauart. Außerdem ist eine durchgehende starke Armierung der Kaissonausfüllung vorgesehen, um ein bei nicht armierten Pfählen wiederholt beobachtetes Abscheeren zu vermeiden, da der Tonboden die Neigung hat, landeinwärts abzurutschen. Es war deshalb ein durchgehender Zusammenhang zwischen den schlanken Fundamentkörpern und den Säulen erforderlich. Und das war ein wesentlicher Grund, die gesamte Konstruktion in Eisenbeton auszuführen. Aus Abb. 1 und 2 ist die Anordnung der Kaissons unter den Säulen ersichtlich.

Die Säulen sind achteckig ausgebildet, der Kopf in der üblichen Form mit einer Platte. In den etwa alle 46 m angeordneten Dehnungsfugen sind die Säulen lotrecht aufgeschnitten. Die Stützen haben alle denselben Querschnitt erhalten. Dem Ansturm der Architekten nachgebend, mußte an der Wasserseite ein Bogenmotiv aus Belford-Steinen ohne irgend welche konstruktive Bedeutung vorgesetzt werden. Die obere Decke erhält Asphalt, die untere Granitsteinpflaster.

Für das Verlegen der Eisenbewehrung in den Decken (s. Abb. 5) gelten folgende auf den Ausführungszeichnungen vermerkten Anweisungen:

Bau-Programm.

Bauabschnitt	Madison Randolph	Randolph Lake	Lake Franklin	Franklin Wells	Wells Lasalle	Lasalle Clark	Clark Dearborn	Dearborn State	State Wabash	Wabash Dock St.	Dock St. Michigan	Wabash Michigan
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Abriß von Gebäuden	—	—	Okt., Nov. 1924	März, April 1925	Febr., März 1925	März, April 1925	Febr., März 1925	März, April 1925	Sept., Okt., Nov. 1925	Okt., Nov. 1924	Okt., Nov. 1924	—
Bodenaushub	Okt., Nov. 1924	Mai, Juni 1925	Febr., März, April 1925	Juli, Aug. 1925	April, Mai 1926	März, April 1926	Juni, Juli 1925	Mai, Juni 1926	April, Mai 1926	April, Mai, Juni 1925	März, April 1925	Juli, Aug. 1925
Caissons, Futtermauern, Entwässerungsrohre, Pflasterarbeiten	Okt., Nov. 1924	Mai, Juni, Juli 1925	Febr., März, April, Mai 1925	Juli, Aug., Sept. 1925	April, Mai, Juni, Juli 1926	März, April, Mai, Juni 1926	Juni, Juli, Aug., Sept 1925	Mai, Juni, Juli, Aug. 1926	April, Mai, Juni, Juli 1926	April, Mai, Juni, Juli 1925	März, April, Mai 1925	Juli, Aug. 1925
Rampen, Pflasterarbeiten, Unterbau	Dez. 1924	Aug., Sept. 1925	Juni, Juli 1925	Okt., Nov. 1925	Aug., Sept. 1926	Juli, Aug. 1926	Okt., Nov. 1925	Sept., Okt. 1926	Aug., Sept. 1926	Aug., Sept. 1925	Juni, Juli 1925	Sept., Okt. 1925
Mauerwerk	—	Okt. 1925	Aug., Sept., Okt. 1925	Dez. 1925, Jan. 1926	Okt., Nov. 1926	Sept., Okt. 1926	Dez. 1925, Jan. 1926	Nov., Dez. 1926	Okt., Nov. 1926	Okt., Nov. 1925	Aug., Sept. 1925	Nov. 1925
Entlüftung	—	Aug., Sept. 1925	Juni, Juli, Aug. 1925	Okt., Nov. 1925	Aug., Sept., Okt. 1926	Juli, Aug. 1926	Okt., Nov. 1925	Sept., Okt., Nov. 1926	Aug., Sept. 1926	Aug., Sept. 1925	—	Sept., Okt. 1925
Beleuchtung	Dez. 1924 Jan. 1925	Sept., Okt., Nov. 1925	Juli, Aug. 1925	Dez. 1925, Jan., Feb. 1926	Okt., Nov. 1926	Sept., Okt. 1926	Dez. 1925, Jan., Feb. 1926	Nov., Dez. 1926	Okt., Nov. 1926	Okt., Nov. 1925	Aug., Sept., Okt 1925	Nov., Dez. 1925
Asphaltpflaster	Dez. 1924	Sept. 1925	Juli 1925	Nov. 1925	Sept. 1926	Aug. 1926	Nov. 1925	Okt. 1926	Sept. 1926	Sept. 1925	Juli 1925	Okt. 1925

22 mm und schwächere Eisen sind nach Einbringen durch Betonsteine (hicky) zu unterstützen; die Längseisen sind zuerst, dann die Quereisen, dann die NO/SW-Diagonaleisen und schließlich die NW/SO-Diagonaleisen zu verlegen; die oberen und unteren Eisen sollen parallel zur entsprechenden Außenfläche liegen; alle Eisen müssen in ihrer richtigen Lage durch Unterlageisen und Bindedraht festgehalten werden; die oberen Eisen werden durch die auf den Betonsteinen ruhenden Stütz-Eisen getragen (s. Abb. 6 u. 7); die oberen Eisen sind

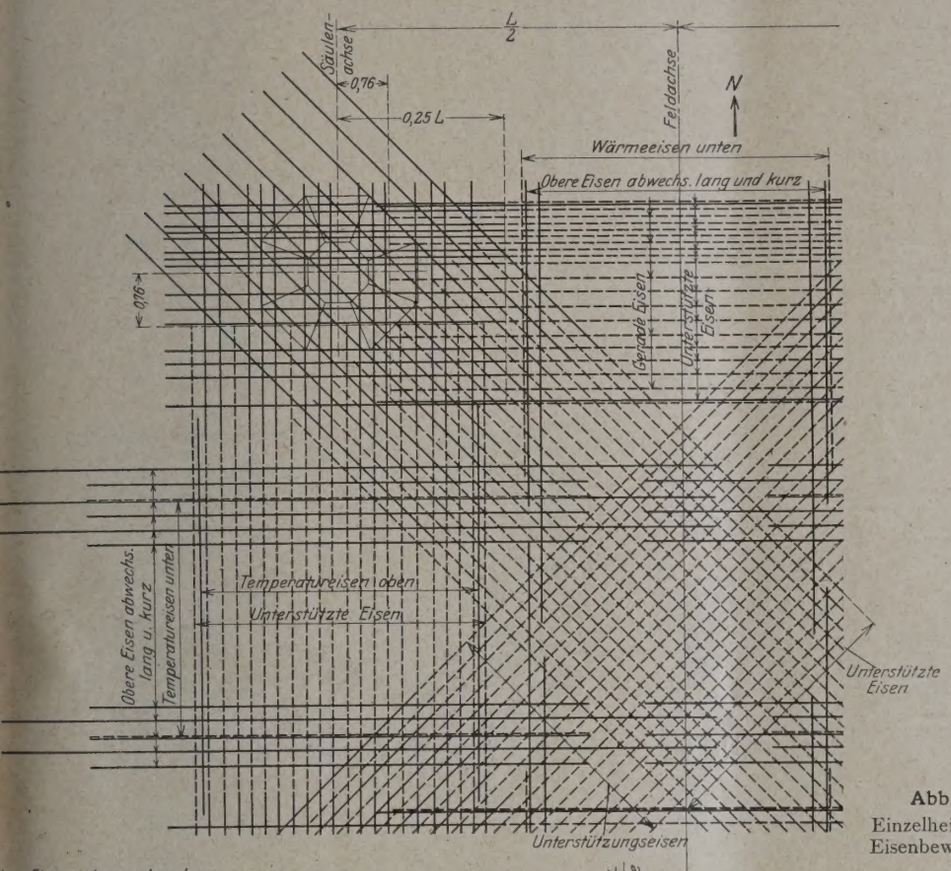


Abb. 5.
Einzelheiten der Eisenbewehrung.

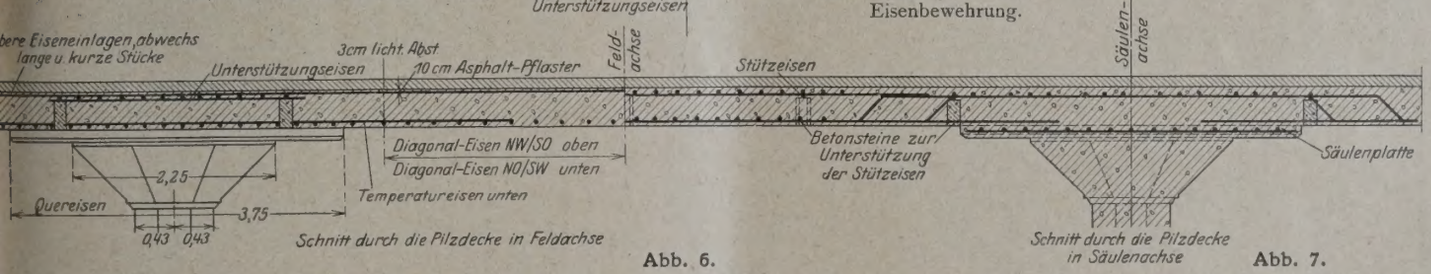


Abb. 6. Abb. 7.

in Abb. 5 in durchgehenden, die unteren in gestrichelten Linien gezeichnet; Temperatureisen (gegen Rissebildung) sind oben und unten nach jeder Richtung zu verlegen, alle Säulenplatten erhalten in jeder Richtung 15 Eisen in 23 cm Abstand; die unteren Eisen sollen 3,8 cm von Unterfläche, die oberen 2,5 cm von Oberfläche Lichtabstand haben; die Betonmischung ist 1:2:4; alle Eiseneinlagen müssen eine rauhe oder gedrillte Oberfläche haben.

Bemerkenswert ist, daß die Hauptrampen zu den verschiedenen Straßen keine größeren Neigungen wie 1,86% aufweisen, sowie die Verbindungen zu den Seitenstraßen keine kleineren Bogenhalbmesser wie 6 m, was durch Anordnung von zahlreichen Schutzinseln erreicht wird.

Sämtliche Säulenfüße der unteren Fahrbahn sind durch Schutzinseln vor dem Anfahren durch Fahrzeuge geschützt.

Die untere Fahrstraße wird durch die Säulen von 86 cm Dmr. im Abstande von rd 10 m in drei Wege geteilt und zwar in die beiden am Wasser gelegenen Straßen für den Durchgangsverkehr und die dritte zur Bedienung der Laderampe. Die Quaimauer überträgt etwaige Stöße durch anlegende Schiffe durch einen getrennten zug- und druckfest verbundenen horizontalen Eisenbetonträger, jedoch nicht auf die äußere Säulenreihe, sondern auf das umliegende Erdreich. In Höhe der unteren Decke sind die beiden äußersten Säulenreihen deshalb auch untereinander noch durch besondere Betonbalken verbunden.

Da die Wasserfronten durch zahlreiche Brücken und Rampen von der Außenluft abgeschnitten sind, ist für eine künstliche Lüftung Sorge getragen. Ein Luftkanal auf der Südseite der unteren Straße, dessen Decke gleichzeitig als Laderampe dient (s. Abb. 2), sorgt für ausreichende Frischluftzufuhr, aus drei getrennten mit Ventilatoren versehenen Türmen. Die sehr ansprechende, indirekt wirkende Beleuchtung ist in die der Verkehrsrichtung abgewandten Säulenflächen vollständig eingelassen. Die Entwässerung erfolgt in weniger gut aussehender Weise durch Abfallrohre außerhalb der Säulen, da ein Einfrieren im Säuleninnern befürchtet wurde.

Da während des ganzen Baues der Verkehr auf den Brücken über den Chicagofluß eingestellt werden mußte, die Häuser an der Flußseite also gar keine oder nur sehr mangelhafte Straßenverbindungen inzwischen hatten, vielleicht auch abgebrochen bzw. ihre Fassaden zurückgesetzt werden mußten, war äußerste Eile geboten. Wie aus dem Bauprogramm hervorgeht, wurde im Oktober 1924 mit den ersten Abbruchsarbeiten begonnen. Im Dezember 1926 sollen die letzten Arbeiten beendet sein. Der Bau ist daher in 12 ziemlich gleichzeitig in Angriff zu nehmende Abschnitte eingeteilt. Es sind im ganzen 229000 m³ Erdaushubarbeiten, 92 000 m³ Beton mit 8350 t Stahleinlagen und 113 000 m² Pflasterarbeiten zu leisten, sowie 36 600 lfd. m Säulenbeton herzustellen.

Die Kosten betragen rd 96,5 Millionen Mark, wovon nur 37,8 Millionen Mark auf die Konstruktion, der Rest auf Grunderwerb entfallen. Die Angaben stammen von dem leitenden Stadtoberingenieur Herrn Evans, sowie einer der ausführenden Eisenbetonfirmen, der Mid-Continent Construction Company Chicago, denen ich an dieser Stelle nochmals dafür danken möchte.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Fugen in Betonstraßen.

In der Stadt Seattle (Washington), wo Kiesbetonstraßen seit 1916 gebaut werden, sind die Betonstraßen rissig geworden, wenn sie keine Längsfugen oder die Querfugen mehr als 6 m Abstand hatten. (Abb. 1). Zur Verhinderung von Längsrissen hat aber, bis 9 m Fahrbahnbreite, eine Halbfuge von 5 cm Tiefe in der Straßenmitte genügt; sie ist durch Eintreiben eines T-Eisens von 1,8 m Länge in den frischen

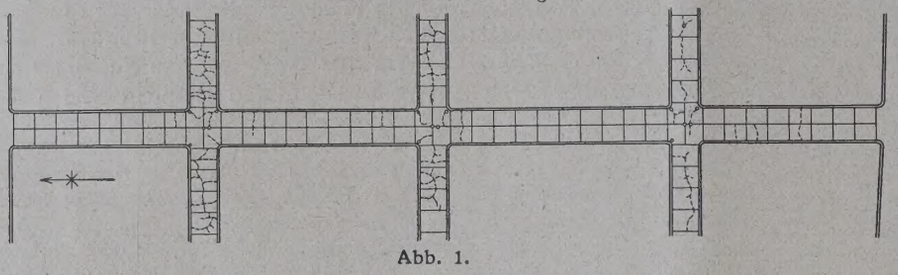


Abb. 1.

Beton hergestellt und mit elastischem Bindemittel ausgefüllt worden. Im Jahre 1925 sind rd. 65 km solcher Straßen von 7,5 m Breite mit durchgehenden Querfugen in 6 m Abstand hergestellt worden und haben sich bewährt bis auf ungleiche Setzungen an den durchgehenden Fugen. Es sollen deshalb künftig nur alle 18 m durchgehende Querfugen und dazwischen alle 4,5 m nur Halbfugen eingerichtet und Versuchstrecken bis 180 m Länge nur mit Halbfugen gebaut werden. (Nach W. H. Tiedemann, erster Stadtingenieur-Assistent in Seattle, in Engineering News-Record vom 22. April 1926, S. 646—647 mit 3 Abb.) N.

Die Verwendung des Feinhammers im Straßenbau.

Eine Maschine, die in letzter Zeit im Straßenbau vielfach erfolgreiche Anwendung gefunden hat, ist der Feinhammer. Eine Luftpumpe, die durch einen Elektromotor (oder Verbrennungsmotor)

Abb. 1. Betonlosbrechen.

angetrieben wird, erzeugt eine schwingende Luftsäule, die durch einen Schlauch den Schlagkolben eines Aufbruch-, Abbau- oder Bohrhammers betreibt. Die ganze Anordnung ist leicht beweglich, stets betriebsbereit und durch jeden, auch ungeschulten Arbeiter leicht in Betrieb zu setzen und zu handhaben. Der Kraftverbrauch ist äußerst gering.

Im Straßenbau sind die bekanntesten Anwendungsgebiete Asphaltaufhauen, Beton losbrechen, Abbauen von Mauern und Fundamenten an Dohlen und Kanälen.

Zum Aufbrechen von dünnem Asphaltbelag bei Gehwegen, wie es beim Verlegen von Kabeln und Rohren nötig wird, werden kleine, leichte Pistolen mit langen Flachmeißeln benützt. Die Arbeiter meißeln sehr gern mit der Maschine. Es wurde gegenüber der bisherigen Handarbeit, z. B. in Stuttgart, etwa die fünffache Leistung erzielt.

Mit einem stärkeren Hammer, in dem der Flachmeißel durch eine Feder gehalten wird, werden ausbesserungsbedürftige Flächen auf asphaltierten Straßen umstochen und das umstochene Stück nachher herausgehoben. Gegenüber Handarbeit erzielt man hierbei etwa die 3 fache Leistung, während einen weiteren Vorteil der saubere glatte Schnitt darstellt, der die umliegende Zone in keiner Weise angreift.

Das Losbrechen von Beton geschieht durch einen schweren Hammer mit breitem Handgriff. Schichten von 15 bis 20 cm Tiefe werden durch das Eintreiben der keilartigen Meißel leicht zertrümmert und es können bei rationeller Anwendung des Hammers hierbei vier bis fünf Arbeiter erspart werden. Bei tieferen Schichten erzielt man die beste Leistung durch Absprengen kleinerer Stücke in schneller Folge. In Fällen, in denen große Flächen mit dem Hebebaum losgebrochen werden, kann beim Abspitzen und Säubern der Ränder mit dem Feinhammer ebenfalls eine erhebliche Zeitersparnis erzielt werden (vgl. Abb. 1).

Das Abbrechen von Mauern und Fundamenten kann außer der Lohnersparnis deswegen sehr vorteilhaft sein, weil die Pistolen an engen Stellen, wo ein Arbeiter mit dem Handhammer nicht ausholen kann, verwendet werden können (Abb. 2) und manche Arbeiten hierdurch überhaupt erst ermöglicht werden. So durchbrach z. B. ein Feinhammer eine 2,1 m dicke Mauer aus Stampfbeton 1 : 10 von einem Schacht zu einem Klärbecken, in einem Lochquerschnitt von 25/25 cm in 2½ Stunden, wozu man früher von Hand 16 Arbeitsstunden benötigt hatte.

Dr.-Ing. Hans Fein.

Abb. 2. Kanalarbeiten mit dem Feinhammer.

Die Unfälle im Straßenverkehr in Berlin im Jahre 1925

Die Unfälle haben im Jahre 1925 gegen das Vorjahr zugenommen, jedoch weit weniger als die Zahl der Kraftfahrzeuge, und die Zahl der Verletzten ist dabei, wohl infolge der Verkehrsregelung, kleiner geworden. Von den rd. 11 000 Unfällen betrafen rd. 60% Kraftwagen, 10% Krafträder, 10% Treträder, 9% Pferdefuhrwerke und 11% Straßenbahnen. Getötet wurden 143, verletzt rd. 4900 Personen, davon durch Kraftfahrzeuge 117 und rd. 3200. Die Ursache der Unfälle war bei 32% Schnellfahren, bei 19% falsches Einbiegen oder Überholen, bei 5% Trunkenheit, bei 44% anderer Art. Von rd. 7000 Unfällen haben verschuldet 24% private Personenkraftwagen, 20% Fußgänger, 18% Kraftdroschken, 13% Treträder, 8% Pferdefuhrwerke, 6% große Krafträder, 5% Straßenbahnen, weniger als 3% Kleinkrafträder, Lastkraftwagen und Großkraftwagen (Omnibusse). Die Ausschließung der Fahrräder aus besonders verkehrsreichen Straßen erscheint danach erwägenswert. (Nach H. Wendel, Polizeirat in Berlin, in der Verkehrstechnik vom 26. Febr. 1926, S. 134—136 mit 5 Zahlentafeln.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Frage der Preisteuerung im Baugewerbe.

Von Regierungsbaumeister a. D. K. Müller.

(Schluß von Seite 608.)

Wir betrachten nun die einzelnen Komponenten der Teuerung. Der Einfluß der Materialteuerung ist ohne weiteres klar; er beträgt M . m, in unserem ersten Beispiel (M + L + U = 0,4 + 0,4 + 0,2) als 00,4.53 % = 21,2%.

Bei der Änderung in den Kosten der Arbeit wirken 2 Faktoren zusammen, die Teuerung des Stundenlohnes l und eine Minderleistung pro Stunde, gekennzeichnet durch einen Faktor k, wobei dahingestellt bleibt, wie weit dieser Ausfall auf Konto des Arbeiters an sich (insbesondere des Hilfsarbeiters), auf Konto der mangelhaften Facharbeiternachbildung, auf Konto der Lässigkeit des Aufsichtspersonals oder auf minder ergiebige Arbeitsdisposition seitens der Bauunternehmung kommt.

Aus $(1 + k) \cdot L \cdot (1 + l) - L$ ergibt sich eine Komponente der Teuerung von $l . L + k, (1 + l) . L$. Wenn beispielsweise $k = 0{,}05$ wäre (also Mehraufwand an Zeit gleich 5%), so wäre in unserem ersten Beispiel (M + L + U = 0,4 + 0,4 + 0,2) die fragliche Komponente der Teuerung mit 0,4.67 + 0,05.167 = 26,8 + 8,3 = 35,1% anzusetzen.

Beim Anteil „Unkosten" wollen wir von vornherein einige der wichtigeren Komponenten für sich behandeln. Da ist zunächst als Novum die Umsatzsteuer. (Der auf die Baumaterialien entfallende Teil der Steuer interessiert uns hier nicht, er ist ja rechnerisch in der Materialpreisstatistik mit erfaßt.) Die Steuer betrug um die Jahreswende 1% vom Umsatz, auf die Ausgangspreisbasis 1913 bezogen betrug sie 1% (1 + i) = näherungsweise 1%. 1,6 = 1,6%, worin i, der Baukostenindex, vorläufig mit 1,6 angenommen ist.

Ein weiterer Punkt ist die offensichtliche Mehrbelastung aus sozialen Lasten inkl. Arbeitslosenversicherung. Nachdem sich die Verwirrung in den Beitragssätzen der Berufsgenossenschaften seit den Wintermonaten 1923/24 wieder gelegt hat, wird man sagen können, daß sich diese sozialen Lasten von 5,5% der Löhne (im Beispiel 2,2% des Umsatzes) auf 10% der Löhne, also auf 4% des Umsatzes erhöht haben, also anteilig zunächst um rund 1,8%. Die Komponente zum Teuerungsindex i ergibt sich näherungsweise aus $(1 + l) . L . (1 + k) . 10\% - L . 5{,}5\% = L . 4{,}5\% + 1\,L\,10\% + k\,(1 + l)\,10\%\,L$, im Hauptbeispiel mit L = 0,40, l = 0,67, k = 0,05, ergäbe sich 1,8 + 2,7 + 0,33 = 4,83%.

In ihrer Wirkung überschätzt, aber immerhin erwähnenswert ist die Zinsteuerung.

Wir können hier natürlich nur die primäre Folge der Geldteuerung zum Ausdruck bringen. Sollte der Gewerbetreibende infolge Geldmangels oder unerschwinglicher Zinsen da und dort minder rationell gearbeitet haben, so kann dies höchstens in dem später folgenden summarischen Faktor k berücksichtigt werden.

Auch scheidet die Belastung des fertigen nutzbaren Objekts durch die vom Bauherrn zu tragenden Zinserhöhungen aus der Baupreisfrage aus.

Wir nehmen an, daß in Vorkriegszeiten in einer durchschnittlichen Hochbauunternehmung das Eigenkapital (nach Abzug der Beträge für Immobilienbesitz und Nebenbetriebe) ungefähr 6 mal umgeschlagen wurde, also 0,16 des Umsatzes betrug. Eine 7%ige Verzinsung des Eigenkapitals hätte also 1,1% des Umsatzes ausgemacht. In Wirklichkeit hat aber das arbeitende Kapital reichlich ¼ des Umsatzes, beispielsweise das 0,28fache des Umsatzes, betragen, d. h. ein Anteil von 0,12 (oder 12%) des Umsatzes war über das Eigenkapital hinaus in Anspruch genommen. Dieser Teil des arbeitenden Kapitals rührte zum Teil her aus zinsloser mehrmonatiger Zahlungsfrist der Baumaterialien, zum Teil aus 6prozentig verzinsten Krediten. Nehmen wir nun beispielsweise an, die Fristen der Abschlagszahlungen hätten sich gegenüber der Vorkriegszeit um 3 Wochen, und damit die Kapitalanspannung um zirka $^3/_{50} = {}^1/_{17} = 6\%$ ermäßigt, so würde vergleichsweise nur noch ein Kapital in Höhe von 28 − 6 = 22% des heutigen Umsatzes arbeiten, wovon 6% aus kurzfristigen Krediten herrühren mögen.

Diese relative Verminderung des arbeitenden Kapitals ist aber auf die Preisbildung ohne Einfluß. Die Erleichterung kommt dem Bauunternehmer nicht zugute, denn er muß ja seinen Materiallieferanten sehr viel früher bezahlen. Und zwar würde der Ausgleich erfolgen, wenn der Materiallieferant 6 Wochen früher zu zahlen ist als in der Vorkriegszeit, dies dürfte der Geschäftspraxis annähernd entsprechen.

Unberücksichtigt bleiben Sonderfälle, insbesondere Firmen, die wesentlich nur mit Bankgeld arbeiten, oder solche, die aus der Schuldenentwertung Vorteil zogen, sowie sekundäre Störungen infolge des Geldmangels.

Sieht man zunächst von dem verstärkenden Einfluß der Baupreisteuerung ab, so sucht sich demnach in die Kostengestehung folgender zusätzlicher Unkostenbestandteil infolge der Zinsteuerung einzuschieben.

Angenommene Höherverzinsung des Eigenkapitals
0,16.(10−7%) = 0,16.5% = 0,5%.
Aus Soll-Zinsen und Provisionen für Kredit
0,06.(16−6%) = 0,6%
zusammen 1,1%

In Kombination mit der vorläufig zu 1,6 angenommenen Baupreisteuerung ergäbe sich eine zusätzliche Unkostenkomponente von näherungsweise

0,16.1,6.10% − 0,16.7% = 2,56 − 1,12 = 1,44%
+0,06.1,6.16% − 0,06.6% = 1,54 − 0,36 = 1,18%
2,62%

Mathematisch genau ist der Rechnungsgang nicht, wenn wir in mehreren Teuerungssummanden, wie Umsatzsteuer und Zinsteuerung, gleichzeitig den vollen Baukostenindex vorwegnehmen. Die hierin liegende Ungenauigkeit ist aber sekundärer Art und praktisch völlig bedeutungslos. Dagegen könnte man berücksichtigen, daß das Umsatzverhältnis des Eigenkapitals 1 : 6 insoweit suspendiert ist, als die als angemessen erachtete Verzinsung sich (ähnlich wie bei Aktien) auf zusammengelegte Altwerte bezieht. Um dies generell zum Ausdruck zu bringen, setzen wir die Zinsteuerung nur mit 1,00+1,18 oder rund 2,20% ein.

Unkostenteuerung insgesamt.

Aus dem Bestandteil U, Unkosten (im ersten Beispiel mit U = 0,20 für die Vorkriegszeit) haben wir nun die Sätze:

Zinsenlast 0,16.7+0,06.6 = (1,12+0,36 = 1,48%
Soziale Lasten = 2,20%) 3,68%

herausgenommen und hierzu die entsprechenden Unkostensteigerungen sowie die Belastung aus dem Novum der Umsatzsteuer für sich festgestellt wie folgt:

Im ersten Beispiel mehr an Zinsen..... 2,20%
„ an soz. Lasten . 4,50+0,33%
„ an Umsatzsteuer 1,60%
8,30%+0,33%

Die übrigen Bestandteile U_1 der Unkosten (z. B. U = 0,20 − 0,0368), unter anderem Gehälter, Gewerbesteuern, Platz- und Bureaumieten, Sachaufwand, Abschreibungen, könnten wir bei Vollbeschäftigung zum Teil proportional den Sachteuerungen gemäß Index der Fertigprodukte 1, 5, zum Teil proportional der Teuerung der auf das Produkt entfallenden Löhne annehmen, nämlich gleich 1,67.(1+k]. Wir wollen den Teuerungsfaktor für diese restlichen Unkosten in erster Annäherung ausgemittelt mit 1,6 ansetzen. Zu diesem Satz kommt noch ein gewisser Irrationalisierungsfaktor $(1+k_2)$ in Frage; viele Firmen haben

noch einen Ballast aus der Vorkriegs- und aus der Inflationszeit im Verwaltungsapparat, welcher dem heutigen, im breiten Durchschnitt etwa 60 bis 70% ausmachenden realen Auftragsbestand nicht entspricht. Um diesen Einfluß dem Sinne nach andeuten zu können, setzen wir auch den Faktor k_2 zunächst einmal mit 0,05 oder 5% der restlichen Unkosten ein.

Durch Kombination der Einzeleinflüsse finden wir

Teuerung $i = M.m + l.L + U_1.1{,}6 + U_0$
$+ k_1.(1+l)L + k_2U_1.1{,}6 + k_1(1+l).L.10\%$.

Der Einfachheit halber wird hier ein sekundäres Glied mit $k_1 \times k_2$ vernachlässigt. Weiter wird U_0 ohne Berücksichtigung der Verschiedenheiten in den Beispielen gleichmäßig und zwar näherungsweise mit 1,6% (Umsatzsteuer) +(1,8+2,7) (soz. Lasten)+2,2% (Zinsteuerung) insgesamt $U_0 = 8{,}3\%$ gesetzt.

Mit den reichsstatistischen Zahlen für Dezember $m = 53\%$. $l = 67\%$ bekommen wir folgende Werte.

Teuerung $i = 53\%.M + 67\%.L + 60\%.U_1 + 8{,}3\%$
$+ k_1.167.1{,}10.L + k_2.160\ U_1$.

Zusammenstellung

der preiserhöhenden Komponenten in den drei erwähnten Beispielen: 1. normale Bauarbeit, 2. Zimmererarbeit, 3. Erdbau (mit Geräten).

	M+L+U = 1,0		
	0,40 + 0,40 + 0,20 %	0,50 + 0,35 + 0,15 %	0,15 + 0,50 + 0,35 %
a) 53.U	21,2	26,5	7,9
67.L	26,8	23,5	33,5
60.(U − 3,7)	9,8	6,8	18,8
$U_0 = 8{,}3\%$	8,3	8,3	8,3
Summe der bekannten Teuerungskomponenten	66,0	65,1	68,5
b) $k_1 = k_2 = 0{,}05$ (beispielsweise angedeutete Komponenten)			
$k_1.1{,}84\ L$	3,7	3,2	4,6
$k_1.1{,}60\ (U - 3{,}7)$ . .	1,2	0,9	2,5
Summe der steigernden Komponenten im Index	70,9	69,2	75,6
Summe der preissenkenden Komponenten . .	unbekannt	unbekannt	unbekannt

Unklar sind in dieser Zusammenstellung die tatsächlichen Ziffern der näherungsweise angenommenen Minderleistung k_1 und k_2.

Nicht berücksichtigt ist (abgesehen von der Verzinsung des Eigenkapitals) die Minderung des auf die Baueinheit bezogenen Unternehmergewinnes bzw. der Übergang zum Unternehmerverlust, der preissenkend wirken würde. Desgleichen sind nicht berücksichtigt eine zu vermutende relative Absenkung der Angestelltengehälter, ebenfalls nicht die Einflüsse der erstrebten Rationalisierung bzw. Umstellung der Bauweise, welche sowohl die Herstellung des physisch unveränderten Bauteiles, als auch das ganze, gewissen Projektänderungen unterworfene Nutzobjekt betreffen kann.

Ein weiteres Eingehen auf die wesentlich interessierende Frage des Unternehmergewinnes oder Verlustes verbietet der Raum, auch fehlt das Zahlenmaterial zur Erfassung dieser an sich subtilen Differenzen, die außerdem eine große Streuung um die Mittelwerte aufweisen. Wahrscheinlich ist, daß der Index industrieller Fertigfabrikate trotz teilweiser gleicher steigender Einflüsse deshalb geringer bleibt, weil die Fertigindustrien vor dem Kriege höhere Erträge abwarfen und jetzt auf höhere Beträge Verzicht leisten; auch Rationalisierungsfragen können mitspielen.

Keinesfalls ist die obige Deduktion in dem Sinne zu verwenden, als ob sie sich gegen den Preisabbau wende. Wenn auch der unzulängliche Auftragsbestand wesentlich nicht eine Folge der hohen Baupreise ist, sondern durch die mangelnde Bildung von Anlagekapital veranlaßt ist, wird sich aus Gründen der volkswirtschaftlichen Logik das Baugewerbe doch nicht auf die Dauer der Mahnung zum Preisabbau entgegenstellen können, die durch den unzulänglichen Auftragsbestand zum Ausdruck kommt.

Die klare Erkenntnis einiger primärer Teuerungsfaktoren ist in diesem Sinne jedenfalls von Wert.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Übersicht über den Stand des amerikanischen Straßenbauwesens. (Unter Beschränkung auf den Bau von Beton- und bituminösen Decken.) Von Dr.-Ing. u. Dr. rer. pol. Karl Haller Reg.-Baumeister, Stuttgart, Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. 213 Seiten. Preis: broschiert RM 5, in Ganzleinen gebunden RM 6,20.

Die Literatur über das amerikanische Straßenbauwesen ist durch die beiliegende Schrift, die eine Zusammenfassung darstellt, und die im Auftrage der Studiengesellschaft für den Automobilstraßenbau verfaßt wurde, neuerdings vermehrt worden.

Nach einem allgemeinen Überblick über die Entwicklung, Bedeutung und wirtschaftlichen Vorteile der Straßenverbesserung geht der Verfasser im zweiten Abschnitt zur speziellen Behandlung der „Betonstraßen" über. Bewehrte und unbewehrte Betonstraßen, das Auftreten von Rissen und ihr praktischer Einfluß auf den Verkehr, die Behandlung aufgetretener Schäden, Profilgestaltung, Linienführung und die verschiedenen Einbauweisen werden erörtert. Ferner werden die Versuche auf den speziell zu diesem Zwecke angelegten Versuchsstraßen in Arlington und Kalifornien besprochen, die interessantes Material für die Gestaltung von Betonstraßen zutage gefördert haben.

Der Verfasser bespricht an Hand einiger Ausführungsbeispiele auch Fälle von ungewöhnlich stark bewehrten Betondecken bei nicht tragfähigem Untergrund. Zu erwähnen wäre der Hinweis auf die Betonstraßen, die bis zu 15% Steigung gebaut werden.

Die Ausführungsbestimmungen der Staaten Carolina, Ohio, Wisconsin und Illinois sind in ihren Fassungen als erprobte Richtlinien für den Bau von Betonstraßen zu werten. Desgleichen sind die allgemeinen Richtlinien der American Society for Municipal Improvements im Wortlaut wiedergegeben.

Wertvoll sind die Erfahrungen der amerikanischen Straßenbauunternehmer bezüglich Organisation der Baustelle und des Betriebes, die in übersichtlicher Form zusammengestellt sind.

Der dritte Abschnitt behandelt Straßenbefestigungen unter Verwendung von Bitumen, und zwar Asphaltmakadam- und Walzasphaltdecken, sowie Behandlung der Deckenoberfläche mit Asphalt- und Teerölen. Der Verfasser beschränkt sich in diesem Abschnitt auf die ausführliche Wiedergabe der verschiedenen Einbauweisen und der Ausführungsbestimmungen über diese Straßenarten der Staaten Ohio, Texas, Nord-Carolina, Illinois und Detroit.

Schließlich sei erwähnt, daß die Übersicht Fingerzeige für die Handhabung von Verkehrszählungen, Verkehrsstatistiken, Kennzeichnung von Mängeln technischer und administrativer Art und ihre Vermeidung enthält.

Der Verfasser sagt in seinem Vorwort, daß er auf eine kritische Auswertung des Stoffes verzichtet und sich nur auf die Wiedergabe von Tatsachen beschränkt habe. In diesem Sinne wird das Buch für jedermann, der sich mit dem Straßenbau zu befassen hat, von Wert sein.

E. P.

Wie werden Automobilstraßen gebaut? Richtlinien für den Bau amerikanischer und deutscher Automobilstraßen aus Beton. Von K. Matthies, Architekt und Bauingenieur, Schriftleiter der Tonindustrie-Zeitung. Verlag der Tonindustrie-Zeitung Berlin NW 21, Dreysestr. 4. Preis RM 2,50.

Das vorliegende 57 Seiten umfassende Buch enthält im wesentlichen ein Kapitel über die Straßenbaugeräte und -Maschinen, ein zweites über amerikanische Richtlinien für den Betonstraßenbau, ein drittes über Betonstraßenbau bei heißem Wetter, es folgt je ein Kapitel über Unterhaltung der Betonstraßen, über Schnelligkeit im Straßenbetonieren und über deutsche Betonstraßen. Den Schluß bilden die bekannten, vom Ausschuß „Betonstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ausgearbeiteten „Deutschen Richtlinien für den Betonstraßenbau". Die einzelnen aufgeführten Beiträge sind dem Inhalt der letzten Tonindustrie-Zeitungsjahrgänge entnommen.

E.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 13. August 1926 Heft 33

DAS MODERNE STRASSENPROBLEM.

Von Landesbaurat z. D. Steinke, Hannover.

Das moderne Straßenproblem ist nicht nur eine technische Frage, sondern ein historisches, ein technisches und ein wirtschaftliches Problem.

A- Vom historischen Standpunkt aus darf man nicht vergessen, daß es noch kein halbes Jahrhundert her ist, als man auf unseren Landstraßen noch nicht einmal eine Dampfwalze kannte. Erst Mitte der achtziger bzw. Anfang der neunziger Jahre kann man von einem regelrechten Straßenbau in Deutschland sprechen.

Entsprechend hat sich auch die Benutzung der Landstraßen geändert, wobei allerdings der große wirtschaftliche Aufschwung Deutschlands um die Jahrhundertwende den Hauptanteil trägt.

Bereits mit dem Ausbau der Landstraßen zum Ende des vorigen Jahrhunderts nach modernen technischen Grundsätzen, d. h. also mit Decklagensystem und Dampfwalzenbetrieb, steigerte sich auch die Inanspruchnahme durch das Lastfuhrwerk. Wir hatten bereits vor dem Kriege Lastfuhren bis zu 4 t Nutzlast auf gewöhnlichen Lastwagen. Mit der Einführung des Kraftwagens ist diese Inanspruchnahme noch gewaltig gestiegen, namentlich hinsichtlich der Geschwindigkeit, aber auch hinsichtlich der Belastung. 7- bis 8 t Lastkraftwagen einschließlich Inhalt sind heute in Deutschland an der Tagesordnung. Der Personenwagen fährt bei uns auf freier Strecke durchschnittlich mit 70 km und noch mehr Stundengeschwindigkeit, wenn nicht Hindernisse der Straße dieses erschweren oder ausschließen.

Wie wird nun nach dieser Richtung die Fortentwicklung sein? Werden die Geschwindigkeiten noch weiter heraufgetrieben werden oder werden die Lastkraftwagen noch größere Lasten zur Beförderung aufnehmen? In letzterem Falle muß allerdings damit gerechnet werden, daß die Straßenkörper derartiger Inanspruchnahme schon allein aus statischen Gründen nicht mehr Widerstand zu leisten vermögen. Oder aber wird unsere Verkehrsentwicklung langsam zu einer rückläufigen Richtung übergehen, wie wir es in U. S. A. Amerika haben, daß nämlich die Geschwindigkeit auf freier Landstraßenstrecke auf 56 km höchstens festgesetzt ist und jede Überschreitung in schärfster Weise bestraft wird, daß beim Lastkraftwagen der leichte Kraftwagen von 1½ bis 2 t zu ungefähr 90% den Straßenlastverkehr beherrscht? Jedenfalls wäre die letztere Entwicklung unbedingt zu begrüßen, denn wie die Verhältnisse jetzt liegen, muß man befürchten, daß jede Verbesserung der Landstraßen und jede Verstärkung der Straßenkörper die Automobilisten verleitet, die Anforderungen an Geschwindigkeit und Größe der Fahrzeuge immer weiter heraufzusetzen, und die Automobilindustrie verleitet, jede Verbesserung auf Landstraßen in konstruktiver Weise zur Vergrößerung und Verstärkung ihrer Fabrikate auszunutzen. So sieht man heute z. B. im Autoomnibusverkehr bereits Wagen auf der Landstraße fahren, die einem unwillkürlich die Frage nahelegen, ob nicht hinsichtlich der Größenverhältnisse und der Schwere der Wagen die oberste überhaupt mögliche Grenze doch vielleicht schon erreicht sein könnte. Wenn man das Gehenlassen nach dieser Richtung seitens der Straßenverwaltungen betrachtet, ist man doch öfter versucht zu fragen: „Wer hat denn nun eigentlich auf den Landstraßen zu bestimmen, die Straßenverwaltung oder die Automobilisten und die Automobilindustrie?“

B. Das technische Problem muß sich nach der Richtung entwickeln, daß den Hauptursachen hinsichtlich der Zerstörung der Straßen die jeweils entsprechenden technischen Gegenmaßnahmen entgegengesetzt werden.

Die Zerstörung der Schotterdecke geschieht in der Hauptsache durch die eisernen Reifen des Fuhrwerks und auch nicht unerheblich durch die Hufeisen der Zugtiere. Die Gummireifen der Kraftwagen beschädigen die Steinbahn an sich nicht ohne weiteres, solange sie keinen besonderen Angriff bietet. Die Zerstörung durch die Kraftwagen ist zunächst eine indirekte, indem sie den unter dem Druck der eisernen Reifen zermahlenen Steinstaub, der früher, vor der Existenz des Automobils, als schützende Staubdecke auf dem Schotter lag, von der Steinbahn herunterfegen, so daß die einzelnen Schottersteine bei regem Autoverkehr ständig frei liegen, somit dem Angriff der eisernen Reifen gewissermaßen als wunde Decke ausgesetzt sind. Man braucht also nur ein Mittel zu suchen, das den früheren Schutz der Staubdecke in anderer Weise übernimmt, so ist diese Wirkung des Kraftwagenverkehrs auf die Schotterstraßen ausgeschaltet. Es würde zu diesem Zweck bereits ein einfacher Oberflächenschutz vollständig genügen.

Zu dieser einen Form der Zerstörung kommt aber noch eine weitere, die ausschließlich auf den Kraftwagenverkehr zurückzuführen ist. Sobald sich in einer neuen und noch leidlich guten Schotterdecke nur erst eine flache Mulde gebildet hat, in der sich bei nassem Wetter Regenwasser ansammelt, ergibt sich folgendes Bild: Der Gummireifen des schnellfahrenden Autos haut in diese Wasserpfütze hinein, daß das Wasser nach allen Seiten mit pistolenschußartiger Wirkung auseinanderspritzt und dabei Sand und kleine Schotterstückchen mit sich reißt und zwischen den großen Schottersteinen herausspült. Die großen Schottersteine verlieren ihren Halt und rollen in das Schlagloch, bis das letztere in kurzer Frist die bekannte Waschschüsselform annimmt. Diese Zerstörung setzt sich in der Regel so lange fort, bis das Schlagloch eine Größe erlangt, daß jeder Kraftwagen mit Rücksicht auf die Festigkeit seiner Achsen um das Loch herumfährt oder, wenn derartige Löcher in größerem Ausmaß und größerer Anzahl auf einer Strecke vorhanden sind, wie dies z. B. in den Freistaaten Bayern und Mecklenburg sowie in der Provinz Hannover der Fall ist, versucht, in langsamer Fahrt über eine derartige Strecke hinwegzukommen.

Diese letztere Zerstörungsart ist durch eine einfache gute Unterhaltung der Schotterdecke unbedingt zu verhindern, indem nämlich der Wegewärter beizeiten jedes entstehende Schlagloch mit Ausbesserungsmaterial ausfüllt, möglichst mit Straßenschlamm und eventuell auch mit einer staubbindenden Masse abdeckt, so daß dem zerstörenden Wirken des Kraftwagenrades bereits im Entstehen die Spitze abgebrochen wird. Die Verhinderung von Fahrbahnzerstörungen dieser Art ist nur eine Frage von Arbeitskraft nebst Fleiß und Interesse der zuständigen Wegewärter.

In dieser Hinsicht wird jedoch von den einzelnen Straßenbauverwaltungen schwer gesündigt. Sei es, daß den Wegewärtern Strecken zugeteilt werden, die eine Länge von 8, 9, ja 10 und 11 km haben und die von den einzelnen Wegewärtern unmöglich in ausreichender Weise bearbeitet werden können oder aber — was noch öfter geschieht — daß die Wegewärter

eines Bezirkes an einzelnen Stellen zusammengezogen werden, um keine anderweitigen Hilfskräfte einstellen zu müssen, um an Stelle von Hilfsarbeitern gemeinsam Arbeiten auszuführen. Namentlich der letztere Umstand wirkt außerordentlich nachteilig, da die Wegewärter, wenn sie häufig aus ihrem Bezirk herausgeholt werden, schließlich das Interesse an der eigenen Strecke verlieren. Natürlich gibt es auch nachlässige und faule Wärter, die lieber mit allerlei Nebenarbeiten sich die Zeit vertreiben, als sich um die Zufüllung der Löcher auf der Straßendecke zu bekümmern. In solchen Fällen hilft allein rücksichtsloses Einschreiten der Aufsicht.

Werden diese Mißstände vermieden und wird andererseits die entsprechende Aufsicht geübt, namentlich hinsichtlich des nachlässigen Straßenpersonals mit der entsprechenden Rücksichtslosigkeit vorgegangen, dann ist die letztere Zerstörungsart der wassergebundenen Schotterdecke auch bei verhältnismäßig regem Verkehr noch unbedingt zu verhindern.

Der Bericht der Herren Oberbaurat Nagel und Geheimrat Nessenius über die ersten Ergebnisse der Versuchsstraße in Braunschweig sagt deshalb auch ausdrücklich wie folgt:

„Von besonderer Bedeutung für die Praxis ist die mit der gewöhnlichen Chaussierung gemachte Erfahrung. Hier hat sich gezeigt, daß sich durch sorgfältige Unterhaltung auch bei starker Belastung durch Lastkraftwagen ein befriedigender Zustand der Chaussierung besser aufrechterhalten läßt, als im allgemeinen angenommen wird. Die Wegebauverwaltungen werden gut tun, hierauf ihre besondere Aufmerksamkeit zu richten."

Erst wenn der Kraftwagenverkehr einen erheblicheren Umfang auf einer Straße angenommen hat, wird es sich empfehlen, statt der eifrigen Flickarbeit durch die Wärter bereits die gesamte Decke mit einem Bindematerial zu durchsetzen, welches geeignet ist, der Sprengwirkung des in den Schlaglöchern stehenden Wassers beim Hindurchfahren des mit Gummi bereiften Kraftwagens genügenden Widerstand zu leisten. Dafür kommen dann in Frage die bekannten Teer- oder Bitumenpräparate, deren nähere Ausführung sich an dieser Stelle erübrigt, da sie ja allgemein bekannt sein dürften.

Dabei ist jedoch grundsätzlich und ausschlaggebend folgendes zu berücksichtigen:

Der auf diese Weise zu schaffende Schutz der Schotterdecke und der Steine darf in seinen wirtschaftlichen Folgen nicht schwerer und teurer sein als der Hauptbaustoff, die Schotterdecke, damit nicht schließlich der Schutzstoff wichtiger und kostspieliger wird als die ganze Schotterdecke, zu deren Erhaltung der Schutzbaustoff herangeholt wird. Nimmt deshalb das Schutzmittel gegen diese Schäden hinsichtlich der technischen Ausgestaltung und der Preislage einen Umfang an, welcher es der sogenannten schweren Decke, in erster Linie der Kleinpflasterdecke gleich oder nahezu gleich stellt, dann scheidet es nach meiner Ansicht als Schutzmittel für obige Zwecke auf freier Landstraße aus.

Ein solches verfehltes Schutzmittel ist m. E. die moderne, so lebhaft be- und vertriebene Walzasphaltdecke, trotz ihrer sonstigen guten Qualität, und erst recht natürlich die Betondecke. Man darf, ganz abgesehen von der weitaus überlegenen Lebensdauer der Kleinpflasterdecke, niemals den wichtigen Umstand übersehen, daß der natürliche Hartstein, wie er für unsere Kleinpflasterdecken fast ausschließlich zur Verwendung kommt, bei einer Druckfestigkeit von ungefähr 3000 kg/cm² jedem anderen Straßenbaustoff weit überlegen ist. Ich für meine Person möchte es geradezu als groben Unfug betrachten, wenn man versucht, einen derartigen Naturstein von 3000 kg/cm² Druckfestigkeit durch Beton von nur 250 kg/cm² Festigkeit zu ersetzen.

Dieser Vorzug des Hartgesteins wird noch bedeutend erhöht durch die Gewölbewirkung, welche eine gut abgerammte Kleinpflasterdecke ausübt, und durch welche ein erheblicher Teil der wuchtigen, niedergehenden Stöße, namentlich der großen Autoomnibusse elastisch auf die Widerlager, d. h. die Randsteine, übertragen wird, ein Vorteil, den keine der modernen Straßendecken aufweist.

Auch der außerordentlich wichtige Gesichtspunkt des Verkehrs kommt noch hinzu. Es ist nämlich nicht der Fall, wie allgemein behauptet wird, daß der Kraftwagenverkehr immer mehr zunimmt. (Auch die Denkschrift der Bayerischen Staatsverwaltung dürfte mit ihren Berechnungen hinsichtlich der Zunahme des Kraftwagenverkehrs in keiner Weise recht behalten.)

Wer häufig auf unseren Landstraßen herumkommt und dabei die Augen aufmacht, dem kann es gar nicht entgehen, daß auf unseren Landstraßen, soweit sie nicht in der Nähe von Großstädten liegen, der Kraftwagenverkehr seit Jahresfrist eine ganz gewaltige Abnahme erfahren hat. Auch der Referent der Reichsregierung hat bei Beschlußfassung über das neue Kraftwagensteuergesetz im Reichstag ausdrücklich darauf hingewiesen, daß viele Steuerkarten für Kraftwagen nur kurzfristig angemeldet und noch mehr solcher Karten zurückgezogen bzw. abgemeldet worden sind. In verkehrsärmeren Gegenden, z. B. der Lüneburger Heide und dem Sauerland, wird man heute wohl tagelang keinen Kraftwagen mehr zu sehen bekommen, d. h. der weit überwiegende Verkehr besteht wieder, wie vor dem Kriege, aus Fuhrwerk- und Zugtierverkehr, selbst auf verkehrsreichen Straßen zu 80% und darüber. Dieser Verkehr hat gar kein Interesse an modernen Straßendecken, wie sie die Walzasphaltdecke darstellt. Anderseits ist aber die Straße dazu bestimmt, dem Verkehr und nur dem Verkehr zu dienen. Wenn unser Verkehr zu einem so großen Prozentsatz aus Fuhrwerk und Zugtier besteht, dann entspricht es zum mindesten nicht der Sachlage, daß diesem Zugtierverkehr Straßenbefestigungsmittel zugemutet werden, die für ihn nicht geeignet sind. Das Schlagwort von dem immer mehr zunehmenden Kraftwagenverkehr wird deshalb auch vorwiegend von den Kreisen gebraucht und propagiert, die ein Interesse daran haben, ihre Straßenbaumethoden den Straßenbauverwaltungen aufzudrängen.

Man kann vor dieser Entwicklung nur warnen. Denn die vielen Unfälle im Kraftwagenverkehr der Landstraßen, erst zuletzt noch der Unfall des Herrn Direktors Dr.-Ing. Schmidt vom Ruhrsiedlungsverband, dessen Wagenführer ja auch dem Unfall erlegen ist, lassen mich zu der Überzeugung kommen, daß unsere Straßenverwaltungen mit der Übertragung derartiger gefährlicher Straßendecken auf die freie Landstraße nicht auf dem richtigen Wege sind. Ich bin der Auffassung, daß bereits in den allernächsten Jahren die Entwicklung dahin gehen wird, daß entweder unserem Kraftwagenverkehr ähnlich wie in U.S.A.-Amerika eine ganz kräftige Kandare angelegt werden muß, sowohl hinsichtlich der Geschwindigkeit als auch hinsichtlich der Abmessungen der Wagen, oder aber, daß alle glatten Straßendecken, zu denen in erster Linie die Walzasphaltdecke gehört, wegen ihrer Verkehrsgefahr auf freier Landstraßenstrecke polizeilich verboten werden.

C. Hinsichtlich des wirtschaftlichen Problems muß als Hauptgrundsatz davon ausgegangen werden, daß die Straße aus der Wirtschaft heraus entstehen und leben muß und deshalb auch ihrerseits wieder der Wirtschaft dienen müsse, d. h. auch die Straßen bzw. die Straßenverwaltungen haben Rücksicht zu nehmen auf die wirtschaftlichen Verhältnisse, die die Kosten aufbringen und denen sie zu dienen haben.

Man kann es nur als groben Unfug bezeichnen, wenn z. B. die Stadt Striegau i. Schles. mitten in einem Steinbruchgebiet mit dem besten Granit, den wir für Straßenbauzwecke in Deutschland haben, dieses Material unbeachtet beiseite schiebt und auf das Drängen des dortigen Stadtbaurates Glaß zum Bau einer Walzasphaltstraße übergehen wollte. Man kann die berechtigte Entrüstung der Steinindustrie dieses Gebietes durchaus verstehen, die sich mit Recht sagt, daß sie es ist, die einen großen Teil der Steuern für den Straßenbau ihres Bezirkes trägt und nun zusehen muß, wie der zuständige Baubeamte für die zum größten Teil von ihr aufgebrachten Gelder eine dem heimischen Gebiet vollständig fremde Walz-

Asphaltdecke zur Ausführung in Vorschlag bringt und einen dahingehenden Beschluß seiner Körperschaften durchsetzt. Selbst die Arbeitervertreter dieser Körperschaften haben das durchaus natürliche Empfinden gehabt und diesem Empfinden auch nachdrücklich Ausdruck gegeben, daß mitten in einem Steinbruchgebiet, von dem diese Stadt zum großen Teil lebt, doch wohl eine Steindecke das Maßgebende sein muß. Nur der betreffende Baurat hat dieses wirtschaftliche Empfinden stark vermissen lassen.

Nach dieser Richtung hin wäre es sehr zu wünschen, daß auch die Straßenbauingenieure nicht nur immer auf das Reißbrett vor dem Gesicht schauen, sondern auch mit offenen Augen links und rechts und um sich sehen und hören, um den Anschluß an die Wirtschaft und das wirtschaftliche Volksempfinden nicht zu verlieren. Ich habe des öfteren den Eindruck gehabt, daß die bekannte Einseitigkeit, welche in Technikerkreisen dem Juristen immer zum Vorwurf gemacht wird und zu den bekannten drastischen Kritiken des Juristenums geführt hat, doch in recht erheblicher Weise beginnt, auch bei den technischen Fachkollegen Eingang zu finden insofern, als namentlich im Straßenbau mancher Fachkollege sich in allzu theoretisch ausgeklügelten technischen Methoden ergeht und dabei schließlich jegliche Fühlung mit der ihn umgebenden Wirtschaft verliert. So habe ich in Laienkreisen, vielfach selbst bei einfachen Volksgenossen, Erstaunen und Entrüstung gefunden, wenn sie erfuhren, daß bei der Vorzüglichkeit und Menge unserer heimischen Straßenbaustoffe manche Bauverwaltungen trotzdem noch aus dem Auslande fremde Baustoffe hereinholen. Es ist mir häufig gesagt worden, so etwas wäre ja gar nicht bekannt und müßte doch unbedingt in die Zeitung gebracht werden, damit es weiteren Kreisen bekannt würde und eine Stellungnahme bzw. einen scharfen Protest des gesamten Volkes ermöglichte.

Dieses Empfinden für die Zusammengehörigkeit des Straßenbaues mit der Wirtschaft fehlt eben in den Kreisen der deutschen Straßenbauingenieure leider recht oft, wie der bekannte Striegauer Fall in besonders krasser Weise zur Darstellung bringt.

Können denn deutsche Straßenbau-Ingenieure dieser Richtung unseren Ruhrbergleuten, die anläßlich des englischen Bergarbeiterstreiks die Ausfuhr deutscher Ruhrkohle nach England verhindern wollen, noch einen Vorwurf machen, da sie umgekehrt ja genau dasselbe tun, nämlich unserer heimischen Wirtschaft in den Rücken fallen?

Der deutsche Straßenbau darf unter keinen Umständen vergessen, daß die Mittel, von denen er lebt, ihm aus der heimischen Wirtschaft zufließen und die heimische Wirtschaft einen Anspruch darauf hat, daß diese Geldmittel zurücklaufend in erster Linie wieder der heimischen Wirtschaft zugute kommen und nicht ohne die allertriftigsten Gründe ins Ausland abwandern.

STAUBFREIE STRASSEN.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Georg Klose, Bezirksamt Berlin-Tiergarten.

Die Notwendigkeit, bei dem immer mehr anwachsenden Kraftwagenverkehr die Landstraßen zweckentsprechend auszubauen, ist allgemein anerkannt und bedarf keiner weiteren Erörterung. Die unter Verwendung von Schotter hergestellten mit Wasser gebundenen Chausseen erweisen sich in zweifacher Hinsicht für Kraftwagen ungeeignet: sie sind nicht genügend haltbar und entwickeln derartig viel Staub, daß die Übersicht für die Wagenführer verloren geht und zuweilen sogar der Verkehr gehemmt wird.

Indessen sind die Kosten, die aufgewendet werden müssen, um den Anforderungen der Haltbarkeit und Staubfreiheit zu genügen, derart hoch, daß man häufig von der ersteren absieht und wenigstens versucht, die Straßen staubfrei zu machen, womit dann eine, wenn auch nur geringfügige Erhöhung der Haltbarkeit verbunden ist. Dementsprechend sollen auch die nachstehenden Zeilen gegliedert und zunächst die Oberflächenbehandlung der Chausseen, sodann die neuzeitlichen Befestigungen selbst kurz behandelt werden.

Für die Oberflächenbehandlung kommen in Frage der schon vor vielen Jahren angewendete Teer und wenigstens in Deutschland erst nach dem Kriege das Bitumen. Die Erfolge, die man mit dem Teer erzielt hatte, waren in erster Zeit außerordentlich wechselnd, was wohl daher rührte, daß der Teer ohne genügende wissenschaftliche Erkenntnis in verschiedenster Zusammensetzung als Rohteer und destilliert als Gasanstalts- sowie als Kokereiteer usw. auf die Straße aufgebracht wurde. Erst in neuerer Zeit setzte die Erforschung des Teeres ein, für dessen physikalische und chemische Eigenschaften neue Prüfungsverfahren erlassen worden sind. Ich verweise hierbei auf die englischen Vorschriften für Teer[1]), nach denen der für die Oberflächenbehandlung geeignete Teer Nr. 1 folgende Eigenschaften haben soll:

Spez. Gewicht bei 15° C nicht höher als	1,225
Ammoniakwasser nicht mehr als	1,0 Gew.-%
Leichtöle unter 170° C nicht mehr als ..	1,0 Gew.-%
Mittelöle zwischen 170 und 270° C innerhalb	12,0—24,0 Gew.-%
Schweröle zwischen 270 und 300° C innerhalb	4,0—12,0 Gew.-%
Phenole nicht mehr als	5,0 Vol.-%
Naphthalin nicht mehr als	8,0 Gew.-%
„Freier Kohlenstoff" nicht mehr als ...	22,0 Gew.-%
Konsistenz oder Viskosität zwischen...	3,0—20,0 Sek.

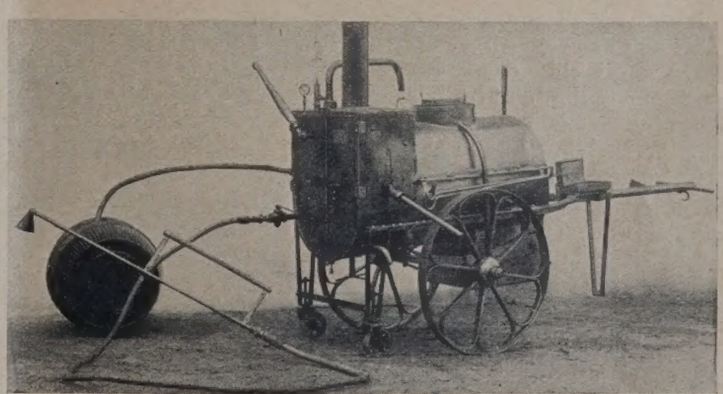


Abb. 1. Hochdruck-Teer- und Bitumisierungsmaschine.

Mit derartigen Teeren, die also entweder durch Destillation oder durch Präparation von entsprechenden Ölen und Pech erhalten sind, werden insbesondere auch in der Schweiz die damit gemachten Erfahrungen außerordentlich günstig beurteilt. Als zweiter Baustoff für die Oberflächenbehandlung kommt Bitumen in Frage, das aus den verschiedensten Distrikten Mexikos bei der Destillation des rohen Erdöles

[1]) Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen von Oberbaurat Hentrich, 1924.

gewonnen wird, wobei nur solche Öle verwendbar sind, die auf asphaltischer Basis aufgebaut und völlig paraffinfrei[2]) sind. Für eine bestimmte Sorte derartigen Bitumens gelten die nachstehenden Daten:

Spez. Gewicht ca.	1,014
Schmelzpunkt nach Kr./S.	28—30
Asche ca.	0,05
Benzolunlösliches Bitumen ca. ..	0,1

Teer sowohl wie Bitumen wurden auf i. M. 100—120° C bzw. 180° C erhitzt, ursprünglich entweder auf die sorgfältig gereinigte Chaussierung mit der Hand oder aus Sprengwagen ausgegossen, mit Besen verteilt und abgesandet. Jetzt werden hierzu vorzugsweise kleine Maschinen verwendet, die den Teer und das Bitumen (Abb. 1) unter einem Druck von 4—5 at aus einer Düse auf die Straßenoberfläche spritzen, wodurch eine innige Verbindung der Teer- oder Bitumenschicht mit der Chaussierung erzielt wird. Der nötige Druck wird entweder durch eine von Hand betriebene Pumpe, neuerdings auch durch Kohlensäure erzeugt, die bequem in Stahlflaschen mitführbar ist. Hierbei hat sich als zweckmäßig herausgestellt, den abgesandeten Teppich sofort mit einer leichten Walze etwa bis zu 10 t abzuwalzen, wobei sich das Streumaterial in die Teer- oder Bitumenschicht eindrückt und ein festes Anhaften des Bindemittels an der Unterlage gewährleistet ist. Es hat sich ferner ergeben, daß das Bitumen, das bekanntlich dickflüssiger ist als der Teer, nicht so fest an der Chaussierung haftet wie dieser, während es andererseits wieder gegen große Kälte und Hitze sowie gegen Wasser widerstandsfähiger ist. Man ist daher dazu übergegangen, beide Baustoffe zu kombinieren und hat bei verschiedenen Bitumisierungen erst eine dünne Teerschicht oder auch irgendein Bitumen in einem leicht flüchtigen Lösungsmittel und unmittelbar darauf eine Bitumenschicht aufgebracht, und hat ferner auch Mischungen von Bitumen und Teer benutzt. Die Erfolge dieser Verfahren bleibe noch abzuwarten.

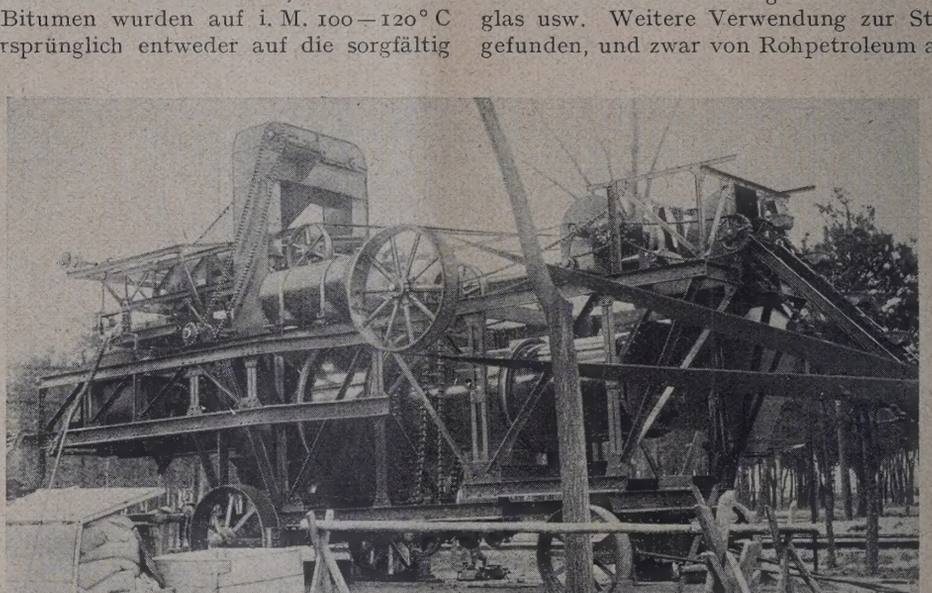


Abb. 2. Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Abb. 3. Ausbreiten und Walzen von Walzasphalt.

Daneben lassen sich natürlich Emulsionen sowohl vo Teer als auch von Bitumen teilweise mit Zusatz von Ton un anderem für diesen Zweck geeigneten Stoffen verwenden, di nach dem Brechen der Emulsionen nicht wieder wasserlöslic sind und daher eine längere Staubfreiheit der Straßen gewähr leisten als die Behandlung mit wasserlöslichen Salzen, Wasse glas usw. Weitere Verwendung zur Staubbindung haben Öl gefunden, und zwar von Rohpetroleum an bis zum präparierte bituminösen Öl, d ren Wirksamkeit i dem Eindringen i die Schotterdeck und allmähliche Durchtränken de selben beruht.

Von den Be festigungen, die mi der Staubfreiheit ge wöhnlich eine grö ßere Haltbarkei bieten, will ich i erster Linie das alt bewährte Klein pflaster nennen über das ja weite kein Wort zu ver lieren ist, und da gerade für uns i Deutschland des wegen von große Bedeutung ist, wei es unserer einhei mischen Steinindu strie Arbeitsmög lichkeit bietet. Ich erinnere nur neben vielen anderen an die vorzüglichen Klein pflasterchausseen i den Provinzen Han nover, Rheinpro vinz, Schlesien und anderen.

Als neuere Bau weisen kommen de Walzasphalt und der in letzter Zei vervollkommnete Teermakadam i Frage, die sich des wegen so gut zu Instandsetzung alte Straßen eignen weil die vorhanden alte Chaussierung ebenso wie auch altes Steinpflaster gleich gut als Unterbettung für sie benutzt werden können. Gestatten es dabei die Höhenverhältnisse der Straße ihre Oberfläche um 3—10 cm zu erhöhen, so brauchen irgend welche Änderungen am Unterbau überhaupt nicht vor genommen zu werden.

Es ist natürlich unmöglich, im Raum dieser kurzen Ab handlung auf den Walzasphalt und seine Herstellung näher einzugehen. Ich kann nur kurz anführen, daß zu seiner Herstellung Splitt und Grus von harten Gesteinen, wie Grünstein Basalt usw. in verschiedenen Körnungen, ferner Sand und als Füller Kalksteinstaub benutzt werden, während zur Verkittung dieser Materialien entweder mexikanisches Bitumen

[2]) Dr. Klose, „Das Erdölbitumen", Asphalt- und Teerindustriezeitung, Messe-Nummer vom März 1926.

der Trinidad-Asphalt genommen wird. Einige Daten dieser beiden Baustoffe für Walzasphalt sind etwa folgende:

1. Mexikanisches Bitumen.

Spez. Gewicht	ca. 1,047
Schmelzpunkt nach Kr./S.	40—50
Asche	ca. 0,5
Benzolunlösliches Bitumen	ca. 0,15

2. Trinidad-Asphalt

Bitumen löslich in CS_2	56%
Mineralgehalt	38%
Organisch unauflöslich	5%
	100%
Spez. Gewicht	1,4
Schmelzpunkt	113

Das erstere wird fertig verarbeitet, der Trinidad-Asphalt muß durch Zusatz von Fluxöl, das selbstverständlich paraffinfrei sein muß und meistens aus Rückständen der Erdöldestillation besteht, auf den geeigneten Schmelzpunkt herabgesetzt werden. Zum Vergleich sei angeführt, daß die Penetration des mexikanischen Bitumens zu 1. etwa 40—50, die eines gefluxten Trinidad-Asphalts zu 2. etwa 60 beträgt.

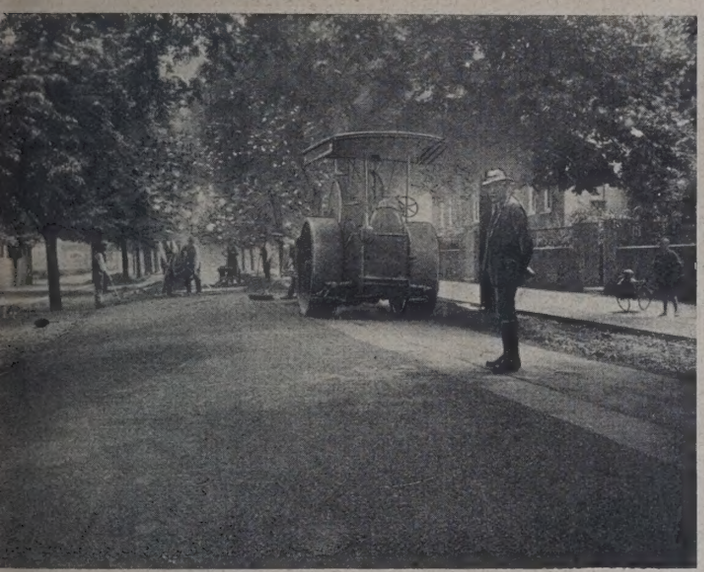


Abb. 4. Kalteinbau und Walzen von „Termak".

Das Mischen der Baustoffe erfolgt in besonders konstruierten Maschinen, in denen das auf etwa 180° erhitzte Bitumen dem bis auf 200° erhitzten und entstaubten Steinmaterial zugesetzt wird. Um eine dichte druckfeste Asphaltschicht zu erzielen, ist es wichtig, die Mineralstoffe so zu wählen, daß ein Hohlraumminimum entsteht, und nur soviel Bitumen zuzusetzen, daß dieses lediglich zur Verkittung der Mineralstoffe, nicht aber als Träger dient[3]).

Die Mischmaschinen wurden ursprünglich aus dem Auslande bezogen, neuerdings hat sich auch unsere einheimische Industrie damit befaßt und ebenso brauchbare Konstruktionen erzielt (Abb. 2), die den ausländischen in keiner Weise nachstehen, insbesondere wird jetzt zur Erhitzung der Mineralstoffe Ölfeuerung angewendet, die eine gleichmäßigere Temperatur erzielt als es bei der Kohlenfeuerung der Fall ist. Aufgebracht wird der Walzasphalt in seinen verschiedenen Abarten, wie Topeka, Asphaltmakadam, Sandasphalt usw., entweder in zwei Schichten, und zwar beispielsweise mit einer unteren 6 cm starken Binderlage und einer oberen 4 cm starken Decklage, oder bei geringem und leichteren Verkehr auch nur in einer Decklage von 4 bis 6 cm Stärke.

[3]) Das Technische Untersuchungsamt der Stadt Berlin, Asphalt- und Teerindustrie-Zeitung, Jahrg. 1926, Heft 7 bis 12.

Die Zusammensetzung wechselt mit den Zuschlagstoffen und gestaltet sich für einen bestimmten Fall etwa wie folgt:

1. Binder:

Kleinschlag und Splitt	60%
Sand	33%
Bitumen	6—7%

2. Decklage:

Sand	48%
Feiner Splitt oder Grus	28%
Füller (Kalksteinstaub)	12%
Bitumen	12%

Wichtig für die Herstellung des Walzasphaltes ist außer der geeigneten Zusammensetzung der Baustoffe das Aufbringen der Decke, die in der erforderlichen Stärke auf der Unterlage verteilt und sofort mit einer leichten Tandemwalze (Abb. 3) gleichmäßig abgewalzt werden muß. Die Herstellung des Teermakadams im Heißeinbau erfolgt nach einem ähnlichen Verfahren, wobei ebenfalls eine oder mehrere Schichten angeordnet werden. Nicht vergessen will ich sowohl beim Asphalt als auch beim Teer das Durchtränkungsverfahren zu nennen, bei dem die Bindemittel auf die trocken eingewalzte Chaussierung aufgebracht werden, in diese eindringen und so eine Verkittung des Schotters herbeiführen.

Abb. 5. Aufgießen der Asphaltemulsion.

Abweichend hiervon sind sowohl beim Teermakadam als auch beim Asphalt die Kaltverfahren, die gegenüber dem Heißverfahren eine gewisse Vereinfachung auf der Baustelle bedeuten. Als Beispiel für den Kalteinbau des Teeres nenne ich den Termak, bei dem Basalt, Grünstein, insbesondere aber auch Hochofenschlacke fabrikationsmäßig heiß gemischt und dann etwa 6 Wochen gelagert werden, wobei eine gewisse Verharzung des Teeres eintritt. Verwendet werden nach obenhin immer feinere 4 Körnungen und zwar:

IV	.....	30	bis 50	mm
III	.....	15	„ 30	„
II	.....	5	„ 15	„
I	.....	0	„ 5	„

Als Teer wird ausschließlich Kokereiteer genommen, der in seinem Verhalten etwa dem Teer Nr. 2 der englischen Vorschriften entspricht[4]), d. h. ein spez. Gewicht von 1,24 und eine Viskosität von 20—100 Sek. haben soll, und der meistens aus Pech und Anthrazenöl, für bestimmte Zwecke auch mit Schweröl so gemischt wird, daß er die für den Straßenbau geeignete Zusammensetzung hat. Die einzelnen Lagen werden nacheinander (Abb. 4) in einer Gesamtstärke von 3,5 bis 7,5 cm

[4]) Reise nach London zum Studium der Automobilstraßen von Oberbaurat Hentrich, 1924.

eingebracht, mit einer mittelschweren Walze abgewalzt und festgedrückt. Die Oberfläche wird fast ausschließlich aus Schlackenmischung hergestellt und nach einiger Zeit nochmals geteert. Die Verwendung des Teeres und der Schlacke ist hierbei insofern von großer wirtschaftlicher Bedeutung als beide auf den Zechen und Hüttenwerken anfallen. Als zweites Kaltverfahren kommen Emulsionen von Asphalt und Teer in Frage, die im flüssigen Zustande zur Baustelle geschafft und ohne Maschinen eingebaut werden können. Ich muß mich hier auf die Asphaltemulsionen beschränken, bei denen ebenso wie beim Walzasphalt entweder Trinidad-Asphalt oder mexikanisches Bitumen mit Wasser unter Zusatz geeigneter Chemikalien emulgiert sind.

Auf einer geeigneten Unterlage, wie eine Chaussierung oder altes Pflaster, wird dann mit Splitt und Grus ein Teppich aufgewalzt, in den die Emulsion mit Gießkannen hineingegossen wird (Abb. 5). Dies Verfahren wird je nach der gewünschten Stärke des Teppichs wiederholt, wobei die Emulsion bricht, d. h. das Wasser abstößt und das reine Bitumen zurückbleibt, das wie beim Heißtränkverfahren eine Verkittung der einzelnen Mineralstoffe herbeiführt.

Auf die anderen zahlreichen Verfahren, z. T. mit Mischungen von Teer und Bitumen, kann ich hier aus Mangel an Raum leider nicht näher eingehen. Ich will hier nur noch anführen, daß neben den natürlichen Steinen auch Kunststeine zur Befestigung der Chausseen und zur Staubminderung benutzt werden, und nenne insbesondere die Schlackensteine, die neuerdings auf der Versuchsstrecke Leipzig—Merseburg verlegten Ara-Hartsteinplatten (hergestellt von den Niederbayerischen Quarzitwerken, Altrendsberg. Die Schriftl.) und andere. Ausgedehnte Verwendung haben schließlich, namentlich in Amerika, die Betonstraßen gefunden, von denen auch bei uns jetzt verschiedene Strecken ausgeführt sind, und zwar teilweise unter Benutzung von Spezialzementen wie Soliditit, mit Zusatz von Stahlspänen als Stahlbeton usw. Genannt seien die Avus in Berlin, die Straßen München—Forstenried und München—Tegernsee, die deswegen besonders erwähnenswert sind, weil hier der Beton nach amerikanischem Muster in ungebrochener Folge mit selbstfahrenden Betonmischmaschinen eingebracht, abgezogen und geglättet wurde. Daneben sind auch Versuche angestellt worden, die den Beton mit Spritzmaschinen z. B. nach dem Torkretverfahren aufbringen, wie überhaupt bei diesem Zweige des Straßenbaues die Maschinen sich immer mehr einführen und neuerdings z. B. in Berlin zum Verteilen, Abziehen und Stampfen des Betons ein selbstfahrender Finisher (Abb. siehe Seite 653). benutzt wurde. Gerade die Betonstraßen zeichnen sich dadurch aus, daß sie ganz eben und völlig staubfrei sind und bleiben. Da sie außerdem keine komplizierten Maschinen und Fabrikanlagen voraussetzen, sondern an Ort und Stelle leicht hergestellt werden können, versprechen sie eine große Haltbarkeit, wenn es gelingt, die Temperaturfugen unschädlich zu machen.

Wie man sieht, sind jetzt nach dem Kriege eine ganze Reihe von Straßenbauverfahren in Anwendung begriffen, von denen ich nur einige herausgreife. Es steht aber zu erwarten, daß sich vielleicht schon nach einigen Jahren einige Bauweisen herauskristallisieren werden, die je nach den örtlichen Verhältnissen einwandfreie staubfreie Straßen auch für den gesteigerten Autoverkehr ergeben werden.

VERSUCHE ZUR SCHAFFUNG GEEIGNETER STRASSENDECKEN FÜR DEN DERZEITIGEN VERKEHR IN DRESDEN.

Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden.

Aus der Erkenntnis heraus, daß gewöhnliche Schotterstraßen den Anforderungen des Kraftwagenverkehrs nicht mehr gewachsen sind, war Dresden bereits vor dem Kriege bestrebt, die Schotterdecken der verkehrsreichsten Straßen durch eine andere Befestigung zu ersetzen.

Wenn man schon in früheren Zeiten zu diesen Maßnahmen in Städten übergegangen war, so lag der Grund nicht an der Verkehrsbelastung der Straßen. Es waren vielmehr andere Gesichtspunkte dafür maßgebend. Für Stadtstraßen ist großer Wert auf die Vermeidung von Staub-, Schlamm- und Geräuschbildung und auf die Möglichkeit einer guten Straßenreinigung zu legen. An sich war die Schotterstraße nach Art der Ausführung, wie sie in Dresden üblich ist, mit gutem Packlagerunterbau, den Belastungen des damaligen langsamen (Pferde-)Verkehrs wohl gewachsen. Nur die am schwersten belasteten Straßen erforderten eine andere Befestigung; dazu gehörten Zufahrtstraßen nach Güterbahnhöfen, nach Häfen, nach Industriegegenden usw. Hierfür kam fast ausschließlich Steinpflaster in seinen verschiedensten Ausführungen in Frage. Gepflastert wurden aus den eben angeführten Gründen auch bereits große Strecken von Landstraßen, meist nur halbseitig auf der Seite, auf der der schwere Verkehr sich abspielte (Landstraße Pirna—Dresden für Sandstein-, Straßen um Halle und Magdeburg für Zuckerrübenverkehr).

Bei der Wahl der dem neuzeitlichen Verkehr angepaßten Straßendecken sind nicht unwesentliche Unterschiede zwischen Land- und Stadtstraßen zu machen. Der Verkehr auf den Landstraßen ist im allgemeinen schwächer als auf den verkehrsreichen Stadtstraßen. Dafür aber werden die Landstraßen durchweg meist mit größerer Geschwindigkeit befahren als die Stadtstraßen, wodurch ein gewisser Ausgleich in der Belastung zwischen beiden Straßenarten hergestellt wird.

Während bei den Landstraßen wenig oder kein Wert auf Vermeidung von Staub- und Schlammbildung gelegt wird, muß bei den Stadtstraßen diesen Erscheinungen der größte Wert beigemessen werden. Dazu kommt, wie schon oben erwähnt, noch die Rücksichtnahme auf Geräuschbildung und eine gute Reinigungsmöglichkeit.

Während eine Störung des Verkehrs infolge Bauarbeiten auf den Landstraßen sehr erschwerend ins Gewicht fällt mit Rücksicht auf gegebenenfalls nötig werdende größere Umwege, fällt dieser Umstand meist weniger ins Gewicht bei Stadtstraßen, da hier viel eher die Möglichkeit vorliegt, die Baustrecke durch kurze Umfahrungen zu vermeiden.

Die bereits vor dem Kriege vorgenommenen Versuche Dresdens, die Schotterstraßen den Bedürfnissen des Kraftwagenverkehrs anzupassen, waren sehr mannigfacher Art. Als Mittel zur Staubbekämpfung wurde zunächst die Oberflächenbehandlung unter Verwendung rohen Gasanstaltsteeres durchgeführt. Die hiermit vorgenommenen Versuche sind sämtlich mißlungen; die Teeröle verdunsteten, der Teer wurde spröde und blätterte nach kurzer Zeit von der Schotterdecke ab.

Man ging dann über zu Versuchen mit Durchtränkung von Schotterdecken unter Verwendung rohen Gasanstaltsteeres. Auch diese Versuche sind mißlungen. Die Teeröle entwichen zu langsam, die Verharzung der Decke ging nicht genügend schnell vor sich, die Decke blieb dauernd weich, der Teer trat, vor allen Dingen bei warmer Witterung, immer wieder zutage. Bessere Erfolge wurden erzielt mit der nach dem Heißmischverfahren hergestellten Teermakadamdecke, allerdings erst dann, als man dem rohen Gasanstaltsteer Steinkohlenhartpech zusetzte. Die damit im Jahre 1911 hergestellten Straßendecken befinden sich noch heute in gutem Zustande, nachdem sie in den letzten Jahren einen Oberflächenanstrich mit Teer erhalten haben. Allerdings weisen alle diese Straßen nur leichten Verkehr auf. Bei schwerem Verkehr eignet sich diese Bauart auch nicht, da dieser die Decke nicht zur Ruhe und damit zum genügenden Abbinden kommen läßt.

Gute Erfahrungen mit der Verwendung von Teer sind vor dem Kriege bereits gemacht worden bei der Herstellung von Fußwegen. Während bloße Überteerungen der Kiesfußwege mißlungen sind, haben sich Fußwegdecken von 3 cm Stärke mit heiß gemischtem, aber kalt eingebautem Teerschotter und Teersand sehr gut gehalten. Eine Überteerung der Decke je nach Verkehr aller 5—7 Jahre dient zu ihrer Auffrischung und Erhaltung.

Den Versuchen zur Herstellung von bituminösen Straßendecken mit Teer folgten solche mit Asphalt, eine Ausführungsart, wie sie bereits seit längerer Zeit in Amerika und England angewendet worden war. Der erste Versuch in Dresden wurde auf der Bernhardstraße zwischen Winkelmann- und Bergstraße ausgeführt; und zwar wurden $^1/_3$ der Strecke in Sandasphalt und $^2/_3$ in Asphaltbeton hergestellt. Entsprechend der bisherigen Ausführungsweise von Straßendecken mit Guß- und Stampfasphalt glaubte man, auch für die Herstellung von Walzasphalt auf eine Unterlage von Beton nicht verzichten zu sollen. Diese wurde in einer Stärke von 15 cm eingebracht.

Bei den weiteren Versuchen ist man von der Verwendung von Beton als Unterlage vollständig abgekommen. Derartige Ausführungen sind in der Stübel- und Karcherallee ebenfalls kurz vor dem Kriege und im ersten Kriegsjahr gemacht worden. Um die Kosten des im Heißmischverfahren hergestellten und aufgebrachten Straßendeckenbelags herabzusetzen, wurden zu gleicher Zeit Versuche unternommen zur Herstellung von Straßendecken nach dem Durchtränkungsverfahren, so in der Fürstenstraße und Stübelallee.

Diese Ausführungen nach dem Mischverfahren haben sich sehr gut bewährt. Sie liegen in Straßen mit mittelschwerem Verkehr, doch dürften keine Bedenken bestehen, sie auch in Straßen mit schwerem Verkehr zu verwenden. Die Ausführungen nach dem Tränkverfahren liegen ebenfalls in Straßen mit mittelschwerem Verkehr, und zwar in der Hauptsache Kraftwagenverkehr, und haben sich dort gut bewährt; an den Straßen mit schwerem Verkehr machen sich Ausbesserungen jetzt erforderlich. Diese Decken nach dem Tränkverfahren — das liegt in der Art der Herstellung — lassen sich nicht so gleichmäßig herstellen, wie Decken nach dem Heißmischverfahren. Ersteres gibt keine Gewähr dafür, daß der Asphalt beim Eingießen in allen Teilen gleichmäßig verteilt wird. Es entstehen oft Asphaltnester, die den ersten Anlaß zu Zerstörungen bilden.

Zu all den Ausführungen mit Asphalt vor dem Kriege ist Trinidadasphalt verwendet worden.

Mit Kriegsausbruch hörten bald alle weiteren Ausführungen mit Teer oder Asphalt auf. Die Einführung ausländischen Asphaltes unterblieb, und der Teer wurde beschlagnahmt zur Verwendung seiner einzelnen Bestandteile zu Kriegszwecken; auch nach dem Kriege noch blieb die Beschlagnahme des Teeres bestehen, und Asphalt konnte wegen der ungünstigen Wirtschafts- und Finanzlage nicht bezogen werden. Erst 1922 wurden wieder erneute Versuche, und zwar zunächst mit rohem Gasanstaltsteer, unternommen. Alle diese Ausführungen versagten. Ebensowenig hat sich bewährt der Versuch zur Verbesserung des Teeres unter Zusatz von Braunkohlenhartpech. Erst die Einfuhr von Asphalt ermöglichte die Vornahme weiterer Versuche, die zunächst dahin gingen, den Teer durch Zusatz von Asphalt zu verbessern. Man blieb beim Heißeinbau der heißgemischten Baustoffe. Teer und Asphalt wurden in den verschiedenen Verhältnissen gemischt. Auf Grund längerer Beobachtungen ist Dresden dazu gekommen, Asphaltschotterstraßen unter Verwendung von 7 Teilen Asphalt und 3 Teilen Teer zu bauen. Während früher Trinidadasphalt und roher Gasanstaltsteer verwendet wurden, mischt man jetzt nur noch Petrolasphalt, also den bei der Herstellung des Petroleums aus dem Erdöl gewonnenen Rückstand, mit zum Straßenbau eigens zugerichteten Gasanstaltsteer, und zwar dem in den Rütgerswerken erzeugten Rütgersstraßenteer. Auf der unter Verwendung verschiedener Mischungsverhältnisse von Asphalt und Teer hergestellten Probestrecke der Zwinglistraße hat sich nur das Verhältnis 7 Asphalt zu 3 Teer bewährt. Diese Ausführungsweise im eigenen Betrieb ist für Straßen mit leichtem Verkehr angewendet worden. Immerhin hat sich eine so hergestellte Straßendecke, über die später regelmäßiger Omnibusverkehr mit schweren Omnibussen von einem Durchschnittsgewicht von etwa 11 t einschließlich Belastung geführt wurde, seit Einführung dieses Verkehrs vor etwa $^3/_4$ Jahren ausgezeichnet gehalten.

Die Herstellung einer Teerasphaltschotterdecke geschieht in der Weise, daß die alte Schotterdecke aufgerissen wird, die aufgerissenen Schottersteine gleichmäßig über die Straße verteilt werden und das Straßenprofil durch Aufbringen von soviel neuen Schottersteinen hergestellt wird, daß die Oberfläche nach dem Einwalzen etwa 3 cm unter der endgültigen Straßenkrone liegt. Vor dem Abwalzen der aus alten und neuen Steinen bestehenden Schotterschicht werden die Hohlräume durch Ausstreuen mit Kaltteersteinsplitt möglichst ausgefüllt. Auf die mit schwerer Walze gehörig abgewalzte Decke wird das Heißgemisch von Feinschlag, Sand und Teerasphalt aufgebracht und bis auf eine Stärke von 3 cm abgewalzt. Die so hergestellte Decke wird dem Verkehr unmittelbar nach der Abwalzung übergeben und erhält nach einigen Wochen, wenn sie annehmbar zur Ruhe gekommen ist, einen Überstrich von Asphalt als Verschlußschicht.

Im Gegensatz zu dem Heißeinbau, wie er von Dresden selbst ausgeführt wird, ist neuerdings eine Probestrecke von einem Unternehmer unter Verwendung von Teer im Kalteinbauverfahren auf der Hohen Straße hergestellt worden. Dieses Verfahren hat ausgedehnte Verwendung im Rheinlande, Westfalen und Norddeutschland gefunden. Es hat den Vorzug, daß nur Teer verwendet wird, welcher durch die Lagerung einen gewissen Verharzungsprozeß durchmacht. Es werden Steine verschiedener Größe und Sand in drei oder vier Schichten aufgebracht und jede Schicht für sich abgewalzt. Derartige Ausführungen in den letzten beiden Jahren haben sich im Rheinlande bewährt. Wie sich die Ausführung bei uns halten wird, muß abgewartet werden.

Seit dem vergangenen Jahre ist Dresden auch wieder an die Ausführung von Walzasphaltdecken gegangen, zu denen neuerdings nur noch Petrolasphalt verwendet wird. Hierbei ist auf die weitere Verwendung von Sandasphalt verzichtet und nur noch Asphaltbeton in verschiedener Zusammensetzung ausgeführt worden. Es sind hauptsächlich zwei Arten der Ausführung, die in Frage kommen. Das Asphaltgemisch besteht entweder aus Feinschlag bis 30 mm Korngröße oder aus Grus bis 15 mm Korngröße, aus Sand, Füllstoff und Bitumen. Bei dem ersteren Gemisch wird unmittelbar hinter dem Abwalzen ein Oberflächenanstrich aufgebracht, der bei dem zweiten Gemisch unterbleiben kann. Die Wohlfeilheit des Asphaltbetons gegenüber dem Stampfasphalt war Veranlassung, im vergangenen Jahr etwa 10 000 m² Stampfasphaltdecken durch Asphaltbetondecken zu ersetzen.

Eine Betrachtung der beiden Bindemittel Teer und Asphalt ergibt folgendes: Die in dem Teere enthaltenen leichten Öle haben das Bestreben zu entweichen, daher bleibt die Decke längere Zeit weich. Dazu kommt, daß der Verkehr die Decke nicht zur Ruhe kommen läßt, so daß bei starkem Verkehr eine dauernde Bewegung zu beobachten ist. Sind die leichten Öle aber entwichen, so hat der Teer die Neigung zum Brüchigwerden. Der Asphalt dagegen verändert seine Zusammensetzung nicht. Bei richtigem Mischungsverhältnis wird ein Mindestmaß von Hohlräumen in der Decke erzielt, so daß sie im allgemeinen dicht und fest wird und höchstens im heißen Sommer von eisenbereiften Wagen oder eisenbeschlagenen Hufen Eindrücke erhält, die aber bald wieder, besonders durch den Kraftwagenverkehr, verbügelt werden. Der Nachteil bei Asphalt besteht darin, daß er ein ausländisches Erzeugnis ist. Dieser Umstand fällt aber nicht so erheblich ins Gewicht wie bei dem Stampfasphalt, da das Gemisch nur zu etwa 10% aus Bitumen besteht, während der Stampfasphalt zu 100%

ausländisches Erzeugnis ist, da außer den 10% Asphalt noch 90% Kalkstein mit dem Stampfasphalt eingeführt werden.

Ein Nachteil beider Verfahren, ganz gleich, ob der Einbau in warmem oder kaltem Zustande erfolgt, besteht darin, daß nicht nur das Bindemittel, sondern auch die übrigen Zusatzstoffe bis weit über 100° erhitzt werden müssen. Diese Nachteile werden vermieden bei der Verwendung von in kaltem Zustande als Bindemittel sich eignendem Bitumen, das in Emulsionsform benutzt werden kann. Bei der Herstellung dieser Emulsion ist Hitze nur in der Fabrik erforderlich, während ein Erhitzen der Steine vermieden wird.

An Teer-Emulsionen sind bekannt das Kiton und das Magnon. Ersteres ist vor dem Kriege in Dresden ohne guten Erfolg verwendet worden. Ein Versuch mit Magnon wird voraussichtlich demnächst hier gemacht werden.

Beide Emulsionen dürften dieselben Nachteile für den Straßenbau aufweisen, wie auch die reinen Teere selbst. Beide sind bis jetzt nur zur Herstellung von Decken, nicht aber zur Oberflächenbehandlung verwendet worden. Dafür kam bisher nur heißer Teer oder heißer Asphalt in Frage.

Bei dieser Gelegenheit sei eines weiteren Versuches gedacht, der die Verwendung von Petrolasphalt, mit Teeröl erweicht, zur Oberflächenbehandlung vorsah. Die mit dem unter den Namen Goudronit und Trinascol in den Handel gebrachten Mittel ausgeführten Straßenstrecken haben sich nicht schlecht bewährt.

Größere Versuche hat Dresden gemacht mit der Verwendung einer Asphaltemulsion, und zwar zunächst zur Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen. Das Wesen der Emulsion besteht darin, daß sie sich an der Luft zersetzt, daß das Wasser verdunstet oder in den Untergrund geht und der reine Asphalt als Dichtungsmittel übrig bleibt. Der erste Versuch in Deutschland überhaupt mit der Verwendung der Asphaltemulsion unter dem Namen Kaltasphalt oder Colas ist von Dresden in der Wiener Straße zwischen Gellertstraße und Richard Strauß-Platz gemacht worden. Dieser Versuch ist nicht geglückt. Das lag an verschiedenen Gründen, die weiter unten erörtert werden sollen.

Die Anwendung der Asphaltemulsion zur Oberflächenbehandlung ist folgende:

Die zu behandelnde Straße ist von Staub und Schlamm vollkommen zu befreien. Dies wird in Dresden durch Abspritzen der Schotterdecke mit Wasser aus den Feuerhähnen, also unter großem Druck, erzielt. Auf die so von Staub und Schlamm sauber gereinigte Straße wird der Kaltasphalt durch Auslaufenlassen aus den Tankwagen aufgebracht, mit Bürsten oder Gummischrubbern möglichst gleichmäßig verteilt und dann mit grobem Kies oder Splitt von 4—12 mm Korngröße abgestreut. Steht eine Straßenwalze zur Verfügung, so läßt man diese einige Male über die Fläche hinwegrollen, und die Straße ist zur Aufnahme des Verkehres fertig. Wenn der erste Versuch auf der Wiener Straße nicht geglückt ist, so lag das einmal daran, daß die Straße nicht sauber genug gereinigt war, so daß der Kaltasphalt nicht am Steingerüst, sondern am Schlamm oder Staub haftete und mit diesem zusammen im Laufe der Zeit durch den Verkehr vom Steingerüst abgewickelt wurde. Ferner kam dazu, daß nicht genügend grobe Absplittstoffe verwendet worden sind, sondern zu feine, welche zu leicht zu Staub zerfahren wurden.

Die Hauptvorteile der Oberflächenbehandlung mit der kalten Asphaltemulsion gegenüber der mit heißem Asphalt und heißem Teer bestehen darin, daß keine trockene Straße und kein schönes Wetter vorhanden sein muß, daß daher auch keine Arbeitsunterbrechung infolge nasser Straße oder Regenwetter eintritt. Es können mehr Arbeitstage im Jahre gewonnen werden wie bei dem anderen Verfahren. Damit verbunden ist natürlich eine bessere Ausnutzung der vorhandenen Arbeitskräfte. Auch fällt die Beschaffung und Verwendung von heizbaren Maschinen auf der Arbeitsstelle fort. Welchen Vorteil die Stadt Dresden sich mit der Verwendung von Kaltasphalt für die Oberflächenbehandlung verspricht, geht daraus hervor, daß es bei Anwendung dieses Verfahrens seine sämtlichen Schotterstraßen mit Ausnahme der verkehrsärmsten Nebenwege in zwei Jahren (bis Ende 1927) mit einer die Decke schützenden Haut versehen zu haben glaubt; und Dresden hat zur Zeit noch etwa 3 Millionen Quadratmeter Schotterflächen.

Wenngleich die Behandlung verkehrsreicher Schotterstraßen mit Oberflächenanstrich nur eine vorübergehende Maßnahme ist bis zu dem Zeitpunkt, wo die Schotterdecke durch eine andere starke Decke ersetzt werden kann, so haben doch die bis jetzt durchgeführten Oberflächenbehandlungen mit Kaltasphalt ergeben, daß nach dem oben angewendeten Verfahren behandelte Schotterstraßendecken auch in der Lage sind, sehr starken und schweren Verkehr aufzunehmen. Als Beispiel hierfür sei erwähnt die Münchner Straße zwischen Reichs- und Nürnberger Platz, auf der die Seitenstreifen neben den gepflasterten Fahrbahnstreifen Ende März mit Kaltasphalt behandelt worden sind. Über diese Seitenstreifen verkehren täglich in jeder Richtung bis zu 170 Kraftomnibusse mit einer durchschnittlichen Belastung von 11 t. Rechnet man dazu den übrigen nicht unbedeutenden Verkehr auf dieser Straße, so kann man einen durchschnittlichen Verkehr von 3000 t in jeder Richtung annehmen. Dazu liegt die Straße in einer Steigung von 1 : 24 i. M.

In das Gebiet der Oberflächenbehandlung gehören noch verschiedene Versuche, die in diesem Jahre Ende März auf der Wiener Straße zwischen Oskarstraße und Basteiplatz angestellt worden sind. Dort hat man die Straße quer zur Längsrichtung in verschiedene Teile geteilt und jeden Abschnitt anders behandelt. Man hat Kaltasphalt einmal aufgebracht; in einem anderen Abschnitt dicht hintereinander eine zweimalige Behandlung eintreten lassen; den dritten Abschnitt hat man zunächst mit Rütgers-Teer und unmittelbar darauf einmal mit Colas behandelt. Eine weitere mit Colas behandelte Strecke hat man anstatt mit dem gewöhnlichen Abstreusplitt mit Kalt-Teer-Steinsplitt von 0—10 mm Korngröße abgesplittet, dasselbe an einem anderen Abschnitt auf einer mit Rütgersteer behandelten Oberfläche. Bei all diesen Versuchen hat sich ergeben, daß die mit Kaltasphalt unter Verwendung gewöhnlichen Steinsplittes behandelte Oberfläche am schnellsten zur Ruhe gekommen ist, während die mit Teer behandelten Strecken ein öfteres Nachstreuen erfordert haben. Weitere Beobachtungen sollen ein Urteil über die endgültige Bewährung ergeben.

Abgesehen von kleineren Versuchen im vorigen Jahre sind dieses Jahr Versuche in größerem Umfange mit der Verwendung des Kaltasphaltes auch zu Deckenherstellungen gemacht worden. Hierbei ist man nach dem Vorbild in England zunächst zu dem Tränk- und Halbtränkverfahren gekommen, welches in folgender Weise ausgeführt wird:

Auf der aufgerissenen Schotterdecke werden die verwendbaren Steine gleichmäßig wieder verteilt, darauf eine Schicht von etwa 3 cm lehmhaltigen, also bindefähigen Sandes, hierauf eine Schicht neuer Schottersteine in etwa 8 cm Stärke aufgebracht und unter leichtem Anfeuchten mit Wasser mit einer schweren Walze abgewalzt solange, bis der Kies bis auf etwa 1,5 bis 2 cm unter die Oberfläche heraufgedrückt worden ist. In diese Decke wird mittels Gießkannen mit eigens dazu hergestellter Schnauze der Kaltasphalt eingegossen, so daß etwa 4—4,5 kg Kaltasphalt auf 1 qm kommen. Die gesamte Fläche wird dann mit Splitt von etwa 10—15 mm Korngröße abgestreut und einmal leicht überwalzt. Nach längerem Stehen, etwa 1 Tag, wird dann der Splitt fest eingewalzt. Danach erhält die Decke noch einen Überstrich von etwa 1,5 kg/qm. Dieser Überstrich wird mit Splitt von 4—12 mm abgestreut; darüber läßt man die Walze nochmals rollen, und die Straße kann für den Verkehr freigegeben werden.

Der obengenannte Ausdruck „Tränkungsverfahren“ oder „Halbtränkungsverfahren“ trifft nicht zu; zweckmäßiger dürfte die Bezeichnung „Eingießverfahren“ lauten.

Nach diesem Verfahren soll bis auf weiteres jede Schotterstraße Dresdens mit einigem Verkehr behandelt werden, wenn sie nicht durch bloße Oberflächenbehandlung auf absehbare Zeit noch erhalten werden kann, sondern eine Neuschüttung sich nötig macht; also es soll künftig das Wasser bei den Schotterstraßen ersetzt werden durch ein bituminöses Bindemittel. Der Unterschied in den Herstellungskosten ist unerheblich, da an Steinen wegen der geringeren Schüttungshöhe gespart wird, was an Kosten zur Beschaffung des Bindemittels aufgewendet werden muß. Gleichzeitig gewinnt man bei dieser Behandlung der Straßen den Vorteil der geringeren Unterhaltungskosten, der Staub- und Schlammbeseitigung und der bequemeren Reinigungsmöglichkeit.

Wie schon oben gesagt, ist das Tränkungs-, besser Eingießverfahren natürlich immerhin nur als ein rohes Verfahren zu bezeichnen, da eine Gewähr für vollkommen gleichmäßige Herstellung des Gefüges nicht übernommen werden kann. Diese Gewähr kann nur gegeben werden beim Mischverfahren, da hierbei das erfahrungsgemäß als zweckmäßig erkannte Mischungsverhältnis jederzeit auf Kilogrammgenauigkeit durchgeführt werden kann. Auch nach dieser Richtung hat Dresden bereits Versuche in allerneuester Zeit unter Verwendung einer Emulsion gemacht, die sich langsamer zersetzt als der für die Oberflächenbehandlung verwendete Kaltasphalt. Über Bewährung dieses Verfahrens kann naturgemäß noch nichts gesagt werden, doch kann man die Überzeugung haben, daß der Erfolg nicht ausbleibt, und daß dieses Verfahren das Verfahren der Zukunft bei Verwendung bituminöser Bindemittel sein wird. Dies ist auch der Standpunkt, den andere erfahrene Fachleute auf dem Gebiete des Straßenbaues einnehmen. So schreibt auf eine Anfrage über die Verwendung des Kaltasphaltes zu Straßenbauzwecken Sir Henry Mayburg, der Leiter des Verkehrs- und Straßenbauwesens im britischen Transportministerium, an das Tiefbauamt Dresden im Juni vorigen Jahres: „Ich sehe mit Gewißheit dem Zeitpunkt entgegen, wann dieses Mischverfahren (unter Verwendung von Kaltasphalt), das noch jetzt allgemein mit Hilfe erhitzten flüssigen Bitumens ausgeführt wird, durch die kalte Methode ersetzt werden wird."

Eine weitere ausgedehnte Verwendung hat der Kaltasphalt gefunden zum Ausbessern von Schlaglöchern. Zu diesem Flickverfahren war bisher fast ausschließlich in Dresden reiner Teermakadam verwendet worden.

Ein weiterer Versuch mit der Verwendung von Bitumen sei noch erwähnt, nämlich das Dichten von Pflasterfugen. Wie auf Schotterstraßen der Kies aus der Decke, so wird bei Pflasterstraßen durch die saugende Wirkung der Gummireifen der Kies aus den Fugen herausgesaugt und dadurch mit der Zeit das Pflaster gelockert. Um diesem Nachteil zu begegnen, sind Versuche in der Richtung unternommen worden, die Fugen durch Übergießen der ge amten Flächen mit Teer in heißem und Asphalt in heißem und kaltem Zustande zu dichten. Von diesen drei Arten hat sich die Dichtung mit Kaltasphalt als die beste erwiesen.

Bei den bisher beschriebenen Versuchen zur Verbesserung der Schotterstraßendecken hat es sich um die Verwendung von Teer bzw. Asphalt in den verschiedensten Formen gehandelt. Diese Ausführungen waren natürlich Veranlassung auch für die Betonfachleute, ihrerseits dem Beton als Straßenbaustoff wie in anderen Städten eine größere Verbreitung zu verschaffen. Dresden hat nach dem Kriege einen einzigen Versuch mit Anwendung des Betons gemacht; und zwar ist in der Hohen Straße der Teil zwischen Schweizer und Leubnitzer Straße nach dem Torkretverfahren befestigt worden. Die Ausführungsweise war folgende: Die Straße wurde bis auf eine Stärke von 10 cm unter der Straßenkrone aufgerissen, die alten Baustoffe wurden beseitigt und durch eine Schotterschicht von 8 cm Stärke ersetzt. Diese Schicht wurde von der ausführenden Firma mit einem Zementmörtel im Mischungsverhältnis 1 : 6 durchtorkretiert und mit einer 2 cm starken Torkret-Zement-Mörtelschicht im Mischungsverhältnis 1 : 2 überzogen. Vor dem Torkretieren wurden in die abgewalzte Klarschlagschicht Einlagen für die Aussparung von Dehnungsfugen eingesetzt. Die Einlagen wurden nach der Torkretierung der Oberschicht, die nur profilgemäß abgezogen, aber nicht geglättet wurde, beseitigt und die Fugenränder abgerundet. Nach dem Abbinden des Betons wurden die Fugen mit Asphalt ausgegossen.

Die Ausführungsweise hat sich nicht bewährt. Außer den Dehnungsfugen, von denen eine in der Achse der 7,20 m breiten Fahrbahnfläche angeordnet ist, während die übrigen in etwa 10 m Abstand teilweise über die gesamte Breite, teilweise über die halbe Breite durchgeführt sind, haben sich noch andere Wärmerisse verschiedenster Art gezeigt. Auch sind bereits an den Fugen und auch sonst an einigen Stellen Zerstörungen der Decke zu beobachten. Als Grund hierfür dürfte anzuführen sein, daß eine 2 cm starke Mörtelschicht den Schlägen des Verkehrs nicht gewachsen sein dürfte. Es ist damit zu rechnen, daß diese Mörtelschicht mit der Zeit vollkommen losblättert. Der Unterbeton dürfte aber immerhin dann noch seinen Zweck erfüllen, wenn auf ihn anstatt der Mörtelschicht eine Bitumendecke aufgebracht wird.

Dresden hat für alle Neuerscheinungen auf dem Gebiete des Straßenbaues von jeher ein aufmerksames Auge gehabt und wird auch fernerhin bestrebt sein, durch Versuche verschiedenster Art seinen Teil zur Gewinnung von Ergebnissen für die zweckmäßigsten Straßenbefestigungsarten beizutragen.

DIE WICHTIGSTEN MASCHINEN BEIM NEUZEITLICHEN STRASSENBAU.

Von Diplomingenieur Wingerter, Cassel.

Übersicht. Es werden die bei der Herstellung der verschiedenen neuzeitlichen Straßenbefestigungsarten verwendeten Maschinen beschrieben, wobei insbesondere auf die für die einzelnen Verfahren zu erfüllenden grundsätzlichen konstruktiven Anforderungen eingegangen wird.

Von 1914—1924 war in Deutschland die ordnungsgemäße Unterhaltung der Straßen und deren Anpassung an den stark gestiegenen Kraftwagenverkehr unterblieben. Auch neugewalzte Schotterdecken wurden in kürzester Zeit wieder zerstört, die unhygienische und lästige Staubentwicklung auf den Straßen wurde zur Landplage. Bei der Wahl verbesserter Straßenbefestigungen stehen uns reichliche Erfahrungen des Auslands zur Verfügung; dasselbe gilt für die Auswahl des dafür geeigneten Maschinenparks. Welche Befestigung im Einzelfall zu wählen ist, hängt teils von örtlichen Verhältnissen (Frachtlage, Bauumfang, Art des Verkehrs usw.), teils von Wirtschaftlichkeitsberechnungen (Lebensdauer und Anlagekosten) ab. Dabei kann, verursacht durch die hohen deutschen Zinssätze, eine Befestigung unter sonst gleichen Verhältnissen bei uns unwirtschaftlich, dagegen z. B. in den Vereinigten Staaten von Nordamerika wirtschaftlich sein. Dieser Fall dürfte bei uns oft bei mittelstark belasteten Straßen gegeben sein. Meist muß bei uns auf die wirtschaftliche Befestigung verzichtet werden, da Bau und Unterhaltung der Straßen aus laufenden Etatsmitteln bestritten werden müssen. Unter solchen Umständen muß eben mit diesen Mitteln das Mögliche erreicht werden: ein Hauptgrund dafür, daß die reine Oberflächenbehandlung bei uns stets wachsende Bedeutung gewinnen wird.

Die neuzeitlichen Straßenbauverfahren lassen sich in sechs Gruppen einteilen. Für die ersten vier davon müssen jeweils den besonderen Anforderungen entsprechende, zum Teil äußerst vervollkommnete Sondermaschinen Verwendung finden, während die beiden letzten Gruppen vorwiegend Handarbeit erfordern.

1. Oberflächenbehandlung mit Teer, Bitumen oder Sondergemischen von Teer und Bitumen.

Die Oberflächenbehandlung hat nur den Zweck, die darunterliegende Decke vor den unmittelbaren Einwirkungen von Verkehr und Wetter zu schützen. Aus der festen Deckschicht wird der Bindesand weder durch Kraftwagen abgesaugt und durch den Verkehr zermahlen — also Wegfall der Staubplage —, noch durch Regen ausgewaschen. Die Schlaglochbildung wird vermieden; auch trocknet die Decke sehr rasch ab — ihre Lebensdauer wird verdoppelt bis verdreifacht. Die Kosten einer Oberflächenteerung einschließlich Splittabdeckung betragen etwa 0,60—1 M. auf den Quadratmeter (Neuschüttung einer Schotterdecke einschließlich allem kostet etwa 3 M. auf den Quadratmeter).

2. Makadamverfahren.

Bei diesem Verfahren werden in die Schotterdecke an Stelle des Wassers fester kittende Bindemittel eingebracht, und zwar beim Heißverfahren Teer oder Bitumen bzw. Gemische, und beim Kaltverfahren wasserlösliche Emulsionen, z. B. Magnon, Kiton, Colas.

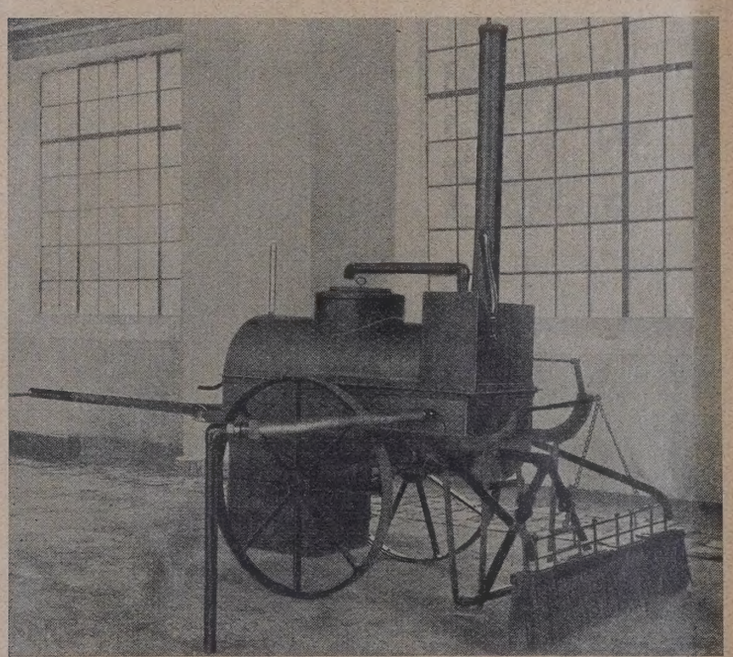


Abb. 1. 300-Liter-Hermey-Teersprengwagen.

Die Decken werden meistens noch durch Oberflächenbehandlung mit Teer, Bitumen, Spramex und dergleichen mit einer Schutz- und Verschleißschicht versehen. Der Mehrpreis gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke beträgt etwa 1,50 bis 5 M. auf den Quadratmeter.

3. Walzasphalt[1]) und Teerbeton.

Eine vorzügliche, namentlich in England für Autostraßen bewährte Befestigung. Sehr gut durchgebildete Sondermaschinen gestatten verhältnismäßig billige Herstellung (Mehrkosten gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke 7 bis 15 M. auf den Quadratmeter).

In diese Gruppe gehören auch die Kaltverfahren, bei denen ein fertiges Gemisch von Stein bzw. Schlacke und Bindemitteln verarbeitet wird, z. B. Essener Asphalt. Bei diesen Verfahren kommen auf der Baustelle keine Sondermaschinen zur Verwendung (Mehrpreis gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke 7 bis 10 M. auf den Quadratmeter).

4. Betonstraßen.

In den Vereinigten Staaten, wo Betonstraßen in der Überzahl sind, hat man für deren Bau hervorragende Sondermaschinen entwickelt. Die Anwendung solcher Maschinen auch bei uns führt zweifellos zu einer Verbesserung und Verbilligung der Betonstraße, so daß sich für diese Befestigung, die bisher nur als Unterbettung für Stampf- und Gußasphaltstraßen größere Verbreitung fand, auch bei uns gute Aussichten eröffnen, besonders da nur einheimische Rohstoffe verwendet werden. In den letzten Jahren wurden überdies schnell abbindende, hochwertige Sonderzemente sowie der Solidititzement in den Handel gebracht, bei denen die Hauptnachteile der Betonstraßen vermieden scheinen. Die Betondecke wird meistens noch einer Oberflächenbehandlung als Schutz und zwecks Staubbindung unterzogen (Mehrpreis gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke 7 bis 10 M. auf den Quadratmeter).

5. Stampf- und Gußasphaltstraßen.

Diese Straßen haben nur Bedeutung innerhalb der Städte. Zur Herstellung der Unterbettung aus Beton können die unter 4. erwähnten Maschinen Verwendung finden. Das Aufbringen der Deckmasse ist vorwiegend Handarbeit und erfordert keine modernen Sondermaschinen.

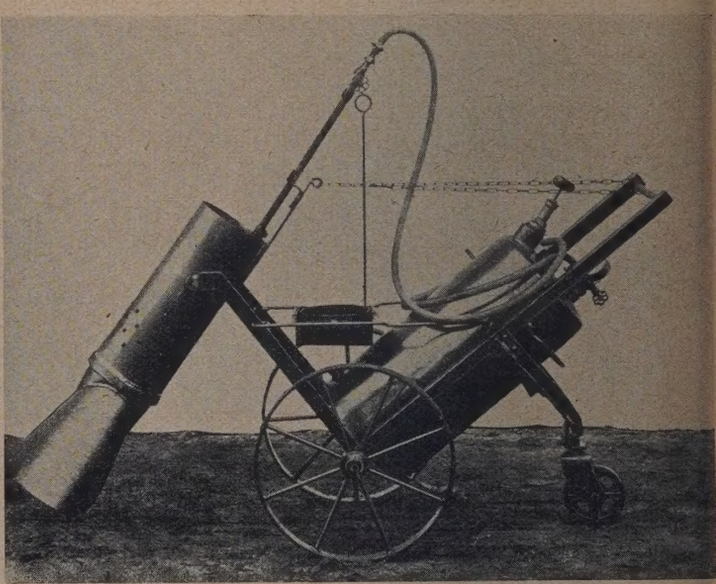


Abb. 2. Straßentrockner Henschel-Linnhoff.

6. Steinpflasterstraßen.

Auch hier kommt Maschinenarbeit nur für die Unterbettung in Betracht. Die eigentliche Decke wird von der Herstellung der Pflastersteine an als Handarbeit ausgeführt. Steinpflasterstraßen haben für Deutschland mit seinem vorzüglichen Hartgestein große Bedeutung, da sie den besten anderen Verfahren nur an Geräuschlosigkeit nachstehen (Mehrkosten gegenüber der wassergebundenen Schotterdecke etwa 13 bis 21 M. auf den Quadratmeter).

Beim Bau der Straßen nach Gruppe 1 und 2 finden außer den nachstehend beschriebenen Sondermaschinen noch Dampfwalzen von 8—20 t Dienstgewicht Verwendung. Da im Bau dieser Walzen seit langen Jahren keine grundsätzlichen konstruktiven Änderungen eingetreten sind, wird hier von einer Beschreibung abgesehen.

1. Maschinen zur Oberflächenbehandlung.

a) Teerung: Zum Aufbringen des Teers dienen fahrbare Teersprengwagen, die bis zu etwa 350 Liter Fassungsraum von Hand und bei 600—1500 Liter Fassungsraum von Pferden

[1]) Unter Walzasphalt werden die vom Ausschuß für Asphaltstraßen der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in den Mitteilungen (Nr. 13 vom 24. 6. 1926) mit Steinschlagasphalt, Asphaltbeton und Sandasphalt benannten Befestigungsarten zusammengefaßt. Vom maschinentechnischen Standpunkt aus bilden sie eine Gruppe.

gezogen werden. Aus diesen Wagen wird der Teer mit etwa 120° C Wärme auf die Straße gesprengt und dann durch Bürsten eingekehrt und verteilt. Die Handarbeit beschränkt sich auf das Abdecken mit Splitt und das Ausgleichen von Unebenheiten.

Die Handteermaschinen bestehen aus dem, zweckmäßig abgefederten, Fahrgestell, dem liegenden oder auch stehenden Teerkessel, der Feuerungsanlage mit Rauchkammer sowie dem Sprengrohr und Besen. Die Füllung des Kessels vom Teerfaß oder einem Teerkocher aus erfolgt durch Kugelventilflügelpumpe und Metallspiralschlauch. Sehr wichtig ist die Anordnung der Pumpe in der Rauchkammer, wo sie dauernd der Einwirkung der Heizgase ausgesetzt ist, andernfalls häufiges Verkleben auftritt (die dann entstehenden Betriebsstörungen müssen durch Anwärmen der Pumpe beseitigt werden). Zwischen Pumpe und Kessel hält ein Sieb die Unreinigkeiten fern, die zum Verstopfen der Sprengdüsen führen könnten. Ein Rührwerk zwecks rascherer Erwärmung, Inhaltsanzeiger, Thermometer und Überlaufrohre vervollständigen die Ausrüstung. Die Wagen sollen ganz aus Eisen

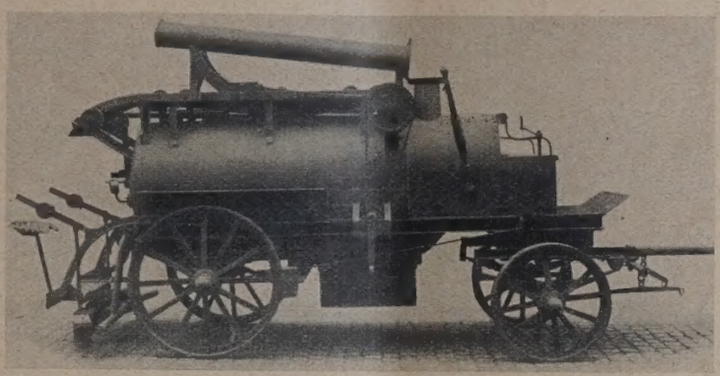
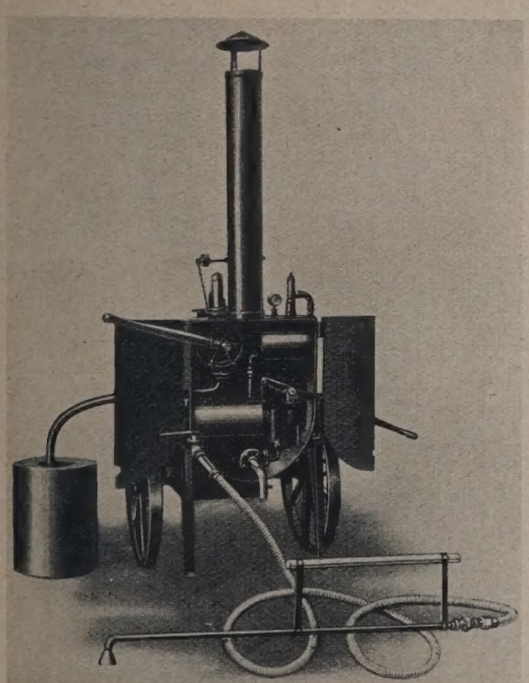


Abb. 3. 1500-Liter-Teersprengwagen, Bauart Henschel-Linnhoff.



Blick in den geöffneten Wärmeschrank: Links oben Kugelventil-Füllpumpe, rechts Mitte Hochdruckzerstäuberpumpe, rechts oben Windkessel, links Mitte Druckkessel.

Abb. 4. 330-Liter-Hochdruckbitumierungsmaschine, Bauart Henschel-Linnhoff.

bestehen und Feuerkiste und Rauchkammer von den Sprengrohren entfernt liegen, beides um das Abbrennen zu vermeiden. Ein in die Rauchkammer eingebauter Dreiweghahn ermöglicht das Sprengen nach beiden Seiten und das Abfüllen in Eimer. Soll nur einseitig gesprengt werden (z. B. auf schmalen Gehwegen), so kann mittels eines Durchgangshahns jede der beiden Sprengrohrhälften abgesperrt werden. Sehr wichtig ist leichte Auswechselbarkeit sämtlicher Einzelteile. Abb. 1 zeigt den 300-Liter-Teerwagen von H. Meyer-Ballenstedt, dessen Konstruktion der obigen Beschreibung entspricht. Die Leistungsfähigkeit dieser Handteerwagen wird beträchtlich erhöht, wenn der Teer im Kocher auf die nötige Temperatur vorgewärmt wird, so daß die Maschine im wesentlichen nur diese Temperatur aufrechtzuerhalten hat. Jeder Maschine werden zweckmäßig zwei Kocher etwa gleichen Fassungsraums beigegeben. Die Tagesleistung einer Maschine beträgt etwa 2000—3000 m². Ähnliche Maschinen liefern z. B. A. Reiser, Berlin, Breining, Bonn, Reiffenrath, Niederlahnstein.

Zur Ausbesserung von Teerstraßen — auch für gewöhnliche Schotterstraßen verwendbar — bauen einige Firmen (Ammann, Henschel, Reiffenrath) kleine fahrbare Flickwagen von etwa 50 Liter Fassungsraum mit Vorrichtungen zur Aufnahme von Schaufel, Spitzhacke, Besen, Stampfer und einer Einrichtung zum Trocknen von Sand und Splitt. Die Wagen sind für die Ausrüstung der Straßenwärter bestimmt. Zum Trocknen von Flickstellen in Teer-, Bitumen- und Asphaltstraßen dienen Anwärmeapparate (Abb. 2). Der abgebildete Apparat, Bauart Henschel-Linnhoff, besteht aus dem dreirädrigen Traggestell, dem Petroleum-Druckkessel von 45 Liter und dem Ölbrenner, der zum Zusammenhalten der Flamme

Abb. 5. 300-Liter-Hermey-Bitumenspritzmaschine (mit stehendem Kessel.)

mit Haube versehen und dessen Höhe einstellbar ist. Der Petroleumkessel ist mit Druckpumpe und Druckmesser mit Lufthahn versehen. Der eigentliche Brenner kann herausgenommen werden, so daß sich dieser Apparat auch zum Anwärmen von eisernen Teerfässern eignet. In der Stunde können bis 20 Schlaglöcher getrocknet werden, wobei der Petroleumverbrauch etwa 7—12 Liter beträgt. Die Handhabung des Apparats ist äußerst einfach: die Flamme wird auf das zu trocknende Schlagloch gerichtet.

Zum Teeren größerer Strecken werden meist große Teersprengwagen mit Pferdezug verwendet, am besten 1500-Liter-

Wagen (obere Grenze für Pferdezug, Betriebsgewicht zirka 4200—4800 kg). Die Konstruktion entspricht grundsätzlich der der kleinen Handteerwagen. Baustoff: Eisen, Feuerung und Rauchkammer entfernt von der Sprengvorrichtung, geheizte Kugelventilpumpe, einfacher und kräftiger Gesamtbau. Neu hinzu kommt bei diesen Wagen Faßaufzug und Faßlager. Die Art des Faßaufzugs und Faßlagers ist für die Leistungsfähigkeit von großer Bedeutung, da bei älteren Konstruktionen die Füllung des Wagens oft ein Mehrfaches

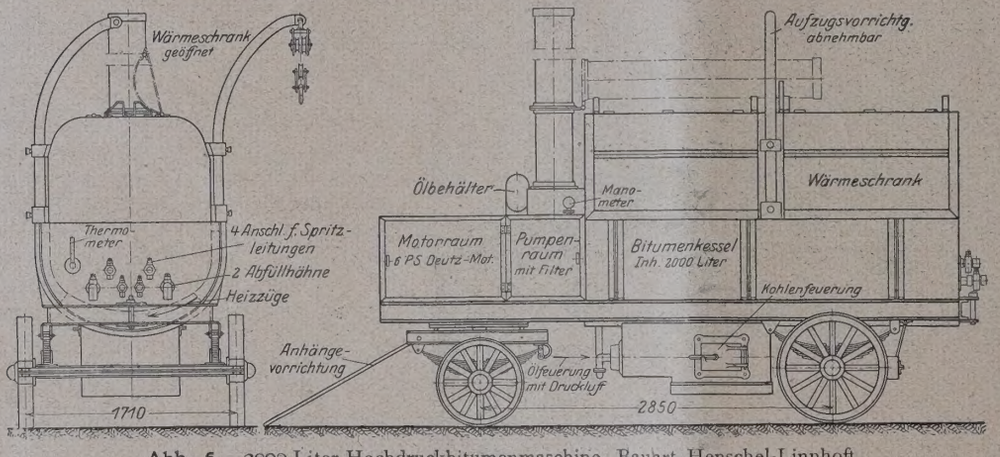


Abb. 6. 2000-Liter-Hochdruckbitumenmaschine, Bauart Henschel-Linnhoff.

der Sprengzeit erfordert. Abb. 3 zeigt einen 1500-Liter-Teersprengwagen mit Dreifaßlager und Aufzug durch Schrotleiter und Kettenvorgelege, Bauart Henschel-Linnhoff. Die Schrotleiter wird beim Transport seitlich am Wagen angehängt; die Anordnung des Faßlagers ermöglicht einen kontinuierlichen Füllbetrieb und gestattet bei vollem Wagen die Mitführung von drei Vorratsfässern, die nach Bedarf während des Sprengens in den Wagen entleert werden können. Bemerkenswert ist bei diesen Wagen auch die Rauchgasführung: von der abschraubbaren Feuerkiste gelangen die Heizgase in den ersten, die halbe Kesselbreite bedeckenden Heizzug, sie kehren dann um und strömen durch den zweiten, die andere Kesselhälfte bedeckenden Heizzug in die Rauchkammer, wo sie noch die Kugelventilpumpe heizen.

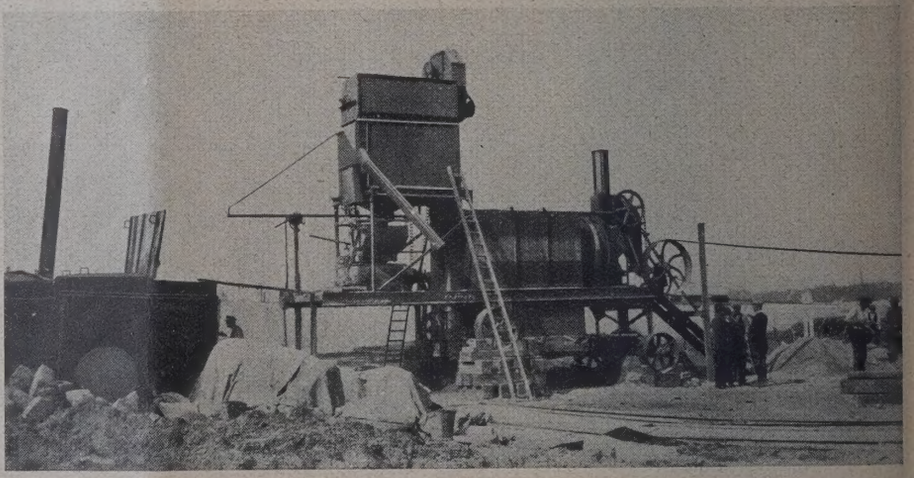
Reiffenrath baut 1500-Liter-Teersprengwagen mit Zweifaßlager und Drehkranaufzug; auf Wunsch liefert er sie mit unterteiltem Behälter, so daß gleichzeitig zwei verschiedene Gemische erhitzt werden können.

Mit den beschriebenen Wagen lassen sich bis 8000 m² Teerstraße täglich herstellen.

b) Bitumierung. Die Zähflüssigkeit von Bitumen und bitumenhaltigen Gemischen bedingt Arbeitstemperaturen von etwa 180—220° C und das Aufbringen des Materials unter Druck in zerstäubtem Zustand mit sogenannten Hochdruckbitumierungsmaschinen. Diese Maschinen lassen sich, falls erforderlich mit Auswechseln der Düse, auch für Teerung verwenden, wobei infolge der niedrigeren Arbeitstemperatur eine wesentliche Leistungssteigerung eintritt. Es werden Maschinen für Handbetrieb mit 300—350 Liter und Maschinen mit Motorbetrieb von 1600—2000 Liter Inhalt verwendet. Die kleinen Maschinen — z. B. Abb. 4, Bauart Henschel-Linnhoff von 330 l, Abb. 5, Bauart Hermey von 300 l — bestehen aus dem zweckmäßig abgefederten Fahrgestell mit Kessel, Feuerungsanlage und geheiztem Wärmeschrank, der die Füllpumpe (Kugelventilpumpe) und die Hochdruckkolbenpumpe mit Druckkessel und Filteranlage aufnimmt. Es ist sehr wichtig, daß diese ganze Pumpenausrüstung geheizt wird, da sonst Betriebsstörungen unvermeidlich sind. Füllschlauch, Thermometer, Druckmesser, Hochdruckmetallschlauch mit Anschlüssen, Sprengrohr mit Düsen und bei den Henschel-Linnhoff-Maschinen auch ein Sicherheitsventil vervollständigen die Ausrüstung.

Mit der Hochdruckpumpe wird das Material von Hand in den Druckkessel gepumpt und von da mit etwa 6 at Druck der Düse zugeführt. Es trifft zerstäubt mit etwa 3 at Druck auf die Straße auf.

Die Vorzüge des Hochdruckverfahrens sind große Gleichmäßigkeit und festes Haften des Überzugs, sowie leichte Regelung der Schichtstärke. Die Leistungsfähigkeit einer Maschine, die zweckmäßig, ebenso wie die kleinen Teersprengwagen, mit zwei Kochern betrieben wird, beträgt etwa 2000 m² täglich. Zur Bitumierung größerer Abschnitte dienen Bitumenwagen mit 1600 Liter Fassungsraum (Ammann) bzw. 2000 Liter Fassungsraum (Henschel). Diese Wagen sind für Traktorenzug eingerichtet und mit vier Hochdruckspritzvorrichtungen versehen. Der Spritzdruck wird durch Motorkompressor erzeugt. Der 2000-Liter-Wagen von Henschel (Abb. 6) ist mit abschraubbarer Feuerkiste für kombinierte Öl- und Kohlenfeuerung versehen. Die Hochdruckpumpe, die über Filteranlage und Druckkessel den Düsen das Material zuführt, wird von einem 6-PS-Deutz-Motor getrieben. Sie kann auch zur Füllung des Wagens aus Vorkochern usw. verwendet werden. Eine Sonderheit des Henschelwagens ist der mit Türen versehene Heizschrank, D.R.P. a. Wegen seiner geringen Höhe (1500 mm über dem Erdboden) können die Trommeln auch von Hand eingestellt werden, außerdem mit Hilfe der in der



Links die großen Bitumenkocher.

Abb. 7. Millars-Walzasphaltmaschine auf einer Baustelle bei Berlin.

Wagenmitte angebrachten Krane. Mit zunehmender Erwärmung des Wagens entleeren sich die Trommeln von selbst in den Kessel. Da bei gefülltem Kessel vor Beginn der Arbeit noch einige volle Trommeln eingestellt werden können, wird der Fassungsraum auf etwa 2800 Liter gesteigert. Weitere Vorzüge des Wagens sind Abfederung der Hinterachse, Ausrüstung mit Druckmesser, der einige ständige Kontrolle des Arbeitsdrucks erlaubt, sowie der sehr leistungsfähige Deutz-Motor.

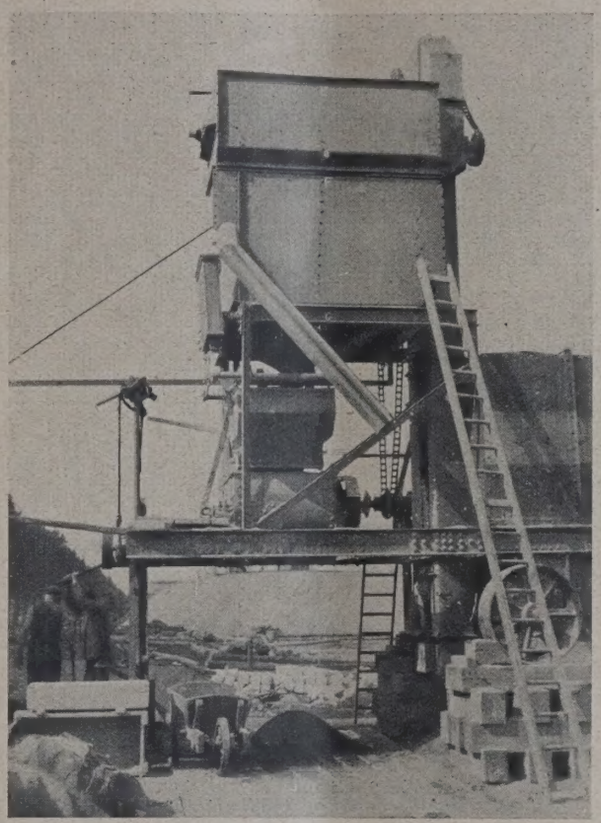
Schließlich seien noch Teer-Tankwagen von 3500 bis 4500 Liter Fassungsraum erwähnt, die für Traktorenzug ein-

gerichtet sind und hauptsächlich zum Transport des Teers vom festen Tank oder Eisenbahntankwagen aus zur Baustelle dienen. Die Ausrüstung mit Feuerungsanlage gestattet die gleichzeitige Erhitzung und ergibt so einen Zeitgewinn. Die Wagen werden zuweilen auch mit Sprengvorrichtung verwendet.

Das Abwalzen der Splittlage mit 8—10-t-Dampfwalzen bildet den Abschluß der Oberflächenbehandlung.

2. Maschinen zur Herstellung von Teer- und Asphaltstraßen im Makadamverfahren (Tränkverfahren, Innenteerung).

a) Heißeinbau. In die mit schwerer Dampfwalze vorgewalzte und mit feinem Splitt abgedeckte Schotterung wird als Bindemittel Teer oder eine Asphaltmischung eingebracht, und zwar mit Teersprengwagen von 1500—4500 Liter Inhalt. An Stelle von Sprengrohren können auch Verteilerbrausen, Sprengschnauzen usw. treten. Auch kann die Tränkung mit Handschlauch erfolgen. Ausführung und Einrichtung der Wagen ist im übrigen die gleiche wie bei der Oberflächenteerung. Zur Beschleunigung der Arbeit werden auf der Baustelle meistens noch große fahrbare Kochkessel aufgestellt. Eine Oberflächenbehandlung bildet den Abschluß der Decke. Von der Aufzählung der verschiedenen Verfahren sei abgesehen. Die richtige Sammelbezeichnung für alle diese Straßen ist „Teermakadam" bzw. „Asphaltmakadam-Straße".



Man sieht von rechts nach links: Trommelende, Becherwerk für heißes Material, Verteilerkasten und Fallrohr (im Vordergrund), darunter Wiegeeinrichtung und schließlich Mischer mit Kettenvorgelege.

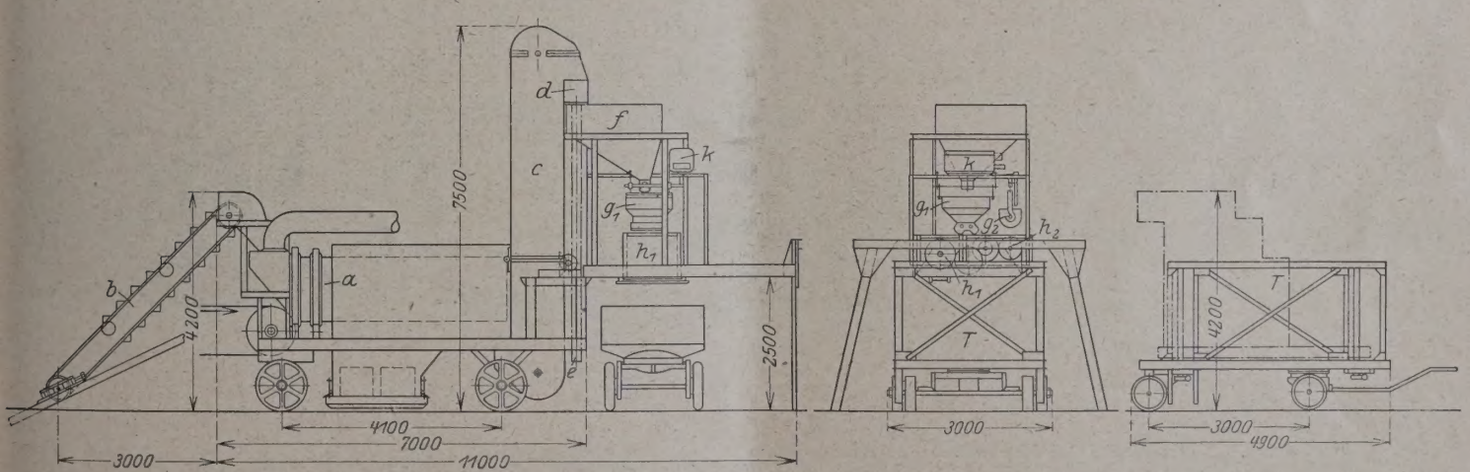
Abb. 8. Millars-Anlage.

b) Kalteinbau. Der Hauptvorteil dieses Verfahrens liegt in der Unabhängigkeit von der Witterung und seiner Billigkeit. Eine wasserlösliche und mit Wasser verdünnte Bitumenemulsion (Colas, Bitumuls) oder Teeremulsion (Kiton, Magnon) wird in die vorgewalzte und mit Splitt abgedeckte Schotterung eingebracht. Nach Verdunsten des Lösungswassers ist das Bindemittel wasserunlöslich und hält den Schotter fest im Verband. Das Einbringen des Materials geschieht mit Kalt-Teerwagen (z. B. Henschel-Linnhoff von 1800 Liter Fassungsraum) mit Verteilerbrause, von Hand oder durch Kettenübertragung angetriebenem Rührwerk und Aufzugsvorrichtung. Die Betätigung der Brause erfolgt vom Kutschersitz aus mittels Hebel oder unmittelbar an der Brause. Ein am Wagenende befestigter Handschlauch kann ebenfalls zum Einbringen des Materials bzw. zum Abfüllen in Gießkannen benutzt werden. Um das Befahren der losen Schüttung zu erleichtern, werden die Räder mit besonders breiten Reifen versehen. An Stelle der Pferdezugwagen finden vorteilhaft unmittelbar auf 5-t-Kraftwagenfahrgestell befestigte Kessel mit großem Fassungsraum Verwendung.

Die fertige Decke wird stets durch eine Oberflächenbehandlung geschützt.

3. Maschinen für den Bau von Walzasphalt- und Teerbetonstraßen.

a) Walzasphalt: Zum Bau dieser Straßen — als Sammelname für die verschiedenen Ausführungsarten — findet ein sehr vollkommener Maschinenpark Verwendung, der Mißerfolge praktisch ausschließt. Die wichtigste Maschine ist die Aufbereitungsanlage. Abb. 7 und 8 zeigen eine englische (Millars) Anlage von 8—10 t Stundenleistung auf der Baustelle. Ähnliche Maschinen werden in gleicher Güte und unter besonderer Anpassung an die deutschen Verhältnisse auch bei uns gebaut. Abb. 9 gibt eine Schemazeichnung der Anlage von Henschel & Sohn, Cassel, an Hand deren die einzelnen Teile und die Arbeitsweise dieser Maschine beschrieben werden sollen.



Rechts Fahrgestell zum Transport der gesamten Misch- usw. Einrichtung (f, g_1, h_1, k und Bühne).

Abb. 9. Aufbereitungsanlage für Walzasphalt von Henschel & Sohn.

Arbeitsweise: Ein Becherwerk „b" führt der Trockentrommel „a" den nassen Sand bzw. Steinschlag kontinuierlich zu. Das Material wird in der Trockentrommel getrocknet,

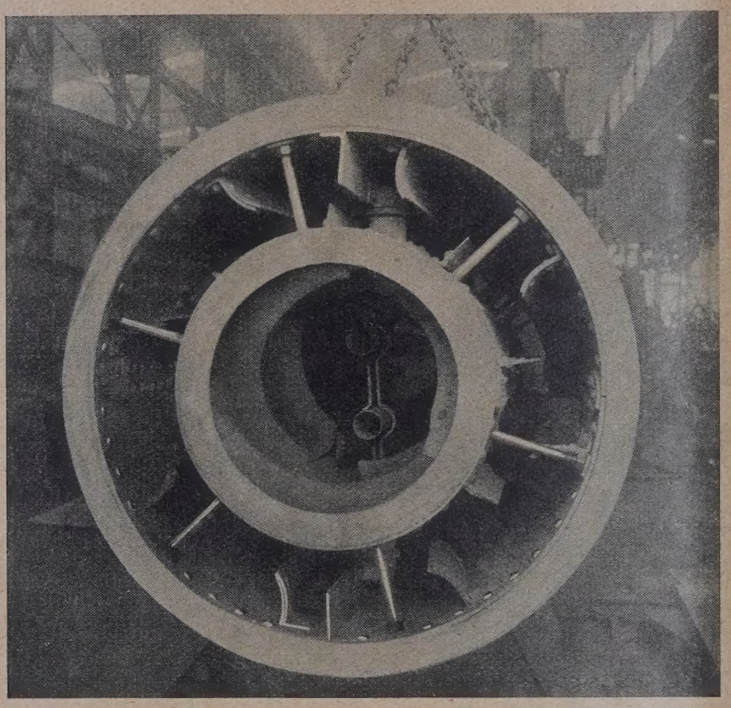


Abb. 10. Blick in die Trockentrommel der Hermey-Anlage.

entstaubt und erhitzt, und gelangt nach Durchgang durch die Trommel zu einem zweiten Becherwerk „c" und von da zum Verteilungskasten „d". Vom Verteilungskasten aus wird es entweder durch das Fallrohr „e" neben die Maschine ins Freie entleert oder zum Vorratsbehälter „f" geleitet, von wo aus es über eine Wage „g_1" zu einem der beiden Mischer „h_1" und „h_2" gelangt. Gleichzeitig wird das flüssige Bitumen, das durch eine Pumpe in dauerndem Kreislauf gehalten wird, über die Wage „g_2" in den Mischer befördert. Das fertige Mischgut wird durch Schieberklappen unmittelbar in Hinterkipper-Lastkraftwagen entleert und zur Baustelle gefahren. Die Betriebskraft zum Antrieb der Trommel, Becherwerke, Mischer, Pumpe usw. liefert zweckmäßig eine fahrbare Lokomobile von etwa 30—40 PS Leistung.

Der wichtigste Teil der Anlage ist die rotierende Trockentrommel, bei der gute Isolierung zur Verminderung der Wärmeverluste sehr wesentlich ist. Die Zufuhr des kalten und nassen Steinguts durch das Becherwerk „b" erfolgt durch einen parabelförmig ausgebildeten Einlauftrichter am hinteren Ende der Trommel. In der Trommel wird das Mischgut selbsttätig nach vorne geschafft, wobei es durch die angeordneten Hebebleche wirksam durchmischt und dauernd den heißen Gasen ausgesetzt wird. Gleichzeitig wird durch einen Ventilator der Staub abgesaugt und in einem Staubsammler gesammelt. Als Feuerung dient eine Kohlen- oder Ölfeuerung. Empfehlenswert ist die Ölfeuerung wegen ihres hohen Wirkungsgrades und der schnellen Erhitzung. Außerdem wird die ganze Maschine bei Ölfeuerung etwa 3 t leichter, da die schwere Ausmauerung wegfällt. Abb. 10 zeigt das Innere der Hermey-Trockentrommel. Am Ende der Trommel wird das heiße Steinmaterial durch das zweite Becherwerk, das zur Verminderung der Wärmeverluste mit einer Verkleidung versehen ist, zum Verteilungskasten „d" befördert. Besondere Sorgfalt ist auf die Ausbildung der Lager dieses Becherwerks zu verwenden, da es dauernd bei hohen Temperaturen arbeiten muß. Die Lager müssen wegen der Wärmedehnung selbstspannend sein. Auch die sehr schwierige Schmierung ist sorgfältig durchzubilden, wenn man nicht dauernd ausgeschlagene Lager in Kauf nehmen will.

Das Fallrohr ermöglicht die jederzeitige Prüfung der Trocknung und der Temperatur des Materials. Auch kann dadurch die Trockentrommel noch ausgenützt werden, wenn die Mischanlage stillgelegt wird, was im Betrieb etwa 1½ Stunden vor Arbeitsschluß erfolgt, da das fertige Mischgut noch eingebaut werden muß. Man benützt die Trommelwärme während dieser Zeit zum Vortrocknen des Materials und kann dadurch am nächsten Tage etwa eine Stunde früher mit dem Mischen beginnen als bei Verwendung von nassem Material.

Die Schaltung des Verteilungskastens auf Fallrohr oder Vorratsbehälter erfolgt von der Bedienungsbühne aus durch Kettenzug. Bei den englischen Maschinen gelangt das Material vorher noch in eine Siebtrommel zum Trennen von feinem und grobem Material. Bei deutschen Ausführungen wird die Siebtrommel nur auf besonderen Wunsch eingebaut, da in Deutschland Sand, Kies und Steinschlag in jeder gewünschten Körnung überall zu haben ist. Durch den Wegfall der Siebtrommel wurde es möglich, die Henschel-Anlagen mit nur 4200 mm Transporthöhe zu bauen, während die englischen Anlagen etwa 1000 mm höher sind. Die Maschine läßt sich daher unzerlegt von Baustelle zu Baustelle befördern, da die lichte Mindesthöhe sämtlicher Brücken, Unterführungen usw. 4400 mm beträgt.

Vom Vorratsbehälter gelangt das Material in einen an einer 5-Hebel-Gattierungswage befestigten Kübel, der je einen Auslauf zum einfachen und doppelten Mischer besitzt, und von da in einen der beiden Mischer.

Abb. 11. Hermey-Doppelkocher mit Ölfeuerung.

Das in großen mit mechanisch getriebenem Rührwerk und Aufzugsvorrichtung versehenen Bitumenkochern (siehe Abb. 11, Hermey-Doppelkocher mit Ölfeuerung) erhitzte Bitumen wird durch eine mechanisch getriebene geheizte Pumpe in ständigem Kreislauf gehalten und nur nach Bedarf durch ein 2-Weg-Ventil in den Bitumenkübel abgefüllt. Andernfalls ist ein Verkleben der Rohrleitung und Armaturen unvermeidlich. Der Bitumenkübel ist ebenfalls an einer Wage „g_2"

aufgehängt und von Hand schwenkbar. Das Gesteinmaterial und Bitumen werden möglichst gleichzeitig in den Mischer gegeben. Viele Anlagen haben nur einen einzigen Mischer. Die Anordnung von zwei getrennten Mischern, der eine mit einschaufligem Rührwerk für gröberes, der zweite mit Doppelmischer für feineres Material, bietet den großen Vorteil, daß ohne Umstellung der Anlage morgens grobes Material für den Binder und mittags feines Material für die Decklage aufbereitet werden kann. Die Umstellung vom einfachen zum Doppelmischer erfolgt durch Hebel und Klauenkupplung. Die Bedienung der Schieberklappen beim einfachen Mischer geschieht durch Kegeltrieb, Zahnstange und Handrad und erfordert nur einen Mann.

Zum Abtransport des Mischguts werden Kraftwagen unmittelbar unter die Mischer gefahren, da die lichte Höhe 2500 mm beträgt. Die verwendeten Kraftwagen werden zweckmäßig mit einem Aufbau, der gegen Wärmeverluste isoliert ist, wie sie auch in Deutschland bereits gebaut werden, versehen und mit mechanischer Kippvorrichtung ausgerüstet.

Die Bedienungsbühne soll reichlich bemessen sein, um noch Platz für Gefäße für die verschiedenen Zuschlagstoffe (Zement, Kalk usw.) zu bieten.

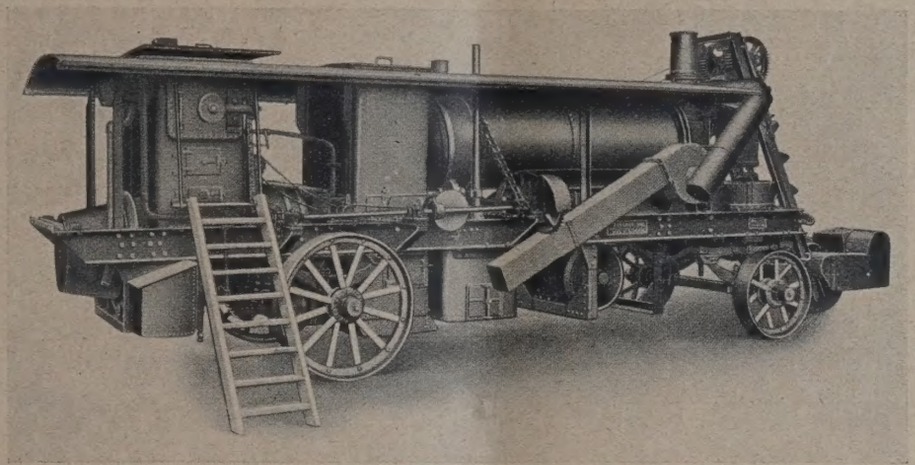


Abb. 12. Aufbereitungsanlage für Teerbeton von Th. Ohl, Diez (Lahn).

niedriger Anordnung des Mischers zum Abtransport des Mischguts in Karren und dergleichen. Diese Anlage ist so eingerichtet, daß sie vor der zu bauenden Straße herfahren kann.

Die Tagesleistung einer Anlage von 8 t Stundenleistung beträgt bei 10stündiger Arbeitszeit etwa 900 m², das Gewicht der Anlage etwa 20 t.

b) Teerbeton. Die eben beschriebenen Maschinen finden auch Verwendung zur Herstellung von Teerbeton im Heißeinbauverfahren. Infolge der niedrigen Betriebstemperatur von nur etwa 120° C erhöht sich dabei die Leistungsfähigkeit um etwa 40—50%. Mischmaschinen für ausschließliche Herstellung von Teerbeton werden im allgemeinen wesentlich einfacher gebaut. Abb. 12 zeigt z. B. eine solche Aufbereitungsanlage von Th. Ohl in Diez a. d. Lahn.

Die zweite wichtige Sondermaschine für Walzasphalt- und Teerbetonstraßen ist die Tandemwalze. Auch sie wurde zunächst in England durchgebildet, doch bauen gegenwärtig verschiedene deutsche Firmen Tandemwalzen, die den englischen in keiner Beziehung nachstehen, z. B. Lamprecht, Henschel, Schwartzkopff. Die wichtigsten Eigenschaften der Tandemwalze sind: große Beweglichkeit und Wendigkeit, ruckfreies Anfahren und schnelle Umsteuerung, da andernfalls keine

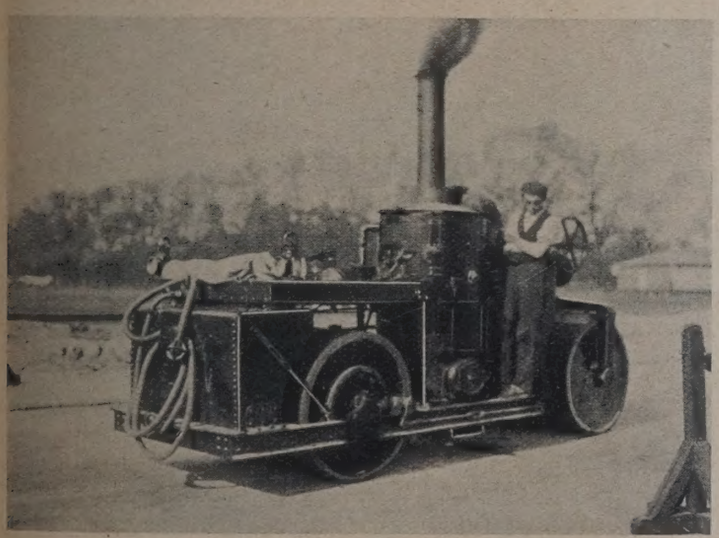


Abb. 13. 6-t-Tandemwalze (Millars) auf einer Baustelle bei Berlin.

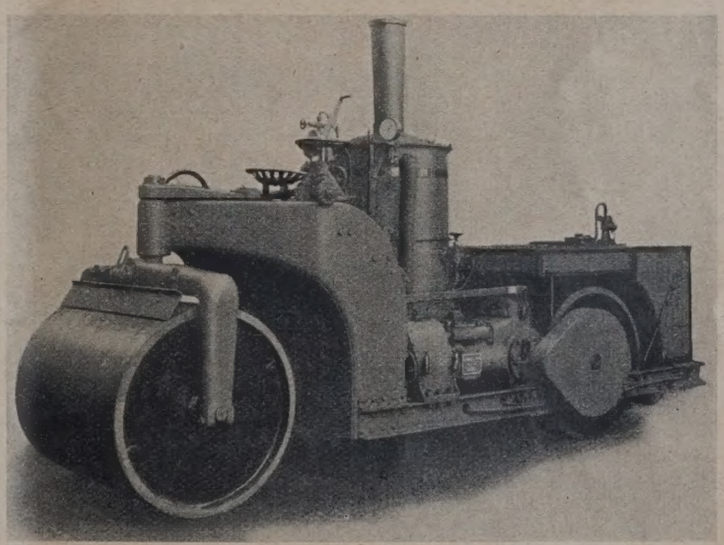


Abb. 14. 7-t-Henschel-Tandemwalze.

Transport der Maschine: Transport und Wiederaufstellen werden bei der beschriebenen Anlage dadurch wesentlich erleichtert und beschleunigt, daß die Mischvorrichtung als Ganzes nach Lösen einiger Verbindungsschrauben in kürzester Zeit auf einen Transportwagen abgesetzt wird (Abb. 9, rechts). Der übrige Teil der Anlage ist ebenfalls auf einem Fahrgestell aufgebaut. Maschinen ähnlicher Ausführung bauen in Deutschland, so viel mir bekannt ist, Reiser, Berlin, für 4 und 8 t Stundenleistung und H. Meyer, Ballenstedt, für 4—5 und 10—12 t. Letzterer liefert die kleine Maschine auch mit glatten, profilgerechten Decken erzielt werden. Abb. 13 zeigt eine Millars-Walze bei der Arbeit, Abb. 14 die Tandemwalze von Henschel:

Ein kräftiger, tiefliegender U-Rahmen trägt Kessel, Maschine und die Lager der Vorderwalze. Am hinteren Ende nehmen starke Kümpelbleche das Lenkgabellager für die Hinterwalze auf. Der stehende Kessel von 10 kg/cm² Dampfüberdruck soll praktisch trockenen Dampf ergeben (Schwartzkopff verwendet Heißdampf). Als Dampfmaschine ist eine Zwillingsmaschine mit Kurbelversetzung um 90° und sorg-

fältig durchgeführtem Massenausgleich eingebaut. Die Maschinenleistung beträgt etwa 16—20 PS. Die Vorderwalze ist Treibwalze und wird durch Zahnradvorgelege angetrieben, die Hinterwalze ist Lenkwalze und zweiteilig. Die Lenkung erfolgt durch Handrad mit Schnecke und Zahnbogen. Außerdem ist eine Dampflenkung mit selbsttätiger Endausschaltung vorhanden, die durch eine einfach wirkende sternförmig angeordnete 3-Zylinder-Dampfmaschine angetrieben wird. Hand- und Dampflenkung sind gegenseitig ausschaltbar. Der Führersitz befindet sich erhöht über der Hinterwalze und gewährt dem Walzenführer freie Übersicht über die Strecke und die Möglichkeit, die Bewegung der Vorderwalze ständig genau zu beobachten. Sämtliche Handgriffe zur Bedienung von Steuerung, Lenkung und Speisevorrichtung werden bequem vom Sitz aus bedient. Der Wasservorrat der Walze beträgt 750 l, der Kohlenvorrat 200 kg. Die Ausführung erfolgt für 5—7 t Leergewicht bzw. 6—9 t Dienstgewicht, da sich das Dienstgewicht durch Wasserfüllung der Walzen um etwa 0,8 t erhöhen läßt. Die Arbeitsgeschwindigkeit ist 3—6 km pro Stunde. In der Presse und von Unternehmern wurden verschiedentlich Tandemwalzen für 12—15 km Geschwindigkeit erwähnt bzw. verlangt. In der Praxis kommen höhere Arbeitsgeschwindigkeiten als 6 km nicht zur Anwendung und sind auch nicht ratsam.

Abb. 15. Fahrbare Straßenbetoniermaschine mit schwenkbarem Ausleger des Hüttenamts Sonthofen.

Die Tandemwalzen von Maffei und Jakob haben liegenden Kessel und wirken im ganzen wie eine Umkonstruktion der normalen Dreiradwalze. Nachteilig ist die hohe Schwerpunktslage. Die verschiedentlich auf dem Markt erscheinenden Motor-Tandemwalzen sind noch verbesserungsbedürftig, da sich der Motor den wechselnden Betriebsanforderungen nicht so gut anpassen kann wie die Dampfmaschine. Motorwalzen mit Vergasermotor sind auch bedeutend unwirtschaftlicher als Dampfwalzen.

Während Teerbeton im Heißeinbau bei uns von geringer Bedeutung ist, wird er im Kalteinbau in den letzten Jahren in steigendem Maße verwendet. Besonders bekannt ist hier der sog. Essener Asphalt, bei dem Teer oder ein Teerbitumen-Gemisch mit gemahlener Hochofenschlacke vermengt werden. Sondermaschinen werden bei diesen Verfahren — außer leichten Walzen — nicht benötigt.

4. Sondermaschinen beim Betonstraßenbau.

Zum Bau des amerikanischen Betonstraßennetzes wurden Sondermaschinen höchster Leistungsfähigkeit entwickelt. Hauptsächlich sind es zwei Maschinen: die fahrbare Betoniermaschine, die sämtliche Arbeiten vom Aufnehmen des Rohmaterials bis zum Auskippen des fertigen Gemischs an der Einbaustelle mit nur einem Bedienungsmann bewirkt, und der Straßenfertiger (finisher), der das Verteilen und Dichten der Betonmasse profilgerecht ausführt und gleichzeitig die fertige Straßendecke glättet. Fahrbare Betoniermaschinen für Straßenbau werden auch in Deutschland hergestellt. Abb. 15 zeigt die Maschine des Hüttenamts Sonthofen in Bayern beim Bau einer Betonstrecke der Autostraße im Forstenrieder Park. Die Hauptteile der Maschine sind: der Muldenaufzug für das Rohmaterial, Betonmischer und der 8 m lange um 90° drehbare Ausleger mit Beton-Abgabebehälter. Der Betonmischer, ein Zwangsmischer mit doppeltem Mischwerk und Seitenmischung, faßt 0,5 m^3 Material; die Entleerung in den Beton-Abgabebehälter erfolgt durch Bodenklappe. Die Stundenleistung beträgt 40 Mischungen, die Bedienung erfolgt durch zwei Mann. Als Antriebskraft dient ein 20-PS-2-Zylinder-Rohölmotor. Die Maschine bewegt sich mit eigener Kraft auf der fertigzustellenden Straße, wobei die Fahrgeschwindigkeit 1,5—3 km in der Stunde beträgt. Das Gewicht der vollständigen Maschine beträgt etwa 14,5 t.

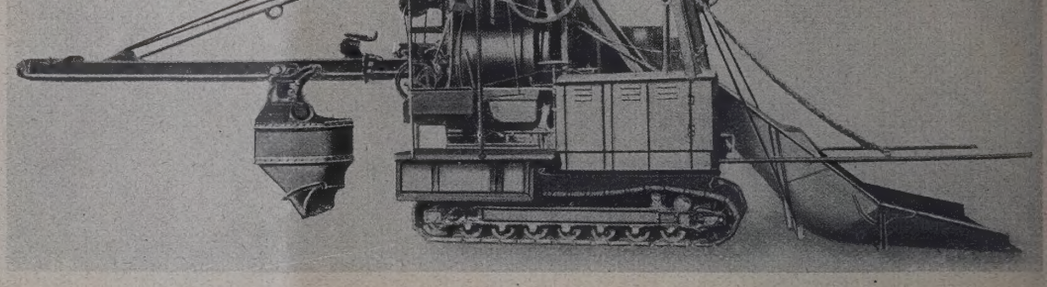


Abb. 16. Amerikanische Straßenbetoniermaschine (Koehring) der AMBI-Maschinenbau G. m. b. H.

Die in Abb. 16 wiedergegebene amerikanische Betoniermaschine (Koehring-Paver), die in Deutschland durch die AMBI-Maschinenbau G. m. b. H., Berlin, vertrieben wird, ist vollkommener ausgebildet. Sie arbeitet vollkommen maschinell und erfordert nur einen Bedienungsmann. Das Untergestell wird mit Raupen oder Rädern geliefert. Die Rohmaterialzufuhr erfolgt durch einen Einfüllöffel, der es unmittelbar vom Wagen, von der Kipplore usw. aufnimmt; der Mischer faßt normal 760 l. Als Kraftmaschine dient ein 15-PS-Benzinmotor.

Die Dauer der einzelnen Arbeitsgänge wird wie folgt angegeben: Füllen und Hochklappen des Löffels: 15 Sekunden, Mischzeit: 60 Sekunden, Entladen des Mischgutes: 20 Sekunden.

stündlich also 37 Mischungen bzw. in 8 Stunden 350 m³ loser Beton. Die Maschine fährt ebenfalls vor der zu bauenden Straße her. Der Transport von Baustelle zu Baustelle kann durch eigene Kraft erfolgen. Das Gewicht beträgt etwa 16 t.

Nach dem groben Ausbreiten der Betonmasse tritt der Straßenfertiger (Abb. 17) in Tätigkeit. Er leistet die Arbeit von 15—20 Mann in besserer Ausführung. Der Vertrieb erfolgt ebenfalls durch die AMBI-Maschinenbau G. m. b. H. Die Maschine erledigt folgende Arbeiten: Verteilen des Betons, Stampfen und Glätten der Oberfläche. Die Stampfung wirkt gleichmäßig auf die ganze Breite und gibt vollkommen profilgerechte Straßen. Die Herstellung erfolgt bis zu 9 m Arbeitsbreite; es kann jedoch nach Auswechselung einiger Teile die gleiche Maschine für verschiedene Breiten verwendet werden. Die Arbeit erfolgt in drei Takten: erster Vorwärtsgang: die Verteilerbohle und die Stampferbohle arbeiten — Rückwärtsgang: nur die Stampferbohle arbeitet — zweiter Vorwärtsgang: Stampferbohle und Glättband arbeiten. Die Bedienung erfolgt durch einen Mann. Jede Betonstelle wird 24mal von der Stampferbohle getroffen. Die Bewegung der Maschine erfolgt auf Fahrschienen, die gleichzeitig die seitliche eiserne Einschalung der Betondecke bilden. Die Ausschalung kann unmittelbar nach dem Stampfen erfolgen, so daß 36 m Schienenpaare genügen. Das Arbeiten in Kurven wird durch eine Hebelvorrichtung mit Kniehebelübersetzung ermöglicht.

Die Verteilerbohle ist einstellbar; die Höhe über der Fahrschiene wird je nach der Korngröße des Betons durch einfache Drehbewegung eingestellt. Durch besondere Vorrichtungen können Verteiler und Stampferbohle auch verschiedenen Straßenprofilen angepaßt werden. Als Antriebskraft dient ein 8-PS-Benzinmotor. Zum Transport von Baustelle zu Baustelle wird die Maschine als Ganzes auf ein zweirädriges Fahrgestell, das zum Lieferungsumfang gehört, aufgesetzt und mit Kraftwagen usw. abgefahren. Die Leistungsfähigkeit beträgt 250 m fertige Straße in 8 Stunden, demnach bei 9 m Straßenbreite 2250 m² pro Tag. Die entsprechende tägliche Straßenfertigung bei Handarbeit ist etwa 15—25 m bzw. etwa 150 m².

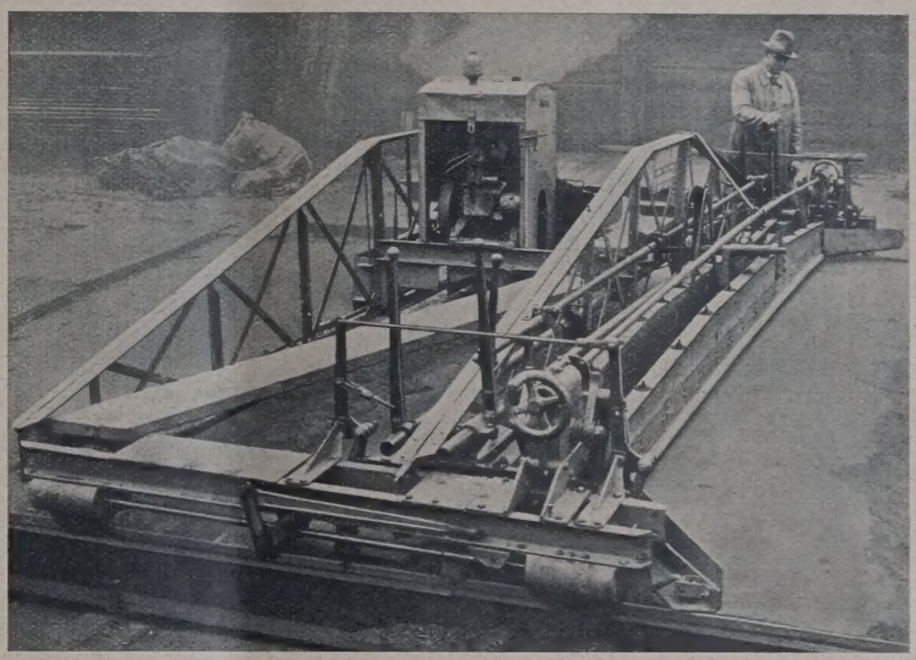


Abb. 17. Amerikanischer Straßenfertiger (finisher) bei der Arbeit.

Die beschriebenen Maschinen finden auch vorteilhafte Verwendung zum Bau der Betonbettungen z. B. für Guß- und Stampfasphaltstraßen.

Betonstraßen werden nach vollständigem Abbinden zweckmäßig noch einer Oberflächenbehandlung zur Schonung des Betons und zur Verhinderung der Staubentwicklung unterworfen.

Bei der Mannigfaltigkeit der neuzeitlichen Straßenbauverfahren und der dazugehörigen Maschinen konnte ich nur auf die wesentlichen konstruktiven Gesichtspunkte eingehen. Immerhin dürften die Ausführungen ein Bild des gegenwärtigen Standes des Maschinenbaus auf diesem Sondergebiete geben und dem Leser ermöglichen, die Eignung auch der nicht besprochenen einschlägigen Maschinen zu beurteilen. Im übrigen sei bemerkt, daß die Entwicklung auf diesem Gebiet in lebhaftem Fluß ist und daß es hauptsächlich die Anregungen und Anforderungen aus der Praxis sind, die immer wieder den Anstoß zu weiterer Vervollkommnung geben.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Mischmaschinen.

Wie schwierig es ist, in Mischungen eine einwandfreie und intensive Verteilung sämtlicher Mischkörper zu erreichen, besonders bei Gemengen in Verbindung mit Teer oder Asphalt, ist jedem bekannt. In Teerdestillationen wird man vielfach vor die Aufgabe gestellt, Mischungen von Mineralien mit Teer und Asphalten herzustellen. Da es an geeigneten kleinen Mischmaschinen fehlt, muß die Arbeit in ursprünglicher Weise mit der Hand ausgeführt werden zum Schaden und auf Kosten des Produktes, von dem großen Zeitverlust ganz abgesehen.

Beim neuzeitlichen Straßenbau, der als Bindemittel Inlandsteer oder Auslandsbitumen verwendet, wurden beispielsweise bei der Herstellung von gewissen Asphalten englische Maschinen eingeführt, da das englische Patent dazu verpflichtete, für die Herstellung der Mischungen nur englische Maschinen zu verwenden zum Schaden unserer Maschinenindustrie, die aber damit vor die Aufgabe gestellt wurde, Mischer zu konstruieren, die eine einwandfreie und intensive Mischung von Schotter und Splitt mit verhältnismäßig geringen Mengen Bitumen gestatten. In aller Kürze sind von unserer Industrie derartige Neukonstruktionen herausgebracht, und die mit diesen angestellten Versuche haben gezeigt, daß sie den englischen in keiner Weise nachstehen, wenn nicht sogar infolge ihrer einfacheren Konstruktion bedeutend überlegen sind. Wenn es an und für sich nicht leicht ist, 90 Teile Steinmaterial mit 10—15 Teilen Bitumen derart zu mischen, daß sämtliche Teile von einer feinen Haut Bitumen überzogen sind, so haben diese Konstruktionen den Beweis erbracht, daß es auch ohne englische Maschinen möglich ist.

Was die Mischungen selbst anbelangt, so hat sich immer gezeigt, daß maschinell hergestellte Gemenge eine bedeutend bessere Verteilung aufweisen und in viel kürzerer Zeit erreicht werden. Hinzu kommt noch die Tatsache, daß Maschinenmischung unbedingt zuverlässig ist, wohingegen man bei Handmischungen auf die Zuverlässigkeit der Ausführenden angewiesen ist.

Die Wirkungsweise der verschiedenen Konstruktionen der Mischer ist den angewandten Grundsätzen entsprechend eine grundverschiedene. Sämtliche Trommelmischer arbeiten nach den Gesetzen des freien Falles, die eine zuverlässige Mischung in kurzer Zeit nicht zulassen, da der Mischvorgang kein zwangsläufiger ist, sondern mehr oder weniger dem glücklichen Zufall überlassen ist. Im Verhältnis zu den modernen Mischern ist der Aufwand an Kraft und Zeit ein übermäßig großer. Hierzu kommt noch der Umstand, daß eine Beobachtung des Mischvorganges nicht möglich, zum mindesten aber erschwert ist. Speziell bei zähen und klebrigen Zusätzen ist die Arbeitsweise der Trommelmischer keine zuverlässige. Es zeigt sich immer

wieder, daß bei Mischungen von Steinmaterial mit Bitumen oder Teer etwa im Verhältnis von 10 zu 1 keine vollkommene Verteilung vorhanden ist, so daß das Produkt ohne Zweifel vielfach den Anforderungen nicht entspricht. Der ideale Mischer ist der Trommelmischer jedenfalls nicht. Auf einem ganz anderen Prinzip beruhen die Trogmischer. Da diesen aber jede zwangsläufige Zirkulation in der Achsenrichtung des Troges fehlt, so ist auch bei diesen die Arbeitsweise keine vollkommen einwandfreie und dementsprechend auch das Produkt. Eine vollständige Mischung findet in dem gewünschten und zu fordernden Maße nicht statt, zumal die Konstruktionen dieser Mischer vielfach derart sind, daß zähe Flüssigkeiten überhaupt nicht genügend zur Verteilung kommen können infolge der ungünstigen Anordnung der Greifer und Schubwerkzeuge.

Die intensive Wirkung einer Mischanlage läßt sich am leichtesten dadurch verfolgen und feststellen, daß man einer Substanz als Mischgut Farbe zusetzt. Sowohl bei den Trommel- wie bei den Trogmischern zeigt sich aber, daß der gewünschte Erfolg in den meisten Fällen ausbleibt, wenn man nicht verhältnismäßig lange Zeit mischt. Jedenfalls steht der Aufwand an Zeit und Kraft in einem sehr ungünstigen Verhältnis zum erreichten Vorteil.

Von einem guten Mischer muß man verlangen, unfehlbare gründliche Mischung in kürzester Zeit mit einem geringen Verbrauch an Kraft und, was ebenso wichtig ist, möglichst unbegrenzte Verwendungsmöglichkeit, so daß z. B. kleinere Mischmaschinen in Teerdestillationen und Asphaltfabriken gelegentlich zur Bereitung von Beton oder Mörtel verwendet werden können. Die Fa. Gustav Eirich, Maschinenfabrik Hardheim (Baden), hat neue Gegenstrom-Schnellmischer herausgebracht, die unbegrenzte Verwendungsmöglichkeit besitzen. Vergleichende Versuche mit Trommel- bzw. Trogmischern ergaben folgendes Bild:

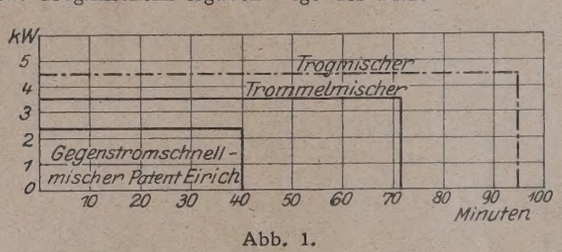


Abb. 1.

Für die gleiche Leistung und unter völlig gleichen Bedingungen benötigte also der Trogmischer 95 Minuten, der Trommelmischer 72 Minuten und der Gegenstrom-Schnellmischer nur 40 Minuten. Dementsprechend standen die Verbrauchszahlen an kW im Verhältnis von 4,7 : 3,6 : 2,4. Die vorerwähnten Schnellmischer hatten also beim geringsten Verbrauch an Kraft und Zeit die intensivste Mischung, wie die Untersuchung des Mischgutes ergab, infolge ihrer eigenartigen, trotzdem sehr stabilen Konstruktion. Die Arbeitsvorgänge dieser Schnellmischer sind schematisch dargestellt etwa folgende:

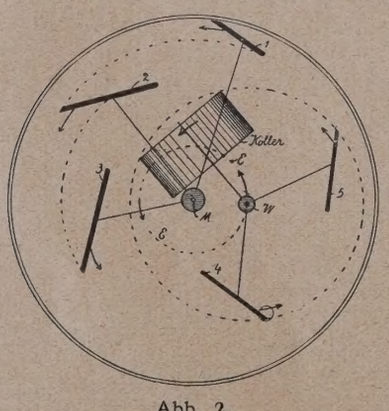


Abb. 2.

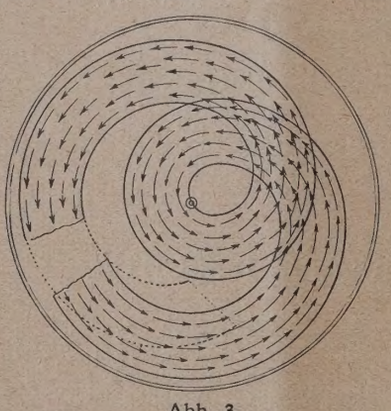


Abb. 3.

Da diese Mischer mit und ohne Heizung hergestellt werden, so werden sie insbesondere in Teerdestillationen und Asphaltfabriken ihren Zweck in jeder Weise erfüllen. Versuche, die bei der Herstellung von 10 t Teermakadam gemacht sind, haben ein äußerst günstiges Ergebnis gezeigt sowohl was Zeit- und Kraftverbrauch anbelangt, als auch was Innigkeit der Mischung betrifft.

Kraftverkehrsstraße in Peru.

Zwischen Lima, der Hauptstadt von Peru, und ihrer Hafenstadt Callao ist eine besondere Kraftverkehrsstraße, 12,26 km lang, hauptsächlich für den Frachtverkehr erbaut worden, weil der Verkehr auf der ohnehin unzureichenden alten Straße während des Umbaues nicht hätte eingeschränkt werden können und die Verbesserung der Steigungen und Krümmungen sowie der Landerwerb zu teuer geworden wäre. Die neue Straße ist 25 m breit, auf 8 m Breite mit bewehrtem Beton von 17 cm Mitten- und 22 cm Randstärke, daneben auf je 1,5 m und nebstdem für Karren auf 4 m Breite mit Schotten befestigt und in den Bögen nicht überhöht, da der kleinste Krümmungshalbmesser 320 m ist, mit Ausnahme einer Stelle mit 65 m am Eingang von Callao. Der Steinschlagbeton hat das Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 und eine dünne Putzschicht 1 : 2, die Netzbewehrung, in 6 cm Abstand von der Unterfläche, ein Gewicht von 24 kg auf 100 m². Die Straße ist in geteilter Breite ohne Längsfuge und mit versetzten Querfugen in 15 m Abstand, bei durchschnittlich 200 m Tagesleistung (8 Stunden) auf der halben Breite, hergestellt worden (größte Tagesleistung 232 m). Das Mischen und Einbauen des Betons kostete 28 cents/m, gleich 35 cents/m³ (nordamerikanische Währung). (Nach Engineering News-Record vom 15. April 1926, S. 610—612 mit 5 Abb.) N.

Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen mit bituminösem Öl.

Während durch die Oberflächenteerung angestrebt wird, die Schotterdecke durch Auflage einer eigenen Schutzschicht zu schonen, wird bei dem neuen Verfahren der Straßenimprägnierung mit bituminösem Spezialöl (Huagol „J" — Impregnol) auf der Straße keine für sich bestehende und daher zerstörbare Kruste erzeugt, sondern das Steingefüge und Bindematerial selbst derart durchfettet und mit öliger, bituminöser Masse angereichert, daß vor allem das Wasser zum Abfließen gezwungen wird. Wie sich in den letzten regnerischen Wochen wieder einwandfrei erwiesen hat, konnten bei geölten Straßen auch starke Regenfälle das Bindematerial nicht herausschlemmen und so eine Lockerung des Steingefüges herbeiführen, wodurch die Bildung von Schlaglöchern bei geölten Straßen hintangehalten wird. Es ist auch klar, daß bei fetten Steinen und ölschwerem Bindematerial der Verschleiß geringer sein wird als bei ungeöltem, trockenem, das Wasser gierig aufsaugendem Schotter. Ebenso dürfte auch aus dem Gesagten hervorgehen, daß derartige Straßen vollkommen staubfrei sein müssen, weil sowohl die innere Reibung — die Quelle des Deckenstaubes — in eine elastische, gegenseitige Polsterung der Steine umgewandelt ist, als auch der von außen zufliegende und zugetragene Verkehrsstaub und Schmutz durch die immer etwas ölfeuchte, nie aber glatte Oberfläche sofort gebunden wird.

Das Verfahren der Straßenölung mit Huagol „J" ist in Wien geschaffen (dort Impregnol) und dort zuerst in großem Maßstabe angewendet worden (in 2½ Jahren rd. 5 000 000 kg), hat dann zunächst in den Nachfolgestaaten und in Italien und Spanien rasche Verbreitung gefunden und ist nunmehr auch in allen Teilen Deutschlands bekannt und erprobt. Die Ergebnisse sind auch hier höchst befriedigend. Man lobt besonders den einfachen Arbeitsvorgang (Kaltauftragung mit gewöhnlichen Sprengwagen oder Kannen), der es ermöglicht, in kürzester Zeit ohne umständliche Gerätschaften und ohne besonders vorgebildetes Personal große Strecken zu behandeln.

Die Staubfreiheit geölter Straßen ist längst glänzend bewiesen und übertrifft auch alle bisherigen, diesbezügl. Erfahrungen derart, daß viele Ämter, deren Hauptinteresse die Entstaubung der Straßen betrifft, ihre Schotterflächen in immer größerem Maße ölen, weil dieses Verfahren sich als unvergleichlich wirkungsvoller erwiesen hat als die Besprengung mit Wasser allein oder mit gewissen Zusätzen, die nur eine ganz kurze Wirkung besitzen und daher oft wiederholt werden müssen, um eine wirklich dauernde Staubfreiheit zu erreichen.

Das Ziel der Ölung ist aber die allgemeine Festigung und Besserung der Schotterdecke, und alle Stellen, die einmal mit den Ölungen begonnen haben, erkennen die Einfachheit und ausgezeichnete Wirkungsweise des neuen Verfahrens an.

Vulkanexsteinpflaster.

Als Ersatz für Guß-, Stampf-, Walzasphalt- und Teerschotterstraßen stellt die chemische Fabrik von Kleinberger & Co. in Duisburg den Vulkanexpflasterstein her, der in seinen Eigenschaften zwischen Asphalt-, Beton- und Holzpflaster steht, nicht teurer als eine Asphaltstraße wird und sich ebenso leicht wie diese einbauen läßt. Nach den Untersuchungen in den staatlichen Baustoffprüfungsanstalten in Berlin-Dahlem und in Darmstadt ist der Vulkanexstein unempfindlich gegen Frost und fast unempfindlich gegen Sandstrahlgebläse und wasserabweisend; er hat fast die doppelte Druckfestigkeit von Asphaltstraßen und wird auch in tropischen Ländern nicht weich. Die Steine sind 25 × 12,5 × 6,5 oder 12,5 × 12,5 × 6,5 cm groß und werden wie Holzpflaster in Asphalt mit Pflasterkittfugenverguß verlegt. Sie bestehen nur aus inländischen Rohstoffen, lassen sich auch aus Schlacken der Müllverbrennung herstellen und können damit die gewaltigen Summen für die Einfuhr ausländischen Asphalts sparen helfen. Dieser Vorzug hätte auch durch einen deutschen Namen des Erzeugnisses ausgedrückt werden sollen, der gewiß weniger barbarisch ausgefallen wäre als Vulkanex. Neminar, Dresden.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Praktische Verdingungsfragen. (2)

Bei denjenigen Verdingungen, in denen die Leistung nach Vordersätzen und Einheitspreisen abgerechnet wird, hat die Frage der Mehr- oder Minderleistung von jeher besondere Bedeutung gehabt. Viele Bauherren lassen den Unternehmer noch immer unterschreiben, daß er sich jedes Anspruches begibt, selbst wenn die Vordersätze sich noch so erheblich ändern. Es ist also schon ein Fortschritt, wenn die neue Verdingungsordnung für Bauleistungen wieder zu der Bestimmung zurückkehrt, daß Mehr- oder Minderleistungen zu einer Preisstelle immer nur in einer Höhe bis zu 10% des ursprünglichen Vordersatzes verlangt oder zugemutet werden dürfen. Diese Bestimmung ist nur als allgemeiner Anhalt aufzufassen. Vielfach ist es empfehlenswert, sie nach den besonderen Umständen des einzelnen Falles abzuändern.

Zunächst fragt es sich, inwieweit die Änderung des Vordersatzes für jeden der beiden Teile wirtschaftlich von Bedeutung sein kann. Der Bauherr hat das verständliche Streben nach einer glatten Abrechnung, will also nach Möglichkeit nichts mit Änderungen zu tun haben, die eine neue Stellungnahme erfordern. Hieraus ergibt sich die Schaffung eines gewissen Spielraums für Schwankungen in den Vordersätzen nach oben und nach unten, soweit sich solche aus den technischen Voraussetzungen des Verdingungsanschlages ergeben können.

Bei näherer Betrachtung wird man finden, daß das Eingeständnis, nicht genauer als auf 10% nach oben oder unten veranschlagen zu können, eigentlich ein gewisses Armutszeugnis darstellt. Denn wo es sich um Unterlagen für die Mittelbewilligung handelt, wird der ausschreibenden Stelle von oben her selten ein Spielraum von mehr als 5% zugestanden. Für unvorhergesehene Schwankungen, namentlich nach unten, werden auch 5% ausreichen. Bei weitergehenden Ansprüchen des Bauherrn kommt es schließlich darauf hinaus, daß die Ausschreibung nur zur Erlangung von Bedarfspreisen dient, von denen der Bauherr nach Belieben Gebrauch machen kann.

Es kommt auch sehr auf die Preisgliederung an. Wenn beispielsweise solche Leistungen, die mehr oder weniger unabhängig vom Vordersatz sind, wie Lehrgerüstvorhaltungen, Geräte für Grundwasserabsenkungen usw., in den dann sehr hohen Einheitspreis eingerechnet werden müssen, so können schon geringe Schwankungen nach unten hin eine verheerende Wirkung für den Veranschlagenden ausüben, während umgekehrt bei solchen Leistungen, bei denen Ersparnisse ungefähr im Verhältnis der Einschränkung der Vordersätze tatsächlich möglich sind, die Verringerung des Vordersatzes kaum störend empfunden wird. Auch hieraus ergibt sich wieder die Zweckmäßigkeit einer Preisgliederung, bei der größere Einzelleistungen zu selbständigen Pauschalpreisstellen gemacht werden; denn was dann noch übrig bleiben und sich ändern kann, sind mehr oder weniger solche Preisstellen, bei denen der Bedarf an Baustoffen und Lohneinheiten dem Vordersatz ungefähr verhältnisgleich ist. Hier kann also eine Herabsetzung des Vordersatzes niemals so störend wirken und auch nicht zu schwierigen Auseinandersetzungen Anlaß geben.

Schließlich kommt noch folgendes in Frage: Es ist ein Unterschied, ob der Schwankungsvorbehalt auf und nieder Geltung haben soll, so daß sich die Schwankungen zwischen einzelnen Nachbarpreisstellen gleicher Art bis zu einem gewissen Grade gegenseitig ausgleichen, oder ob durch sparsamere Gestaltung ursprünglich reichlich bemessener Vordersätze eine mehr oder weniger gleichmäßige Minderung erfolgt, die sich dann in einer Endsumme ausdrückt, die fühlbar hinter der Anschlagssumme zurückbleibt, auf Grund deren die Verdingung erfolgt ist. Die Vordersätze sind ein wesentlicher Bestandteil der Verdingung, und es ist dann doch die Frage zu prüfen, ob sich die Einheitspreise nicht anders gestaltet hätten, wenn von vornherein mit der Möglichkeit einer Gesamtherabsetzung zu rechnen gewesen wäre. Auch das psychologische Moment spielt hier eine gewisse Rolle. Es kann für den Unternehmer, der seinen allgemeinen Aufwand für die Baustelle auf eine gewisse Gesamtumsatzsumme eingestellt hat, eine peinliche Enttäuschung sein, wenn sich nach dem Buchstaben des Vertrages eine fühlbar niedrigere Endsumme ergibt als er erwarten durfte, denn dies kommt ihm meist erst zum Bewußtsein, wenn die Baustelle bereits so weit aufgezogen ist, daß sich Ersparnisse in den Gestehungskosten in Rücksicht auf die allgemeine Verringerung der Umsatzsumme nicht mehr auswirken können.

Aus diesem Grunde empfiehlt es sich für die ausschreibende Stelle allgemein, die Vordersätze, die der Verdingung zugrundegelegt werden, nicht allzu reichlich zu bemessen, sondern darauf Bedacht zu nehmen, daß mindestens die Anschlagssumme bei der Ausführung bestimmt erreicht oder besser noch ein wenig überschritten wird. Es macht wenig Mühe, die errechneten Vordersätze für die Verdingung etwas knapper zu gestalten; für die Mittelbewilligung und das eigene Wirtschaftsgebaren ist der Bauherr ja hier durch nichts gebunden, denn er kann sich für seine eigenen Zwecke vor der Entscheidung über die Vergebung ja immer noch hinzurechnen, um wieviel sich die Verdingungssumme durch die voraussichtlich herauskommenden Vordersätze erhöht. Es ist aber ohne weiteres verständlich, daß eine angenehme Enttäuschung von seiten des Unternehmers hier leichter verwunden wird als eine unangenehme, und daß alle sonstigen Unstimmigkeiten wesentlich an Schärfe einbüßen, wenn hier richtig vorgegangen wird.

Während bei fallenden Vordersätzen überwiegend das Interesse des Unternehmers berührt wird, kommt bei steigenden Vordersätzen mehr das des Bauherrn in Frage. Immerhin ist es denkbar, daß der Unternehmer einen Auftrag zu einem Einheitspreis erhalten hat, den er im Rahmen des anschlagsmäßigen Vordersatzes und des vereinbarten Spielraums nach oben gerade noch durchhalten kann. Treten dabei zwischendurch Preissteigerungen in den Rohstoffen oder Lohnsteigerungen ein, die er mit seinem Wagnis zu vertreten hat, so wird er natürlich bemüht sein, eine weitere Erhöhung der Vordersätze ohne gleichzeitige Erhöhung des Einheitspreises zu verhüten.

Andrerseits wird es ihn weniger stören, den Einheitspreis auch bei wesentlich erhöhten Vordersätzen beizubehalten, falls er sich als günstig erwiesen hat. Hier greift nun die Auffassung Platz, daß eine wesentliche Erhöhung des Vordersatzes ebenfalls mit einer Änderung der Ausschreibungsbedingungen gleichzusetzen ist, daß also im Falle des Wettbewerbes für einen höheren Vordersatz unzweifelhaft billigere Angebote gemacht worden wären. Auch kann man wohl im allgemeinen sagen, daß steigende Vordersätze die Pauschalanteile der Gestehungskosten und die allgemeinen Unkosten auf eine größere Gesamtumsatzsumme verteilen, so daß der auf die Einheit entfallende Zuschlag für die Abgeltung dieser Kostenanteile geringer sein kann. Aus diesem Grunde wird dem Bauherrn durch die Begrenzung der Vordersätze nach oben die Möglichkeit eingeräumt, für eine wesentliche Überschreitung eine neue Verständigung zu treffen. Konjunkturmäßig gesprochen ist dies eine Baisseklausel.

Aus Vorstehendem ergibt sich, daß die Gesichtspunkte für die Bemessung des Spielraums der Mehr- und Minderleistung sehr verschiedenartig und vielfach widersprechend sind. Es empfiehlt sich also, die Klausel für den Spielraum nicht schematisch zu übernehmen, sondern von Fall zu Fall zu prüfen, welcher Spielraum nach dem Grad der Anschlagsgenauigkeit notwendig ist und dem Unternehmer wirtschaftlich zugemutet werden darf.

Auf jeden Fall sollte mit der unbilligen Gepflogenheit gebrochen werden, den Unternehmer durch eignes Anerkenntnis auch für beliebig hohe Schwankungen der Vordersätze völlig rechtlos zu machen; es erscheint überhaupt fraglich, ob durch ein solches Anerkenntnis tatsächlich Recht geschaffen wird.

Dr. Hasse.

Stellungnahme der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie zur Verdingungsordnung für Bauleistungen. Der Vorstand der Fachgruppe Bauindustrie des Reichsverbandes der Deutschen Industrie hat in seiner Sitzung am 26. Juli 1926 folgender Entschließung zugestimmt:

„Der Vorstand der Fachgruppe Bauindustrie nimmt von dem Abschluß der Arbeiten des Reichsverdingungsausschusses Kenntnis. Wenn auch verschiedene berechtigte Wünsche des Baugewerbes nicht zur Anerkennung gebracht werden konnten, begrüßt er die nunmehr vorliegende „Verdingungsordnung für Bauleistungen" als einen außerordentlichen Fortschritt für die Unternehmerschaft, die sich endlich vor der Tatsache sieht, daß für ganz Deutschland einheitliche, aus der gemeinsamen Arbeit der Vertreter der Auftraggeber und Auftragnehmer hervorgegangene Bestimmungen über die Vergebung und die vertragliche Übernahme von Bauleistungen für Behörden und Private zur Durchführung kommen sollen.

Dem Baugewerbe liegt nun in allen seinen Teilen die wichtige Aufgabe ob, dafür Sorge zu tragen, daß die Verdingungsordnung für Bauleistungen möglichst bald bei allen Behörden und soweit angängig, auch bei den privaten Vergebungen zur Einführung gelangt. Die Fachgruppe wird beauftragt, sich mit größtem Nachdruck hierfür einzusetzen und alle dahingehenden Maßnahmen der angeschlossenen Verbände zu unterstützen.

Der Fachgruppe Bauindustrie gehören die folgenden baugewerblichen Spitzenverbände an: Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. — Berlin, Deutscher Wirtschaftsbund für das Baugewerbe E. V. — Berlin, Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes E. V. — Berlin, Verband der Baugeschäfte von Groß-Berlin E. V. — Berlin, Deutscher Arbeitgeberverband für Feuerungs- und Schornsteinbau E. V. — Berlin, Bund der Deutschen Betonwerke E. V. — Obercassel/Siegkreis, Verband Deutscher Wasserleitungsunternehmer E. V. — Frankfurt-M., Vereinigung der Naßbagger-Unternehmungen E. V. — Hamburg.

Indexziffern zur Bewegung der Baustoffpreise und der Baukosten im 1. Halbjahr 1926.

1926	Rohbaustoffe	Bauhölzer	Ausbaustoffe	Baustoffe zusammen	Baukosten
Januar . .	153,5	135,3	173,1	152,4	164,6
Februar . .	153,4	126,6	173,1	150,4	160,5
März	153,9	126,6	173,1	150,8	160,0
April . . .	152,9	126,6	169,3	149,6	159,4
Mai	152,1	126,6	167,6	148,9	158,1
Juni	151,3	126,6	167,6	148,3	157,2

Demnach sind die sämtlichen Meßziffern stetig, jedoch ziemlich unwesentlich zurückgegangen. Die Verringerungen betragen im einzelnen für: Rohbaustoffe 1,4%, Bauhölzer 6,4%, Ausbaustoffe 3,2%, Baustoffe zusammen 2,7% und für die Baukosten 4,5%. Zur Bewertung dieser amtlichen, „Wirtschaft und Statistik" entnommenen Indexziffern hinsichtlich ihrer praktischen Bedeutung verweisen wir auf den Aufsatz „Zur Frage der Preisteuerung im Baugewerbe" in Heft 31 und 32 des „Bauingenieur".

Konkurse und Geschäftsaufsichten im ersten Halbjahr 1926. Die nachfolgende, nach amtlichen Angaben zusammengestellte Übersicht über die monatliche Anzahl der Konkurse und Geschäftsaufsichten insgesamt und im Baugewerbe läßt in den letzten Monaten eine erhebliche Besserung erkennen. Die beiden Kurven (Gesamtzahl und Baugewerbe), die in dieser ganzen Zeit fast parallel verlaufen, halten sich im 1. Vierteljahr ohne wesentliche Änderung auf großer Höhe, fallen dann aber rasch auf weniger als die Hälfte (bei den Konkursen) bzw. ein Drittel (bei den Geschäftsaufsichten) herab. Die Zahlen sind im einzelnen:

1926	Baugewerbe		Insgesamt	
	Konkurse	Geschäftsaufsichten	Konkurse	Geschäftsaufsichten
Januar	51	45	2 092	1 553
Februar . . .	42	39	1 998	1 573
März	53	30	1 871	1 481
April	40	25	1 302	923
Mai	32	17	1 046	691
Juni	22	10	913	477

Frachtberechnung für gebrauchte Baugerätschaften. Nach der Anmerkung zu der Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte usw." fallen unter den Begriff „Bauarbeiten" u. a. auch die Herrichtung und Instandsetzung von Kesselanlagen. Es waren Zweifel entstanden, was hierunter zu verstehen ist, ob z. B. auch Werkbänke, Feldschmieden, Schraubstöcke, Rohrbiegemaschinen, Schweißwerkzeuge usw., die zum Einbau oder zur Instandsetzung von Zentralheizungsanlagen innerhalb der Räume und Zimmer der Häuser dienen sollen, hierzu gehören. Der Ständige Unterausschuß für Tarifentscheidungen der Ständigen Tarifkommission hat kürzlich entschieden, daß Installationsgeschäfte und ähnliche Hilfsgeschäfte des Baugewerbes nicht als Bauunternehmung im Sinne des Tarifes angesehen werden können. Installationsarbeiten wie Einrichtung und Ausstattung von Gebäuden mit Heizungs- und Beleuchtungsanlagen gehören daher nicht zu den durch den Tarif begünstigten Bauarbeiten.

Reichstarife im Baugewerbe. Der am 15. II. 1926 zwischen den drei baugewerblichen Arbeitgeberverbänden einerseits und dem Butab sowie dem Verband Deutscher Techniker andrerseits abgeschlossene Reichstarifvertrag für die technischen Angestellten im Hoch-, Beton- und Tiefbaugewerbe ist von der Reichsarbeitsverwaltung durch Entscheidung vom 19. VII. 26 für allgemein verbindlich erklärt worden. Die allgemeine Verbindlichkeit beginnt mit Wirkung vom 1. VII. 26. Sie erstreckt sich nicht auf das Gebiet des Freistaates Württemberg, ferner nicht auf das Arbeitsverhältnis von technischen Angestellten bei staatlichen und städtischen Behörden und nicht auf § 12 des Reichstarifvertrages (Schlichtung von Streitigkeiten).

— Die Verhandlungen über die Schaffung eines neuen Reichstarifvertrages für das Naßbaggergewerbe sind am 22. VI. 26 zum Abschluß gelangt. Der Reichstarifvertrag, dessen Geltungsbereich das gesamte Reichsgebiet umfaßt, gilt vom 1. VI. 1926 bis 28. II. 1928. Auf Arbeitgeberseite sind neben der Vereinigung der Naßbaggerunternehmungen E. V. der Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband für Deutschland E. V. und der Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes beteiligt.

Zentrale Lohnregelung im Baugewerbe. In dreitägiger Sitzung des Zentralen Lohnschiedsgerichts für das Baugewerbe wurden vom 30. VI. bis 2. VII. Lohnstreitigkeiten aus verschiedenen Gebieten verhandelt (vgl. „Bauingenieur" Heft 26 S. 522), wobei im wesentlichen durch Schiedssprüche folgendes bestimmt wurde: Die Anträge für die Bezirke Ostpreußen, Mecklenburg, Bremen-Unterweser-Ems und Sieg-Lahn werden zu bezirklicher Verhandlung zurückverwiesen. Für die übrigen Bezirke werden geringe Lohnherabsetzungen festgesetzt, und zwar in Oberschlesien (Gleiwitz) für die Tiefbauarbeiter in Ortsklasse I um 2 Pfg., in Niederschlesien (Grünberg) für alle Arbeiterkategorien um 2—7 Pfg., in Osterland für Bauhilfs-, Platz- und Tiefbauarbeiter um 6—8 Pfg., in Westfalen-Ost-Lippe für Fach- und Bauhilfsarbeiter in Lohnklasse II um 2 Pfg. — Am 15. Juli fanden Verhandlungen über Lohnstreitigkeiten aus Ostpreußen, Rhein- und Maigau und Mecklenburg statt, wobei für Mecklenburg der Hilfs- und Platzarbeiterlohn um 2—5 Pfg. herabgesetzt wurde.

Erwerbslosenfürsorge für Bauarbeiter. Wie im „Bauingenieur" Heft 23 S. 464 mitgeteilt wurde, hat der Reichsarbeitsminister in einem Rundschreiben vom 12. V. 1926 empfohlen, daß die Vorsitzenden der öffentlichen Arbeitsnachweise die Unterstützungshöchstdauer der erwerbslosen Bauarbeiter nach Prüfung des Einzelfalles bis auf 39 Wochen verlängern. In einem Erlaß vom 9. VI. 1926 (RABl. S. 197) verlängert nunmehr der Reichsarbeitsminister „die Unterstützungshöchstdauer der Arbeitnehmer des Baugewerbes mit seinen Hilfsbetrieben und der Baustofferzeugung in allen Bezirken, in denen der Baumarkt bisher keine wesentliche Besserung gezeigt hat, auf 39 Wochen. Die obersten Landesbehörden oder die von ihnen bezeichneten Stellen bezeichnen die Bezirke, für die diese Ausdehnung der Unterstützungsdauer nicht gilt." Es ist zu erwarten, daß sich diese Verlängerung der Unterstützungsdauer auf alle Bezirke erstrecken wird. Durch diesen Erlaß des Reichsarbeitsministers bleibt die Befugnis der Vorsitzenden der öffentlichen Arbeitsnachweise unberührt, die Unterstützungshöchstdauer im Einzelfall um weitere 13 Wochen zu verlängern.

Höchstdauer in der Erwerbslosenfürsorge. Die Geltungsdauer der beiden Schreiben des Reichsarbeitsministers in dieser Angelegenheit vom 30. III. und 9. VI. 1926 wird durch Erlaß des Reichsarbeitsministers vom 26. VII. 1926 (RABl. S. 253) bis zum 31. I. 1927 verlängert. Es handelt sich in dem ersten Falle um die Verordnung über Verlängerung der Unterstützungshöchstdauer und die Erwerbslosenfürsorge für Ausgesteuerte (s. „Bauingenieur" Heft 17, S. 350), im zweiten Fall um die Anordnung über Erwerbslosenfürsorge für Bauarbeiter, die vorstehend mitgeteilt ist.

	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli
Reichslebenshaltungsindex	138,8	138,3	139,6	139,9	140,5	142,4
Großhandelsindex	118,4	118,3	122,7	123,2	124,6	127,4

Großhandelsindex.

30. VI.	7. VII.	14. VII.	21. VII.	28. VII.	4. VIII.
126,9	128,6	128,1	126,3	126,8	126,3

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 5. August.)

Anordnung über die weitere Geltung der bisherigen Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 30. Juni 1926. (Reichsanz. Nr. 150.) Die Geltungsdauer der durch die „Zweite Anordnung über eine vorübergehende Erhöhung der Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge vom 27. II. 1926" bis zum 1. Mai festgesetzten Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge, die durch die Anordnung vom 18. Mai 1926 (s. „Bauingenieur" Heft 23) bis zum 3. Juli verlängert war, wird bis zum 27. November 1926 verlängert.

Gesetz über die Fristen für die Kündigung von Angestellten. Vom 9. Juli 1926. (RGBl. I S. 399.) Näheres s. Mitteilung „Bauingenieur" Heft 29 S. 574.

Gesetz über Aufhebung des § 62 des Kapitalverkehrsteuergesetzes in der Fassung des Gesetzes zur Änderung der Verkehrsteuern und des Verfahrens vom 10. August 1925. Vom 15. Juli 1926. (RGBl. I S. 415.) § 62 des Kapitalverkehrsteuergesetzes, der besondere Ermächtigungen der Reichsregierung zu Steuererleichterungen (namentlich zur Ermäßigung der Börsenumsatzsteuer) usw. enthält, wird aufgehoben.

Gesetz über den Verkehr mit unedlen Metallen. Vom 23. Juli 1926. (RGBl. I S. 415.)

Bekanntmachung der Hauszinssteuerverordnung. Vom 2. Juli 1926. (Gesetzsamml. S. 213.)

Erste Verordnung zur Durchführung der Hauszinssteuerverordnung. Vom 2. Juli 1926. (Gesetzsamml. S. 217.)

Zweite Verordnung zur Durchführung der Hauszinssteuerverordnung. Vom 2. Juli 1926. (Gesetzsamml. S. 218.)

Gesetz über die Bereitstellung weiterer Mittel für den Stettiner Hafen. Vom 28. Juli 1926. (Gesetzsamml. S. 236.)

Gesetz zur Abänderung des Grundvermögenssteuergesetzes vom 14. Februar 1923 (Gesetzsamml. S. 29) und des Gesetzes vom 28. Februar 1924 (Gesetzsamml. S. 119) in der Fassung der Verordnung vom 28. Dezember 1925 (Gesetzsamml. S. 178). Vom 29. Juli 1926. (Gesetzsamml. S. 238.)

In einem Erlaß vom 27. V. 1926 (Reichsarbeitsbl. S. 242) weist der Preußische Minister für Volkswohlfahrt auf den § 5 der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten besonders hin, nach dem Notstandsarbeiten tunlichst an Unternehmer vergeben werden sollen und die Ausführung in eigener Regie auf Ausnahmefälle zu beschränken ist.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht in Patentblatt Nr. 27 vom 8. Juli 1926.

Kl. 19 a, Gr. 6. P 49 279. Francisco Perez de los Cobos y Gerda u. Vicente Ysern y Dominguez, Valencia, Spanien; Vertr.: J. Tenenbaum u. Dr. H. Heimann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Eisenbahnschwelle aus durch Spurhalter verbundenen Eisenklötzen. 10. 12. 24.

Kl. 19 a, Gr. 11. K 91 938. Alfred Kayser, Berlin-Halensee, Eisenbahnstr. 5. Nachgiebige Zwischenplatte, insbes. aus dünnen Brettchen auf Eisenbahnschwellen. 2. 12. 24.

Kl. 19 a, Gr. 14. M 81 778. The M. B. Rail Anchor Proprietary Ltd., Melbourne, Australien; Vertr. Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einteilige Schienenklemme mit einem Stützarm und den Schienenfuß übergreifenden Lappen zur Verhütung des Schienenwanderns. 23. 6. 23. Australien 12. 9. 22.

Kl. 20 h, Gr. 4. T 30 960. August Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Gewichtsautomatische Gleisbremse. 19. 10. 25.

Kl. 20 h, Gr. 4. T 30 991. August Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Gleisbremse. 28. 10. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. H 100 087. Julius Hupfauf, Angermund, Bez. Düsseldorf. Eisenbahnwagenschieber. 14. 1. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. S 69 612. Henry Bernard Sheppard, Derby, Engl.; Vertr.: L. Schiff u. Dipl.-Ing. G. Bueren, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Festhalten von Fahrzeugen in bestimmten Stellungen. 9. 4. 25. Großbritannien 12. 4. 24.

Kl. 20 i, Gr. 33. S 68 990. Ludwig Spillner u. Albert Kikillus, Barneberg. Von einem feststehenden Signalmast betätigte Sicherheitsvorrichtung zur Verhinderung des Überfahrens von Eisenbahnsignalen. 12. 3. 25.

Kl. 20 k, Gr. 7. R 50 670. Rail Welding and Bonding Company, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Form zur elektrischen Schweißung von Schienenverbindern an die Schienenenden für elektrische Bahnen; Zus. z. Pat. 419 372. 10. 7. 20. V. St. Amerika 20. 5. 16.

Kl. 20 k, Gr. 9. P 50 542. Hermann Pölkner, Essen-Altenessen, Altenessener Str. 506. Verstellbarer Grubenbahnen-Fahrdrahthalter, bei dem der Isolatorträger in einem Halterstück verschiebbar und feststellbar ist. 19. 5. 25.

Kl. 42 e, Gr. 2. W 70 844. Wilhelm Weitz, Köln, Severinstr. 235. Eindüsen-Flügelradwassermesser. 29. 10. 25.

Kl. 81 e, Gr. 49. E 32 307. Fa. Adolf & Albrecht Eirich vorm. Adolf & Julius Eirich, Mühlenbauanstalt, Hardheim, Baden. Verteilungsstutzen für übereinander angeordnete Lagerräume für Sammelgut, insbes. für Getreide u. dgl. aus einem Streukegel und einer ihn umgebenden Hülse bestehend. 3. 4. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. A 46 707. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 28. 12. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. L 59 837. Linke-Hofmann-Lauchhammer Akt.-Ges., Berlin. Abraumverladebrücke. 24. 3. 24.

Kl. 81 e, Gr. 127. M 88 913. Maschinenfabrik Buckau Aktiengesellschaft, Magdeburg. Den Tagebau für Braunkohle u. dgl. überspannende Abraumförderbrücke mit eingebautem Drehbagger. 19. 3. 25.

Kl. 84 b, Gr. 2. R 61 095. Rheinische Metallwaaren- und Maschinenfabrik, Düsseldorf-Derendorf. Schiffshebewerk mit Laufkran. 10. 5. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 27 vom 8. Juli 1926.

Kl. 37 e, Gr. 6. 431 798. Fa. Wilhelm Rudel, Breslau. Bedachung aus Dachpappe. 14. 8. 23. R 59 124.

Kl. 37 e, Gr. 13. 431 799. Otto Schrader, Hamburg, Hammerdeich 141. Beton- oder Rosthobel. 7 9. 24. Sch 71 466.

Kl. 74 d, Gr. 8. 431 977. Dr. Johannes Adolph, Berlin, Schiffbauerdamm 22. Vorrichtung zur Kenntlichmachung von in verkehrsreichen Straßen und Plätzen angeordneten, aus dem Straßenpflaster hervortretenden Inseln u. dgl. mit Hilfe von in den Bordschwellen eingebauten oder letztere ersetzenden Transparentkästen. 25. 12. 24. A. 43 818.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenbauwesens in U.S.A. Von Professor Neumann, Stuttgart. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Preis RM. 3,90.

Unter den zahlreichen Erscheinungen des Schrifttums über das amerikanische Straßenwesen in den letzten Jahren ist das vorliegende Werk deswegen besonders wertvoll, weil der Verfasser bereits im Jahre 1912 eine Studienreise nach den Vereinigten Staaten unternommen und infolgedessen Gelegenheit hatte, Vergleiche anzustellen und die Fortschritte zu beobachten.

In dem Buche sind nicht nur die Betonstraßen, sondern auch die bituminösen Befestigungsarten behandelt. Aus der Zusammenstellung über die verschiedenen Befestigungsarten, welche im Jahre 1924 zur Ausführung gekommen sind, geht hervor, daß in Amerika die Betonstraße keinesfalls vollkommen das Feld beherrscht, wie manche Autoren glauben machen wollen, sondern daß die neuhergestellten bituminösen Straßendecken der Länge nach über 50% der Länge der Betonstraßen ausmachen.

Nach einer kritischen Betrachtung über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika wird in Abschnitt II, „Gesetzgebung und Finanzierung", im einzelnen ausgeführt, welche Mittel insgesamt in den letzten Jahren für die Zwecke des Straßenbaus zur Verfügung gestanden haben. Nach den Beträgen, die über 1 Milliarde Dollar ausmachen, ist der Straßenbau in Amerika z. Zt. eine der Hauptingenieuraufgaben. Die Aufbringung der Mittel für den Straßenbau ähnelt stark den in Deutschland üblichen Grundsätzen.

In Abschnitt III, „Die Art des Straßenverkehrs und seine Beziehung zur Befestigungsart", wird das bestätigt, was aus anderen Veröffentlichungen bekannt ist, daß der schwere Lastkraftwagenverkehr nur einen geringen Prozentsatz des gesamten Verkehrs ausmacht und daß infolgedessen eine andere Beanspruchung der Straßen vorliegt als in Deutschland. Entsprechend ist auch die Belastung auf 1 cm Felgenbreite in den meisten Staaten auf nur 100 kg festgesetzt. Zu beachten ist die Feststellung, daß die Betonstraßen die geringsten Unterhaltungskosten erfordern.

In Abschnitt IV, „Die Technik des Nordamerikanischen Straßenbaus", werden unter den Fahrbahndecken in Beton die Angaben, die der Verfasser in früheren Veröffentlichungen gemacht hat, in wertvoller Weise ergänzt, wobei alle strittigen Fragen des Betonbaus kurz gestreift werden. Bei den Asphaltstraßen ist die Feststellung hervorzuheben, daß der Sandasphalt, der sich nach der auf der ersten Studienreise gebildeten Anschauung des Verfassers für schweren Verkehr nicht eignet, in den letzten Jahren sich bewährt hat. Der Grund ist darin zu suchen, daß neuerdings Petrolasphalte verwendet werden, die reicher sind als Naturasphalte und daß gemäß der fortschreitenden wissenschaftlichen Erkenntnis mehr Feinmaterial und weniger Asphalt zugesetzt wird. Mit dem Asphaltschotter sind gute Ergebnisse erzielt; doch ist der Asphaltverbrauch unverhältnismäßig hoch. Deshalb dürfte für deutsche Verhältnisse neben dem Sandasphalt in erster Linie der Asphaltbeton in Frage kommen.

Im Abschnitt V, „Verkehrsregelung", ist eine größere Anzahl von vorbildlichen Regelungen gegeben, die auch bei uns Nachahmung verdienen.

Im Abschnitt VI, „Der Straßenbau im Städtebau", zeigt der Verfasser an Hand einer Reihe von Beispielen, welche großzügigen Projekte von Straßendurchbrüchen, Ausführung von zweistöckigen Straßen usw. in Planung und Ausführung der Verkehr veranlaßt hat. Im besonderen sind es die Hochhäuser, die die Verkehrsstauung in einer Weise fördern, daß auch in Deutschland bei Genehmigung dieser Bauten mit größter Vorsicht vorgegangen werden muß.

Prof. Geißler-Dresden.

Die bayerischen Staatsstraßen. Die Ursachen ihres jetzigen schlechten Zustandes und die notwendigen Maßnahmen zu ihrer Verbesserung. Bearbeitet von der Obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern. (München im Dezember 1925, 65 Seiten einschl. 14 Zahlentafeln und 8 zeichnerischen Darstellungen, dazu 6 mehrfarbige Karten und 6 ein- bis vierseitige Zahlentafeln.)

Die Denkschrift erläutert als Ursachen des schlechten Zustandes der Staatsstraßen in Bayern die geschichtliche Entstehung und Entwicklung der Straßen, den weichen Schotter und die reichlichen Niederschläge im Alpenvorland, die mangelhafte Straßenunterhaltung, hauptsächlich infolge unzulänglicher Geldmittel in der Kriegs- und Nachkriegszeit, endlich die außerordentliche Zunahme des Kraftwagenverkehrs mit seiner starken Beschädigung der Schotterstraßen.

Die Verbesserung des schlechten Zustandes erfordert einerseits den Umbau von 3442 km (51%) aller Staatsstraßen wegen feuchter Lage oder schlechten Untergrundes (11%), scharfer Krümmungen (9%), starker Steigungen (8%), besonderer Hindernisse (2%) und ungenügender Breite (21%) mit zusammen 275 Mill. M. Aufwand (wovon 25 Mill. aus der Beseitigung von Schienenübergängen auf die Eisenbahn entfallen), anderseits die Anpassung in Herstellung und Unterhaltung der Straßendecke an den weiter wachsenden Kraftwagenverkehr. Zur Sammlung eigener Erfahrungen hat die Oberste Baubehörde auf 17,8 km einer Straße 31 Versuchstrecken herstellen lassen mit verbesserten Schotterdecken, elastischen (Teer- und Bitumen-)Decken und harten Decken (Beton und Pflaster) und Berechnungen über die Wirtschaftlichkeit angestellt, dabei für drei wichtige Deckenarten auch den Einfluß verschieden hoher Zinssätze auf die Berechnung ermittelt. Ein vorläufiger Plan für die Umstellung der Straßenunterhaltung ist indessen schon aufgestellt, wonach von den 6750 km Staatsstraßen künftig genügt für 12,2% das Flickverfahren, für 74,5% die Decklagen walzung mit Oberflächenbehandlung, jedoch für 6,2% mittelschwere und für 7,1% schwere Bauweise nötig wird. Der Übergang zur höherwertigen Unterhaltuug erfordert an einmaligen Neuherstellungskosten 107 Mill. M. und an jährlichem Unterhaltungsaufwand 12 Mill. M. Dabei ist darauf Rücksicht genommen, daß 3933 km (58%) aller Staatsstraßen als Hauptdurchgangsstraßen für den Kraftwagenverkehr nach den Grundsätzen des deutschen Straßenbauverbandes zu behandeln sind.

Die Durchführung der Verbesserung macht technisch keine Schwierigkeiten, wohl aber finanziell. Zwar ergibt sich bei Verteilung der dringlichsten Neubauten mit 50 Mill. M. auf 10 Jahre und der Deckenneuherstellungen auf 8 bis 15 Jahre samt den Unterhaltungskosten ein Jahresbedarf von 22,2 bis 24 Mill. M., das ist 3300 bis 3550 M f. d. km, ein Betrag, der i. J. 1925 in Westfalen, dem Freistaat Sachsen und der Rheinprovinz schon überschritten worden ist, in Bayern aber das 3,3 bis 3,5 fache des Aufwandes von 1925 ausmacht und nur durch eine ausreichende Erhöhung der Kraftfahrzeugsteuer aufzubringen wäre, da eine Anleihe bei den jetzigen hohen Zinsen zu teuer wird und die Einführung von Vorausleistungen in Bayern aussichtslos erscheint. Die Ersparnis an Betriebskosten der Kraftfahrzeuge durch Verbesserung der Straßendecken würde zwar eine so hohe Steuer rechtfertigen, es ist aber nur mit einer Erhöhung zu rechnen, die für Bayern nur rd. 10 Mill. M. einbringt, also zunächst nur die Hälfte der Verbesserungen ermöglicht.

Neminar.

Straßenbautagung anläßlich der Frühjahrsmesse Leipzig 1926. Herausgegeben im Auftrage des Messeamtes.

In der Schrift sind die auf der Tagung gehaltenen Vorträge veröffentlicht, die zum Teil schon in dem Techn. Gemeindeblatt Aufnahme gefunden haben, nämlich: Geheimrat Brix, „Straßenbau einst und jetzt", Ministerialrat Speck, „Straße, Verkehr und Wirtschaft", Dr. Lüer, „Die Tätigkeit des Teerausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau", Prof. Neumann, „Die Verwendung des Asphaltes im Straßenbau", Oberreg.-Baurat Makkowsky, „Der Straßenbau im Rahmen der Landesplanung". Außerdem enthält die Schrift Angaben über die sonstigen Veranstaltungen der Straßenbautagung.

Die Schrift ist nicht nur für alle diejenigen, welche an der Leipziger Tagung teilgenommen haben, wertvoll, sondern gibt auch denjenigen Fachgenossen, denen die Teilnahme nicht vergönnt war, in den gebotenen Vorträgen ein gutes Bild über den derzeitigen Stand des modernen Straßenbaus.

Prof. Geißler, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Arbeitsausschuß zur Untersuchung des Winddruckes auf Bauwerke.

Der Arbeitsausschuß zur Untersuchung des Windeinflusses auf Bauwerke tagte unter Vorsitz des Ministerialrats Busch am 25. Juni d. Js. im Ingenieurhaus.

Hr. Busch machte Mitteilung davon, daß das Reichsverkehrsministerium, das Reichsfinanzministerium, das Reichspostministerium, das Preußische Wohlfahrtsministerium und das Preußische Finanzministerium ihre Behörden angewiesen hätten, die Arbeiten des Ausschusses zu unterstützen und die Fragebogen zur Festhaltung außergewöhnlicher Windwirkungen auszufüllen. Es ist bisher eine Anzahl solcher ausgefüllter Fragebogen eingelaufen, die später im Zusammenhang gesichtet und ausgewertet werden sollen. Außerdem hat sich die D. G. f. B. in Aussicht genommen, das bei der Seewarte in Hamburg liegende Beobachtungsmaterial von selbstregistrierenden Windmessern auszuwerten und die bisher als maßgebend angenommenen Höchstwinddrücke kritisch nachzuprüfen. Anlaß dazu, eine Sitzung des Ausschusses jetzt einzuberufen, gab der Umstand, daß Mittel für die Durchführung wichtiger Teile des Arbeitsprogramms verfügbar gemacht werden konnten. Es sollen mit Hilfe dieser Mittel die geplanten Versuche mit Modellen von Gebäuden durchgeführt und Windbeobachtungsmaterial ausgewertet werden. Die Mittel sind dem Wissenschaftlichen Beirat des Vereines deutscher Ingenieure zu verdanken. Hoffentlich springen auch bald Staat und Wirtschaftsverbände in ähnlicher Weise mit Geldmitteln dem Ausschuß bei. Schließlich ist das Arbeitsprogramm des Ausschusses nach verschiedenen Seiten zu ergänzen.

Die geplanten Versuche mit Gebäudemodellen sollen in der Aerodynamischen Versuchsanstalt der Universität Göttingen ausgeführt werden. Der Ausschuß legt in gemeinsamer Aussprache fest, welche Abmessungen und Ausführungen den Hausmodellen für die Untersuchung gegeben werden sollen, für welche schon früher Vorschläge aufgestellt waren. Der Ausschuß stimmte ferner dem zu, etwa 1000 RM der zur Verfügung stehenden Summe für die Bearbeitung von Aufzeichnungen selbstregistrierender Windmesser nach dem System Steffens-Hedde, die bei der Seewarte in Hamburg liegen, flüssig zu machen. Aus den Aufzeichnungen sollen die Stürme über 25 sec/m herausgesucht und auf ihren Verlauf hin untersucht werden mit dem Ziel, die wirklichen Höchststärken und die Dauer festzustellen.

Regierungsbaumeister Gießbach hielt darauf einen Vortrag über die „Frage der Windbelastung bei Funktürmen"*). Da für die Berechnung von Funktürmen keine besonderen amtlichen Vorschriften bestehen, so muß der entwerfende Ingenieur und der prüfende Beamte im Hinblick auf den Einsturz der Funktürme in Norddeich mit besonderer Sorgfalt sämtliche Einflüsse berücksichtigen, insbesondere die dynamische Einwirkung des Windes und die Temperatur in den Seilen abgespannter Türme. Letztere ist in den bisherigen Berechnungen nicht beachtet worden, obwohl sie, wie der Vortragende an einigen Kurven erläuterte, in den Grenzen —20° und +40°, wie es bisher in den „Postvorschriften" verlangt wurde, Mehrspannungen von rd 15 kg/mm² hervorrief. Der Vortragende wies auf Grund der meteorologischen Aufzeichnungen nach, daß diese Grenzen nicht ausreichen. Für die obere Grenze werden noch besondere Messungen vom Vortragenden angestellt werden.

Außer der Temperatur belasten die Seile noch Wind, Eis und Rauhreif.

Die Größe der Zusatzlast aus Wind ist auf Grund neuer Versuche bei v = 31 m/sec zu 70 d in gr/m ermittelt worden (d = Seildurchmesser in mm). Die Gegenüberstellung der Zusatzlasten aus Wind für einzelne Seilquerschnitte zeigte, daß die bisherige Formel 180 $\sqrt{d}$ für Funktürme nicht ausreicht.

Weiter hat der Verfasser untersucht, bei welcher Temperatur die stärksten Winde in Deutschland auftreten, und legte dar, daß Windstärken von 11, 10, 9 in rd 20% Fällen unter Null sogar an der Küste aufgetreten sind im Gegensatz zu der bisherigen Ansicht, daß wir nur warme Winde zu berücksichtigen haben.

Von den Ergebnissen der vom Eisenbauverband veranlaßten Modellversuche mit Brückenträgern wird Mitteilung gemacht.

Schließlich wurde die Belastung infolge Eis und Rauhreif erörtert.

In der Aussprache wurden von Professor Kaßner wertvolle Ergänzungen nach der meteorologischen Seite hin gegeben. Zum Schluß machte der Vorsitzende die Mitteilung, daß bei dem Reichspostministerium der Wunsch besteht, Winddruckversuche mit Gitterwerk von Funktürmen vordringlich durchzuführen. Nach der Urlaubszeit soll hierüber mit dem Reichspostministerium, dem Preußischen Wohlfahrtsministerium und der Eisenindustrie zwecks Veranstaltung gemeinsamer Versuche weiter verhandelt werden.

*) Der Vortrag wird in etwas erweiterter Form voraussichtlich demnächst im Textteil des „Bauingenieur" veröffentlicht werden.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 20. August 1926 | Heft 34

ERFAHRUNGEN MIT GUSSBETON BEIM BAU DER NORDKAJE DES HAFENS II IN BREMEN.

Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Hafenbauamt, Bremen.

I. Verschiedene Verfahren zur Herstellung von Gußbeton.

Der Siegeszug der Gußbetonbauweise in Deutschland ist zur Tatsache geworden. Daran ändert auch der sogenannte Weich- oder plastische Beton nichts.

Mit kleineren Hoch- und Tiefbauten beginnend, kennzeichnen die Bauausführungen in Töging, Geestemünde, Flaesheim, Misburg-Anderten und im Schwarzenbachtal den Fortschritt des Verfahrens. Immer größere Anforderungen wurden an die Wirtschaftlichkeit gestellt. Hand in Hand mit der Praxis arbeiteten die Institute an der Erforschung des Gußbetons.

Rückschauend auf das Jahr 1921/22 möchte ich hier wiederholen, was ich im Anschluß an den Schleusenbau Geestemünde schrieb:

„Deutscher Tüchtigkeit und Gründlichkeit wird genau so wie auf anderen Gebieten die Aufgabe zufallen, innerhalb kurzer Zeit den amerikanischen Vorsprung wettzumachen und das von den Amerikanern übernommene System auf das weitgehendste zu verbessern."

Und was hiervon in der kurzen Spanne von vier Jahren bereits geleistet ist, das kennzeichnen die vorher angeführten Bauausführungen.

Töging und Geestemünde sind die Vertreter des Gußbetonverfahrens mit Hilfe von hölzernen Gießtürmen. In Misburg-Anderten trat neben den eisernen Gießturm das Gußbetonverfahren mit Hilfe von Kabelkränen, und beim Bau der Schwarzenbachtalsperre wurde das Kabelkranverfahren fast ausschließlich angewendet.

In Bremen wurde nunmehr beim Bau einer rund 1000 m langen Kajemauer für die Herstellung von rd. 33000 m³ Gußbeton von der Firma Paul Kossel & Cie. ein Verfahren angewendet, das sich der Hilfe einer fahrbaren Betontransportanlage mit der Wirkungsweise eines umgeklappten Gießturmes bediente.

Welche Leistungen bei den übrigen Verfahren mit Hilfe der Gießtürme und Kabelkräne erzielt wurden, ist bereits früher erörtert. Welche Vorteile das neue Verfahren bietet, und welche neuen Erfahrungen mit Gußbeton in Bremen gemacht sind, werden die folgenden Ausführungen erkennen lassen.

II a) Beschreibung des Bauwerkes.

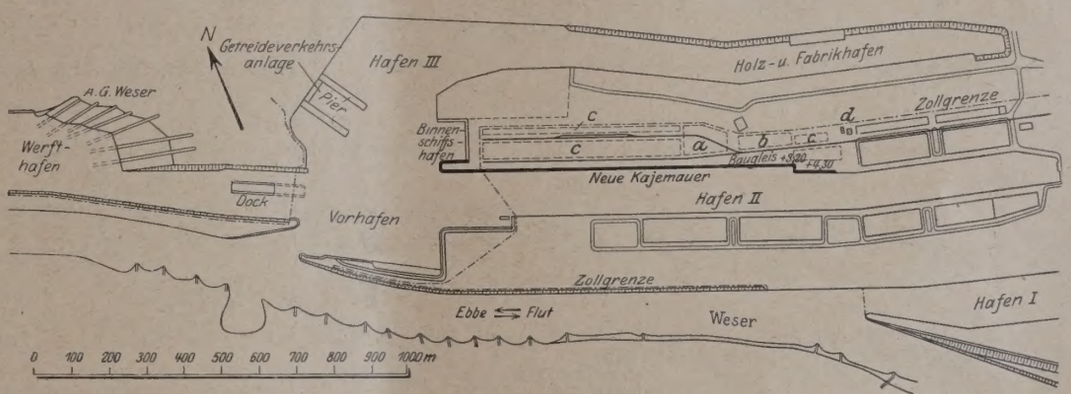
An der Nordseite des Seehafens II in Bremen lag noch eine rd. 1000 m lange Geländestrecke, deren Ausbau im Jahre 1924 beschlossen wurde. (Vgl. Bild 1.)

Nach eingehenden Untersuchungen wurde als Uferabschluß eine Betonkajemauer mit hölzernem Pfahlfundament gewählt. (Vgl. Bild 2.)

Die Pfahlköpfe wurden nicht wie sonst üblich durch einen hölzernen, verzimmerten Pfahlrost, sondern durch eine eisenbewehrte Betonrostplatte, die gemäß Abbildung 2 ausgebildet wurde, verbunden. Die gelenkartige Ausbildung zwischen der dritten und viert-letzten Pfahlreihe wurde vorgenommen, um ein Reißen der Platte bei eintretender Bewegung der Mauer dort zu erhalten, wo es unschädlich bleiben würde, da der vordere und der hintere Teil der Mauer für sich standsicher ausgebildet ist.

Die Ausführung der Mauer wurde im Juli 1924 öffentlich ausgeschrieben und der Zuschlag den zu einer Arbeitsgemeinschaft zusammengeschlossenen Firmen Paul Kossel & Cie., Bremen, und Steffen Sohst, Kiel-Gaarden übertragen. Die Verteilung der Arbeiten geschah derart, daß die Firma Steffen Sohst sämtliche Ramm-, Zimmer- und Erdarbeiten, und die Firma Paul Kossel & Cie. sämtliche Beton- und Maurerarbeiten übernahm. Die Grundwasserabsenkung ließ letztere durch die Nordd. Wasserversorgungs-Gesellschaft, Bremen, ausführen.

Für den Mauerkörper wurde Gußbeton vorgeschrieben, um infolge seiner Dichte die Eiseneinlagen in der vielseitig beanspruchten Platte vor Rost zu schützen, und um in derselben horizontale Arbeitsfugen auf das geringste Maß zu beschränken.



a) Schuppen und Büros der Unternehmer; b) Zimmerplatz; c) Materiallagerplätze; d) Baubüro des Hafenbauamtes.

Abb. 1. Lageplan.

Der Wasserzusatz zum Gußbeton war in den Ausschreibungsbedingungen nicht zahlenmäßig festgelegt, sondern er hatte sich auf das nach Anordnung des Hafenbauamtes notwendige Maß zu beschränken.

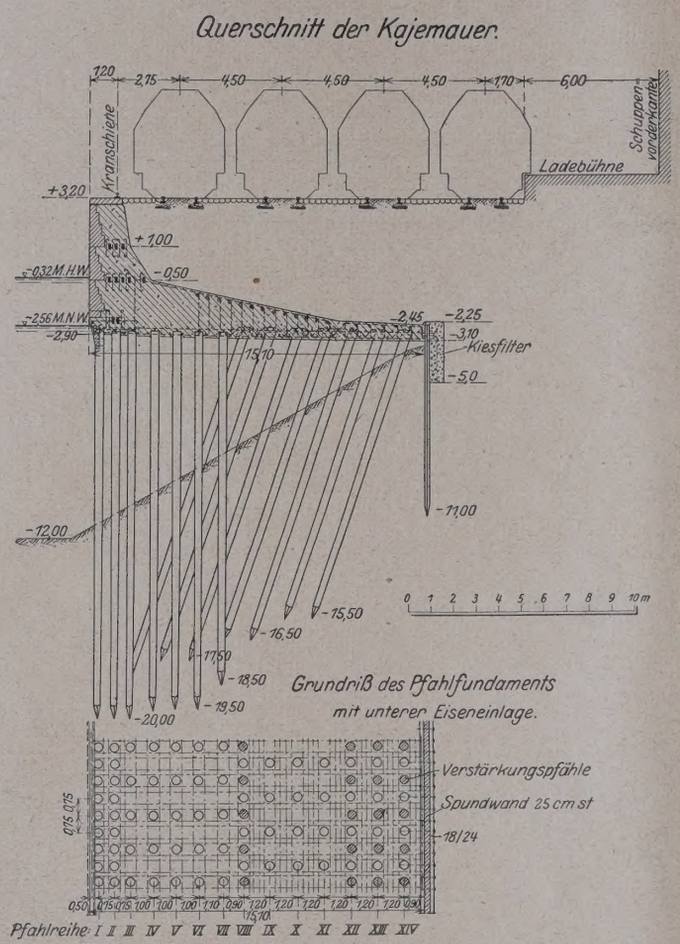
II b) Der Bauvorgang.

Um die Rammarbeiten zu erleichtern, wurden die über Hafensohle — 12 m Br.N. liegenden, z. T. sehr steinigen Bodenschichten mit Hilfe von Eimerbaggern weggeräumt.

Alsdann wurden die senkrechten Pfähle mit Schwimmrammen und die Schrägpfähle nebst Spundwand mit Gerüstrammen in den Boden getrieben.

Nach provisorischer Verzangung der Pfähle wurde zwischen und vor dieselben mit Klappschuten und Elevator ein Sandfangedamm bis Unterkante Kaje eingefüllt.

In denselben, rd. 2 m von der Vorderkante Bauwerk entfernt, wurde ein 2 m breiter Kastenfangedamm gerammt und gleichfalls mit Sandboden verfüllt. Die ganze Kajestrecke wurde durch Querspundwände und Erddämme in Baugruben von rd. 100 m Länge unterteilt.



Höhenangaben beziehen sich in Metern auf Bremer Null.

Abb. 2. Querschnitt.

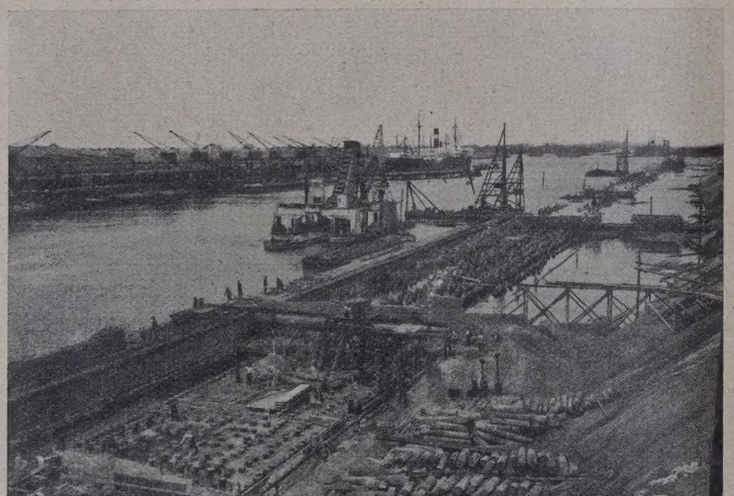


Abb. 3. Baugrubeneinteilung.

Mit Hilfe einer Wassersenkungsanlage wurde das Ober- und Grundwasser entfernt, die Pfähle mit einer Grundkreissäge gekappt und der eingefüllte Boden geebnet.

Um einmal die Auslaugung der unteren Betonschichten durch die Grundwassersenkung zu verhindern, und um andererseits die Eiseneinlagen einwandfrei verlegen zu können, wurde eine 10 cm starke Sandbetonschutzschicht eingebracht und diese mit einem Goudronanstrich versehen. (Vgl. Bild 3.)

Nach Verlegen der Eiseneinlagen wurde der hafenseitig liegende Splittbetonstreifen von 0,75 m Stärke und 1,50 m Tiefe betoniert, darauf die Verblendung gemauert und alsdann der ganze untere Mauerkörper in Abschnitten von 15 m Länge betoniert. (Vgl. Bild 4.)

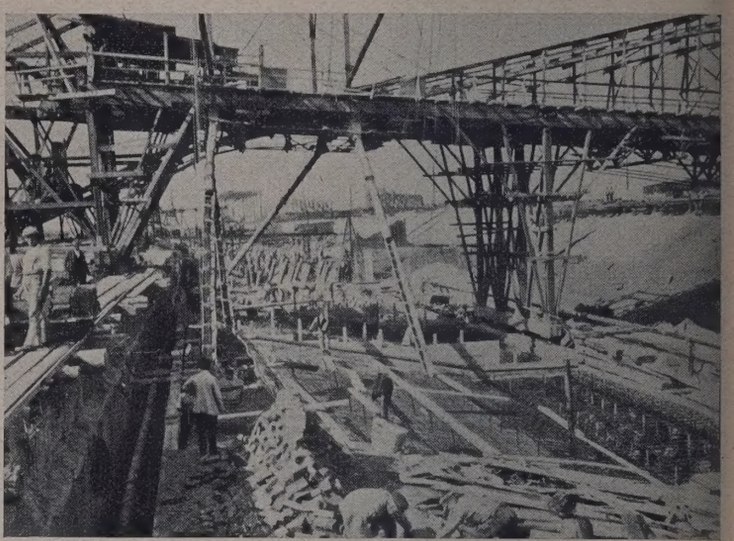


Abb. 4. Betonieren der Rostplatte.

Der aufgehende Mauerkörper wurde in gleicher Reihenfolge hergestellt wie die Rostplatte. Eiseneinlagen fehlten in ihm.

Nach Fertigstellung der Mauer auf 100 m Länge wurde der Kastenfangedamm nach Ausbau der Wassersenkungsanlage gezogen.

Die Hinterfüllung wurde durch Spüler, nachdem der Beton ¼ Jahr alt war, vorgenommen und alsdann der Sandfangedamm durch Bagger entfernt.

Die einzelnen Vertikalarbeitsfugen wurden gemäß Zeichnung miteinander verzahnt. Die Temperaturfugen, welche nur alle 60 m angeordnet waren, wurden durch zwei Lagen geklebter Asphaltpappe und einem längslaufenden Goudronpfropfen gedichtet. Auf dem fertigen Rostplattenteil wurden dann noch über die einzelnen Arbeits- und Temperaturfugen Betonpflaster von 20 cm Stärke und 1,00 bis 1,50 m Breite betoniert, um ein Durchspülen des Sandes durch letztere infolge des Tidewechsels zu verhindern. (Vgl. Bild 5.)

Die Horizontalfugen wurden durch 50 cm lange Rundeisen, welche in 1 m Entfernung in den Beton hineingesteckt waren, und durch dazwischen eingedrückte Klinker verzahnt.

II c) Lageplan der Baustelle. (Vgl. Bild 1.)

Wie der Lageplan zeigt, erstreckte sich die Baustelle über rd. 1000 m in einer Breite von im Durchschnitt 100 m. Die Materialien konnten z. T. auf zwei längs der gesamten Baustelle verlegten Baugleisen mit der Eisenbahn, z. T. auf dem Wasserweg angeliefert werden. Ihre Lagerung war beiderseits längs des Baugleises vorgesehen und wurde vom Unternehmer auch durchgeführt. Die Beschaffung der Betonmaterialien lag in den Händen der Unternehmer. Der Zement und der Steinsplitt kamen auf dem Bahnweg, der Betonkies und der Traß auf dem Wasserweg zur Baustelle.

II d) Beschreibung der fahrbaren Betontransportanlage und ihrer Arbeitsweise.

Zur Bewältigung der rd. 33 000 m³ Beton nach dem Gußbetonverfahren hatte die Firma Paul Kossel & Cie. einen Betonkran, gemäß Abbildung, mit der Wirkungsweise eines umgeklappten Gießturmes aufgestellt. Er bestand aus Holz; der wasserseitige Fuß lief auf dem hölzernen Kastenfangedamm,

die Mittelstütze auf der Mauerspundwand, der landseitige Fuß auf der Oberkante der Böschung des gewachsenen Geländes. (Vgl. Bild 7.)

Die Betonierungsanlage zergliederte sich in die Kieszuführungsanlage, in die Mischanlage und die Betontransportanlage.

Die Zuführung des Betonkieses erfolgte mittels Elevators aus dem darunterliegenden Kahn auf das Transportband, das ihn von hier aus in Neigung nach oben in den Kiessilo schaffte.

Unter dem Kiessilo waren zwei 750 l Betonmischmaschinen, System Ransome, aufgestellt, in die durch Schieber der Betonkies aus dem Silo und die Bindemittel von Hand direkt aus dem Eisenbahnwagen zugeführt wurden.

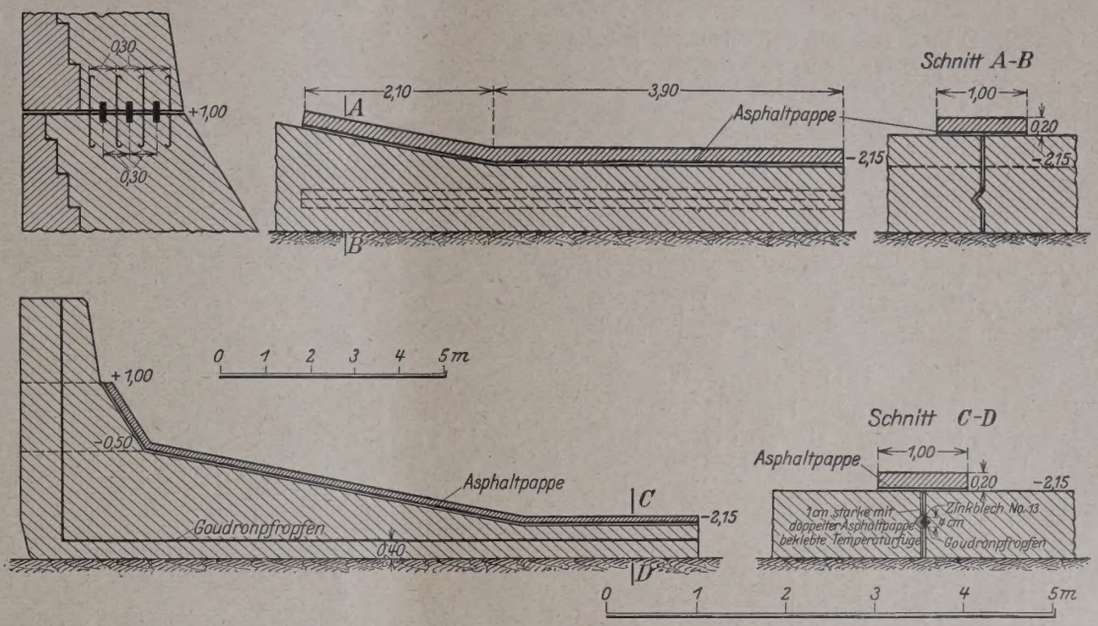


Abb. 5. Anordnung der Temperatur- und Arbeitsfugen.

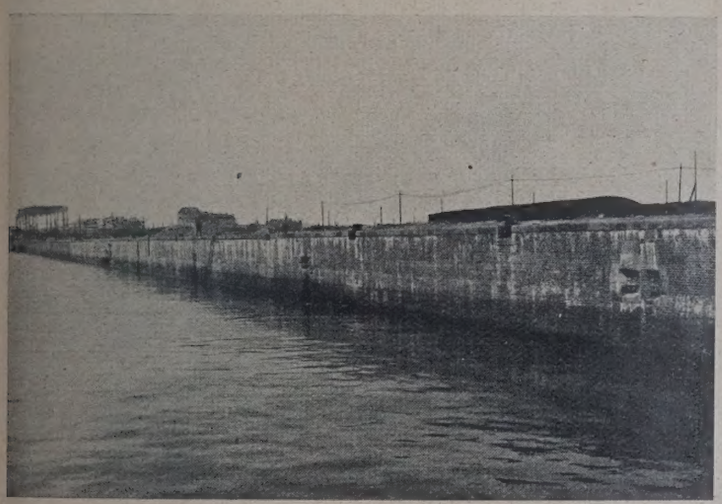


Abb. 6. Ansicht der fertigen Mauer.

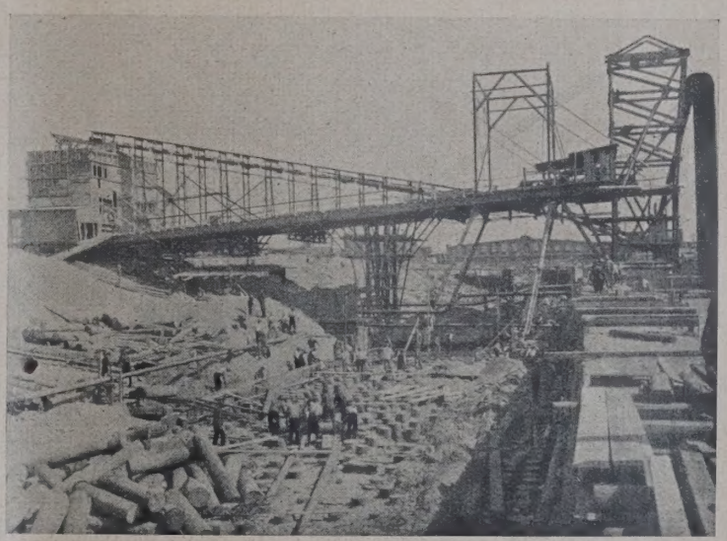


Abb. 8. Ansicht der Betontransportanlage.

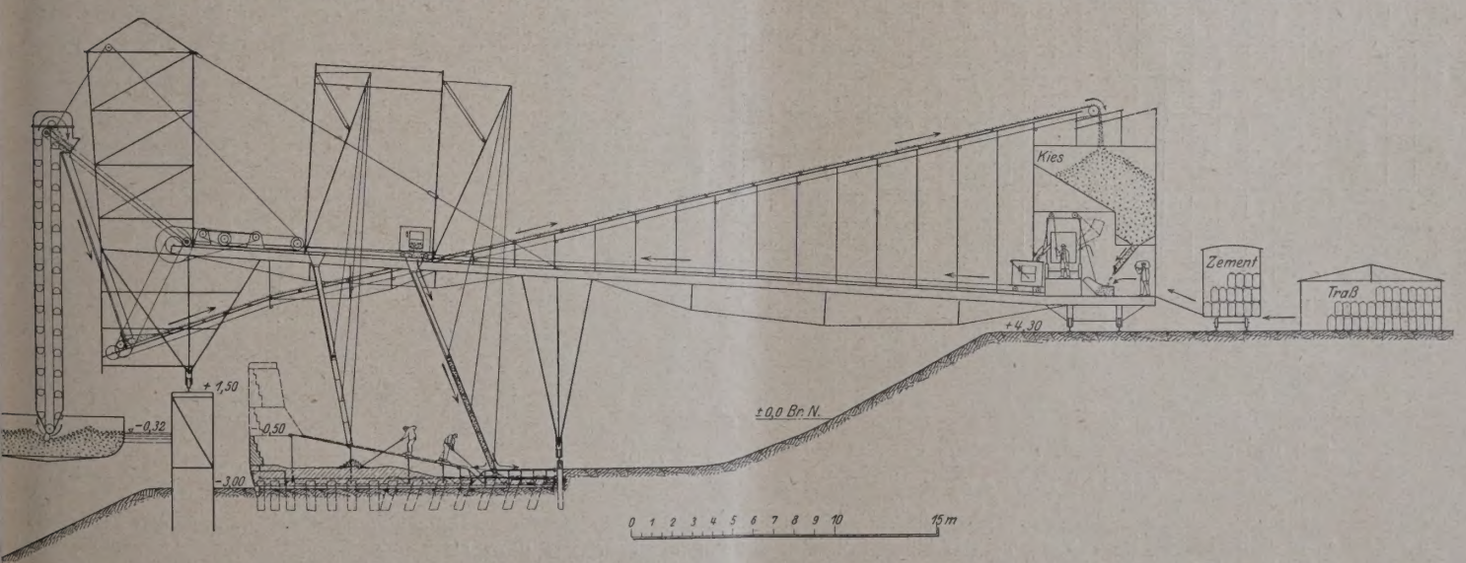


Abb. 7. Schematische Darstellung der fahrbaren Betontransportanlage.

Das fertige Betongemisch wurde aus den Betonmischmaschinen in Loren mit Seitenleerung gefüllt und diese durch maschinell angetriebene Seilwinden vor die Gußöffnungen gezogen und der Beton durch in der ersten Hälfte geschlossene und in der letzten Hälfte offene Gußrohre in den Schalungsraum geleitet.

Das Becherwerk war in der Höhenlage verstellbar angeordnet, um dem Tidewechsel folgen zu können. Mit jeder Kranstellung konnten etwa 45 lfdm Mauer mit rd. 1500 m³ Beton hergestellt werden.

Das Verfahren des Betonkranes erfolgte mittels dreier Winden, deren Seile an den drei Kranfüßen befestigt waren, von Hand ohne Schwierigkeiten innerhalb 4 bis 6 Std.

II e) Betonleistungen.

Die rd. 33 000 m³ Beton sollten nach Vorschrift des Hafenbauamtes innerhalb 6 Monaten eingebracht werden. Es waren also im Durchschnitt für jeden Monat 5500 m³ fertiger Beton = rd. 165 lfdm Mauer zu leisten, die vom Unternehmer in einzelnen Monaten noch überschritten wurden. (Vgl. Bild 9.)

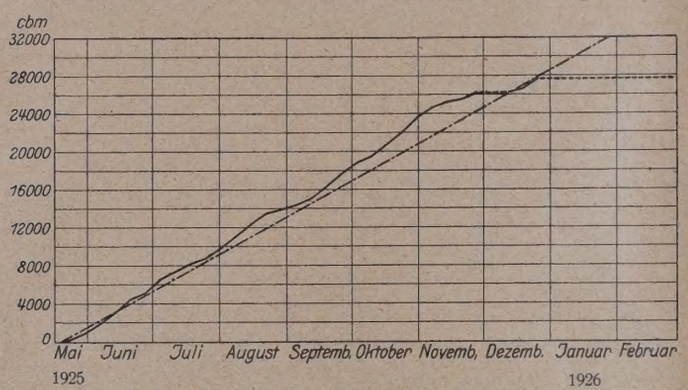


Abb. 9. Die monatlichen Betonleistungen.

Betoniert wurde im großen Durchschnitt in einer verlängerten Arbeitsschicht von 12 bis 14 Stunden.

Die Leistungen während derselben betrugen im Durchschnitt 300 m³ feste Masse, also eine Stundenleistung von 23 m³. Die Spitzenleistungen schwankten zwischen 400 und 500 m³ feste Masse; also eine Stundenleistung von 30 m³ bis 40 m³. (Vgl. Bild 10.)

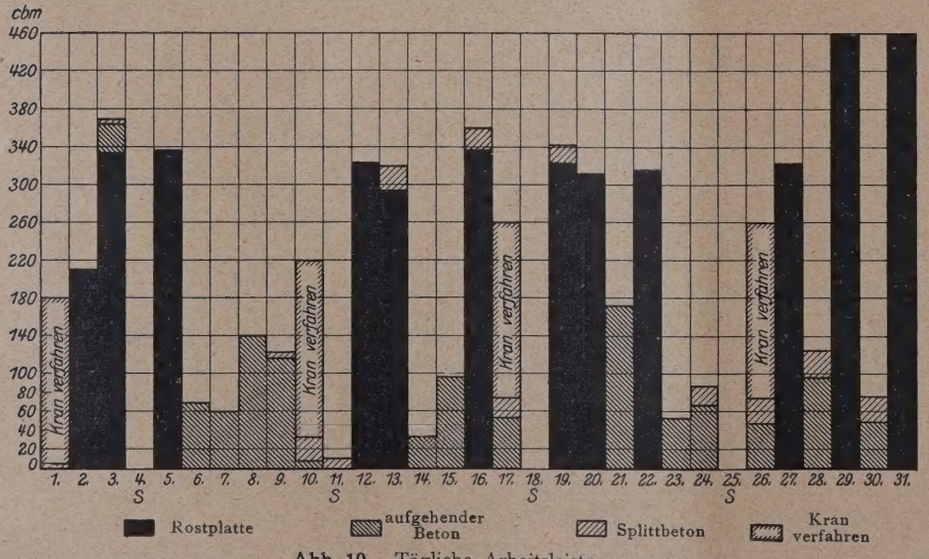


Abb. 10. Tägliche Arbeitsleistungen.

Da zwei Mischmaschinen von 750 l Inhalt vorhanden waren, und die Mischung jeder Betonmaschine bis zu ihrer fertigen Verarbeitung durchschnittlich 3 Min. Zeit erforderte,

Abb. 11. Betontransportgerüst.

Abb. 12. Gußbeton mit geringstmöglichem Wasserzusatz.

war die Anlage bis zu ihrer Höchstleistung, und darin liegt ihr Vorteil, beansprucht. Es waren also sämtliche Teile der Gußbetonanlage so durchgebildet, daß keine mehr als die übrigen leisteten und sie zusammen in ihrer Leistungsfähigkeit sich der Art des Bauwerks anpaßten. Störungen kamen infolge der einfachen, klaren Mechanisierung der einzelnen Arbeitsvorgänge und wegen der Kürze der nur etwa 15 m langen Rinnen ganz selten vor.

Irgend welche Nachteile bei der Verwendung von geschlossenen Rohren ergaben sich nicht, im Gegenteil verhinderten sie das bei offenen Rinnen leicht vorkommende Überlaufen des Betons.

Man sollte daher beide Arten von Rinnen, also geschlossene und offene, verwenden und sie besonders an Brechpunkten der Rinnenführung, wo ein Überlaufen leicht eintritt, einbauen; dabei aber den Querschnitt der geschlossenen Rinnen vergrößern und oval gestalten, um dem Beton, entsprechend seiner langsameren Fließgeschwindigkeit an den Knickpunkten, genügend großen Durchflußquerschnitt zu geben.

Für den aufgehenden Mauerkörper wurde der Beton teilweise wie bei dem Massenbeton, direkt durch Rinnen gegossen, teilweise bis zu 100 m in Loren verfahren, um Aufenthalte bei der Herstellung des Massenbetons in dem Rostplattenteil zu vermeiden. (Vgl. Bild 11.)

Eine Entmischung des Betons während des Transportes wurde nicht festgestellt.

Wie der Beton beim Gießen aussah, erkennt man aus der Abbildung. Quoll der Beton beim Gießen in den Schalungsraum blumenkohlartig wieder empor, so war es ein untrügliches Zeichen dafür, daß er die richtige Konsistenz besaß. (Vgl. Bild 12.)

Die Struktur des Betons läßt das nachstehende Bild erkennen. Der herausgestemmte Bauwerkswürfel 1 : ½ : 8 er-

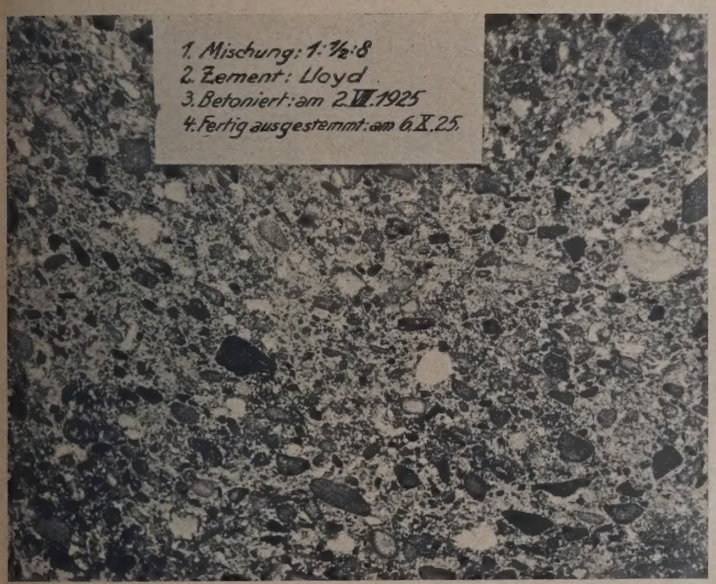


Abb. 13. Betonschliff.

zielte nach 3 Monaten eine Festigkeit von rd. 200 kg/cm². (Vgl. Bild 13.)

II f) Lohnstundenaufwand.

Will man Vergleiche mit anderen Anlagen ziehen, so können nur die anfallenden Lohnstunden herangezogen werden, die von der Art des Bauwerkes und der Örtlichkeit unabhängig sind. Hierzu rechne ich die Aufwendungen für:

1. Betonbereitung; sie zerfällt in:
   Materialzufuhr
   Materialbeschickung
   Materialverarbeitung
   Betonabgabe
   Betonverteilung
   Maschinenüberwachung
   Aufsicht . . . . . 1,31 Std.
2. Kranverfahren . . . . . 0,18 „
3. Reinigen der Baugrube und Abgleichen der fertigen Bauwerksteile und andere Nebenarbeiten . . . . . 0,23 „
4. Aufbau, Abbau und Abschreibung des Betonkranes . . . . . 1,50 „

Insgesamt . . 3,22 Std.

Der Lohnstundenaufwand für 1 m³ Beton stellt neben anderen Faktoren das Barometer dar, wie eine Baustelle organisiert und inwieweit die wirtschaftliche Betriebsführung verwirklicht ist.

Wir sind aus der Zeit heraus, wo erst während des Baues selbst die anscheinend zweckmäßigste Art der Bauausführung gewählt wurde. Heute regiert der Kopf, und vor Beginn eines Baues müssen alle Einzelheiten der Bauausführung durchdacht sein; die Schalung wird normalisiert und die Herstellung des Betons mechanisiert. Und dieser Weg der wirtschaftlichen Organisation und Betriebsführung muß mit allen Mitteln weiter beschritten und vervollkommnet werden, wenn eine Aufwärtsentwicklung unserer Wirtschaft von Erfolg begleitet sein soll.

Jede Bauausführung stellt hochwertige Ingenieurkunst dar. Aus der einfachen Mischmaschine mit dem Lorenbetrieb von Hand wurde die Betonfabrik. Daß es so wurde, danken wir zum großen Teil dem Gußbeton. Der Gedanke der Massenleistung erweckte das Streben nach immer größerer Vervollkommnung der Arbeitsvorgänge. Und so haben wir die Erscheinung, daß besonders nach dem Kriege mit der allgemeinen Einführung des Gußbetons den bisherigen Aufgaben der Ingenieurkunst sich das wirtschaftlich so unendlich wertvolle Gebiet der Organisation und Betriebsführung im Baubetrieb zugesellt hat.

Wirtschaft und Staat sind bestrebt, durch Erfassen und Zergliedern der Arbeitsvorgänge, durch die richtige Auswahl der Persönlichkeiten für die ihnen zufallenden Arbeitsgebiete, den Arbeitsaufwand auf ein Minimum zu beschränken, denn der Leerlauf und Schwerlauf der Arbeit zehrt am Kapital.

II g) Die Vorteile des neuen Gußbetonverfahrens mit Hilfe der fahrbaren Betontransportanlage.

Fassen wir nun die Vorteile des neuen Gußbetonverfahrens zusammen, so ergibt sich:

1. Die verhältnismäßig kurze Rinnenlänge nicht über 15 m und ihre geringste Neigung nicht unter 28° gestatteten, den Wasserzusatz so gering wie möglich zu bemessen.
2. Die einfache und klare Mechanisierung der Arbeitsvorrichtung ließ Störungen fast kaum auftreten.
3. Von der Gußbetonanlage führten nicht, wie sonst bei Gießtürmen üblich, 1 oder 2 Rinnen zum Bauwerk, sondern der Beton konnte durch 4 Gußrinnen in das Bauwerk geleitet werden.

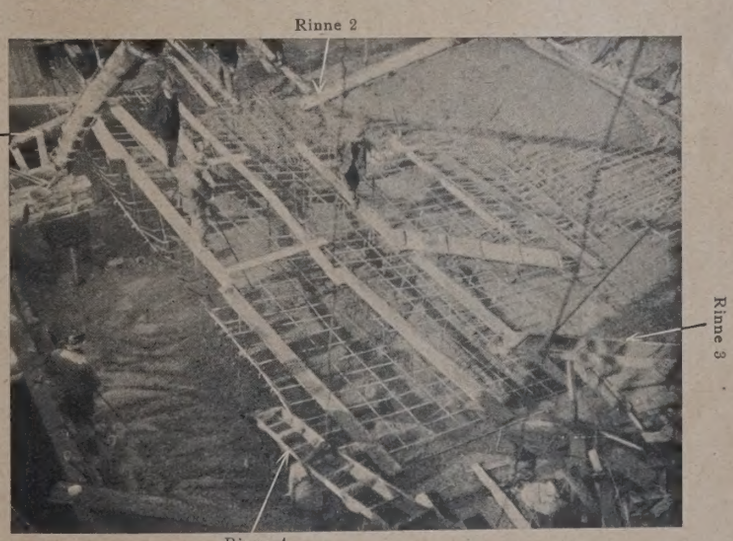


Abb. 14. Einmündung der 4 Gußrinnen in den Schalungsraum.

Es liegt auf der Hand, daß die Einbringung des Betons auf vierfachem Rinnenwege sich reibungsloser gestaltete, und daß die Verteilung des Betons im Schalungsraum sehr gleichmäßig vor sich gehen konnte, ohne daß die Rinnenenden in größerem Umfange bewegt zu werden brauchten.

4. Das Verfahren der Anlage ging innerhalb 4 bis 6 Std. ohne größere Schwierigkeiten vor sich, so daß eine Unterbrechung der Betonierungsarbeiten für einen ganzen Arbeitstag nicht notwendig war.

5. Die Leistungen des Betonkranes können ohne Schwierigkeiten durch Vergrößerung seiner Anlage erheblich gesteigert werden. Der Arbeitsaufwand für ein Kubikmeter fertigen Beton mit 3,22 Std./m^3 feste Betonmasse ist als sehr gering zu bezeichnen.

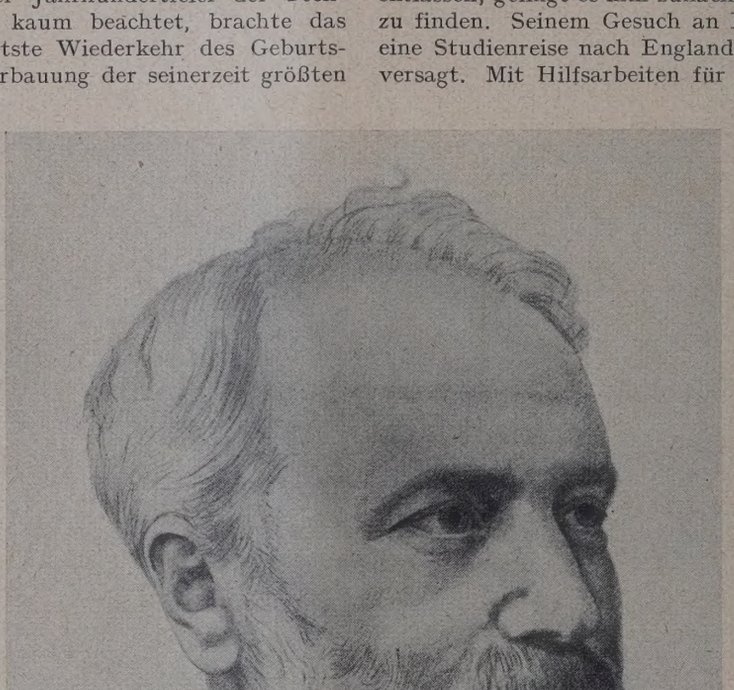
6. Durch Normalisierung des Krangerüstes kann dasselbe für andere Bauten jeweils verwendet werden.
7. Die Anlage eignet sich besonders zur Herstellung von Bauwerken mit größerer Längenausdehnung, wie beispielsweise Ufermauern, Schleusen, Docks usw.
8. Ein Streuverlust bei der Zuführung der Bindemittel und Zuschlagstoffe war kaum vorhanden.
9. Kostspielige und zeitraubende Nebenarbeiten waren infolge der kurzen und einfachen Rinnenführung nicht notwendig.

HERMANN STERNBERG.

Ein Gedenkblatt zu seinem hundertsten Geburtstage.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Rudolf Mayer, Karlsruhe.

Im festlichen Gepränge der Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Karlsruhe kaum beachtet, brachte das Jahr 1925 zugleich die hundertste Wiederkehr des Geburtstages eines Mannes, der nach Erbauung der seinerzeit größten europäischen Brücken 24 Jahre hindurch als Lehrer an dieser Hochschule gewirkt hat und dessen Name in ihrer Geschichte einen Ehrenplatz einnimmt.



Hermann Sternberg wurde am 27. Dezember 1825 zu Aachen geboren. Sein Vater, ehedem Major in preußischen Diensten, hatte nach seiner Verabschiedung die Aachener Posthalterei gepachtet, und es war daher wohl kein Zufall, daß der junge Sternberg dem Verkehrswesen, das damals mit der Erbauung der ersten Eisenbahnen in Deutschland einer neuen Entwicklung entgegenging, schon frühzeitig sein Interesse zuwandte. Nach Besuch der höheren Bürgerschule und der Provinzialgewerbeschule in Aachen bezog er 1842/46, mit einem Staatsstipendium ausgestattet, das Kgl. Gewerbeinstitut Berlin und studierte dort Maschinenbau. Außer dem Reifezeugnis verlieh ihm diese Anstalt, mit deren Lehrplan zugleich Werkstattübung verbunden war, die silberne Medaille für Maschinenzeichnen.

Der Bau der Kettenbrücke über die Weichsel bei Dirschau sowie der Nogatbrücke bei Marienburg waren die ersten praktischen Arbeiten des jungen Mechanikers; wegen der unsicheren politischen Lage kamen allerdings diese Arbeiten schon 1847 zum Stillstand. Sternberg nutzte die unfreiwillige Muße durch Ableistung des Militärdienstes, wobei er nebenbei noch als Volontär bei der Rheinischen Eisenbahn Verwendung fand. Zugleich arbeitete er so erfolgreich bei einem Geometer, daß er 1849 nach Ablegung der Geometerprüfung als Feldmesser vereidigt werden konnte. Im Herbst 1848 aus dem Heeresdienste entlassen, gelingt es ihm zunächst nicht, wieder eine Anstellung zu finden. Seinem Gesuch an Beuth, ihm ein Stipendium für eine Studienreise nach England zu erwirken, bleibt der Erfolg versagt. Mit Hilfsarbeiten für die Rhein. Eisenbahn und gelegentlichen Vermessungen für die Domänen- und Forstverwaltung Aachen fristet Sternberg die Jahre wirtschaftlichen Niederganges, aus denen ihn erst 1850 die Wiederaufnahme jener beiden Brückenbauten im Osten befreit, bei denen er seine Tüchtigkeit bereits bewährt hatte. Neben den konstruktiven Arbeiten im Zentralbüro der Brückenbaukommission fielen ihm jetzt auch die Abnahme des Materials der der Gutehoffnungshütte zur Ausführung anvertrauten beiden Brücken sowie die Mitwirkung bei der Montage zu. Anfang 1853 waren diese Bauten glücklich beendet und Sternberg, der inzwischen noch die Bauführerprüfung bestanden hatte, begann jetzt mit den Vorarbeiten für die Cöln-Crefelder Eisenbahn. 1854 wurde ihm von der Aachen-Düsseldorf-Ruhrorter Eisenbahn die Leitung und Bauausführung für die Trajektanlagen Homburg und Ruhrort übertragen. Es folgten 1856 die Vorarbeiten für die Kreutz-Cüstrin-Frankfurter Bahn, für die ihn Stein, der Vorstand des Zentralbüros dieser Linie nach Frankfurt a. d. Oder berief. Steins Fürsprache verdankte es Sternberg, daß ihm die Ablegung der Baumeisterprüfung unter Erlassung der noch fehlenden zweijährigen Studienzeit gestattet wurde. Er bestand sie 1859 zugleich für das Bauingenieur- und für das Hochbauwesen.

Die Direktion der Rheinischen Eisenbahn unter Hartwichs Leitung übertrug Sternberg 1859 die Bearbeitung und Bauausführung bedeutender Netzerweiterungen sowie den Entwurf der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Coblenz. Das hierfür von ihm ausgearbeitete Projekt überbot mit seinen Zwei-

gelenkbögen in Fachwerksausbildung von je 107 m Stützweite erheblich die bis dahin größte Arcole-Brücke über die Seine in Paris, deren Weite 80 m erreicht hatte. Die französische Schule, vor allem Navier, hatte die theoretischen Grundlagen der Bogenträger vorbereitet; Sternberg vervollständigte sie und gab mit dem von ihm theoretisch und konstruktiv hervorragend durchgearbeiteten und auch ästhetisch befriedigenden Entwurf der Entwicklung des Brückenbaues insofern eine neue Richtung, als seither Bogenträger mit Kämpfergelenken mit Vorliebe zur Anwendung kamen. Nicht minder denkwürdig war auch die Montage dieser Brücke, deren Bögen, für die damalige Zeit gewiß kühn genug, in zwei fertig vernieteten Hälften verschifft wurden; nach ihrer Befestigung in den Kämpfern wurden diese Bogenhälften in Brückenmitte gehoben und dann in Scheitelhöhe geschlossen.

Übrigens war es Sternberg nicht vergönnt, dieses sein Werk selbst ganz zu Ende zu führen. Hauptsächlich durch die Bemühung Redtenbachers erhielt er 1861 eine Berufung als Professor und Vorstand der Ingenieurabteilung der Technischen Hochschule Karlsruhe; zugleich wurde ihm der Titel eines Baurats verliehen.

Zu Sternbergs Lehrgebiet zählten dort außer dem Brückenbau noch Seebau, Wasserbau, Eisenbahnbau und allgemeine Baukunde des Ingenieurs[1]). Wie gut Redtenbacher bei Sternbergs Berufung beraten war, zeigte sich an dem glänzenden Erfolg seiner Schule, der er, einen Ruf als Nachfolger Schwedlers ausschlagend, bis zu seinem am 18. Juli 1885 erfolgten Tode treu blieb. Gleich gründlich und gewissenhaft in seinen eigenen Untersuchungen wie in der Behandlung fremder Forschung, ruhte er nicht, bis in seinem Unterricht alles klar vor den Hörern stand, und war übrigens darauf bedacht, möglichst die Selbständigkeit der Arbeit bei seinen Schülern zu fördern. Nichts beweist wohl besser den großen Lehrerfolg Sternbergs als der Umstand, daß die bedeutendsten Brückenbauer und Statiker Deutschlands aus seiner Schule hervorgingen, wie z. B. Engesser, Föppl und Zimmermann. Föppl, dessen erste Veröffentlichung über „Bogenträger mit künstlich aufgehobenem Horizontalschub" (Deutsche Bauztg. 1875) noch in den Karlsruher Studienjahren entstand, erhielt auch seine erste Anstellung als Ingenieur durch die Vermittlung von Sternberg[2]), dem es eine vornehme Pflicht war, seinen Schülern auch späterhin hilfreich zur Seite zu stehen. Deren Können befestigte wiederum den Ruf und das Ansehen des Lehrers auch weit jenseits der europäischen Grenzen. Viele von ihnen wirkten entscheidend bei den großen Brückenbauten in Rußland und den Vereinigten Staaten mit, so u. a. W. Hildenbrand als rechte Hand der beiden Roebling (Vater und Sohn) beim Entwurf der East River-Brücke.

War Sternberg, dem ein starkes Streben nach wissenschaftlicher Klarheit innewohnte, zum Lehrer wie geschaffen, so vermochte er doch dem Reiz technischen Gestaltens auch in seiner Karlsruher Zeit nicht ganz zu entsagen, zumal sein reiches Wissen weithin geschätzt war und sein Rat gerne eingeholt wurde. So bearbeitete er 1868 für die Südrussische Bahn den Entwurf einer Eisenbahnbrücke über den Dniestr bei der Festung Bender und später den für die Dnieprbrücke bei Krementschug, beide als Gitterträger ausgebildet. Eine von ihm erdachte zerlegbare, stählerne Kriegsbrücke, aus gleichseitigen Dreiecken von 4 m Seitenlänge zusammengesetzt und für Spannweiten bis 40 m verwendbar, bot er 1874 in uneigennütziger Weise dem preußischen Kriegsministerium an; sie wurde 1876 zum erstenmal durch die Karlsruher Maschinenbaugesellschaft ausgeführt und in Berlin praktisch erprobt. Dabei ergab sich, daß die 40 m lange Brücke in etwa 160 Arbeitsstunden aufgestellt werden konnte. Die Probebelastung einer Kriegsbrücke von 32 m Länge mit 64 t, die auf 19,38 m Länge der Brückenmitte verteilt waren, lieferte 14,5 cm größte Durchbiegung.

Von literarischen Arbeiten Sternbergs ist gedruckt: „Die Rheinbrücke zu Coblenz", 1864 (in „Erweiterungsbauten der Rheinischen Eisenbahn", Bd. 1), „Über Eisenbahnfähren und Eisenbahnschiffbrücken" (in Heusinger v. Waldeggs Handbuch der speziellen Eisenbahntechnik) und „Untersuchungen über Längen- und Querprofil geschiebeführender Flüsse" (Zeitschr. f. Bauwesen, 1875), „Theorie der Bogen mit zwei Gelenken" (Zeitschr. f. Bauwesen 1864).

[1]) Die mit meisterhaften Handskizzen versehenen Manuskripte dieser Vorlesungen sind im Besitz der Karlsruher Hochschulbibliothek.

[2]) A. Föppl, Lebenserinnerungen, München 1925, S. 91 bis 93.

DIE INTERNATIONALE AUSSTELLUNG FÜR BINNENSCHIFFAHRT UND WASSERKRAFTNUTZUNG BASEL 1926.

Von Professor Heinrich Heiser, Dresden.

Am 1. Juli hat die Stadt Basel in den neuen Hallen ihrer Mustermesse die „Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung" als erste Veranstaltung dieser Art in der Schweiz würdig eröffnet.

Beschickt aus 15 Ländern, von 12 Regierungen, dem Völkerbund und der Rheinzentralkommission ist hier eine Schau zusammengekommen von ganz eigenartigem Gepräge und äußerster Vielseitigkeit auf den weiten Wirtschaftsgebieten der Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung, eine Ausstellung vornehmlich des planenden und gestaltenden Ingenieurs und Wissenschaftlers sowie des Wirtschaftsfachmannes, weniger aber der ausführenden Industrie, eine Ausstellung vor allem auch, die sich erfreulich freihält von überflüssigem Vergnügungs- und sonstigem Beiwerk zur Befriedigung nur der Schaulust. Ernste Arbeit ist in vorbildlicher Weise ihr Grundzug.

Die äußere Veranlassung zu der von Stadt und Land Basel ins Leben gerufenen Ausstellung gab die Vollendung des Rheinhafens der Stadt, durch den die Schweiz den Anschluß an einen freien Wasserweg zum völkerverbindenden Meere und damit die Lösung aus der Gebundenheit des reinen Binnenlandes gefunden hat. Basel ist damit in den Kreis der großen rheinischen Hafenstädte eingetreten. Noch ist allerdings das Werk nicht vollendet, nur an etwa 100 Tagen im Jahre können gegenwärtig Schleppzüge rheinaufwärts bis Basel gelangen, erst der geplante Vollausbau der Rheinschiffahrtstraße wird die Früchte reifen lassen, die Basel, gelegen im Zentrum kontinentaler Wirtschaftsgebiete, an einem der wichtigsten Knotenpunkte des europäischen Nordsüdverkehrs, am nunmehr vorläufigen Endpunkt der großen Binnenwasserstraße des Rheines als Gegenwert für seinen Wagemut erwarten darf.

Daß die Ausstellung neben der Binnenschiffahrt vor allem der Wasserkraft dienen will, ist nicht verwunderlich in einem Lande wie die Schweiz, ausgezeichnet gleichzeitig durch den natürlichen Reichtum an Wasserkräften und vorbildlichen Anlagen zu ihrer Nutzung. Verständlicher wird aber diese Verknüpfung beider Gebiete noch, wenn man sich vergegenwärtigt, daß die für die Schweiz der Lösung noch harrenden Binnenschiffahrtsaufgaben nur durchführbar sein werden, wenn die andere Schwester, die Wasserkraftnutzung hier unentbehrliche Pionierarbeit in der Errichtung der großen Rheinstaustufen leisten wird.

Dem Rufe, sich an dieser Ausstellung zu beteiligen, hat auch Deutschland trotz entgegenstehender Bedenken und trotz der Beschränktheit unserer Mittel sich nicht entziehen können; als Uferstaat mit der längsten Rheinstrecke konnte es nicht draußen bleiben; mitbestimmend für den Entschluß zur Be-

teiligung war besonders, daß dieses erste Heraustreten auf einer Internationalen Schau nach dem Weltkriege auf schweizerischem Boden, in dem Lande stattfindet, das vornehmlich als Hort der internationalen Verständigung gilt, daß so auch die Ausstellung selbst ein wesentliches Mittel zur Wiederanbahnung der Völkerbeziehungen sein wird.

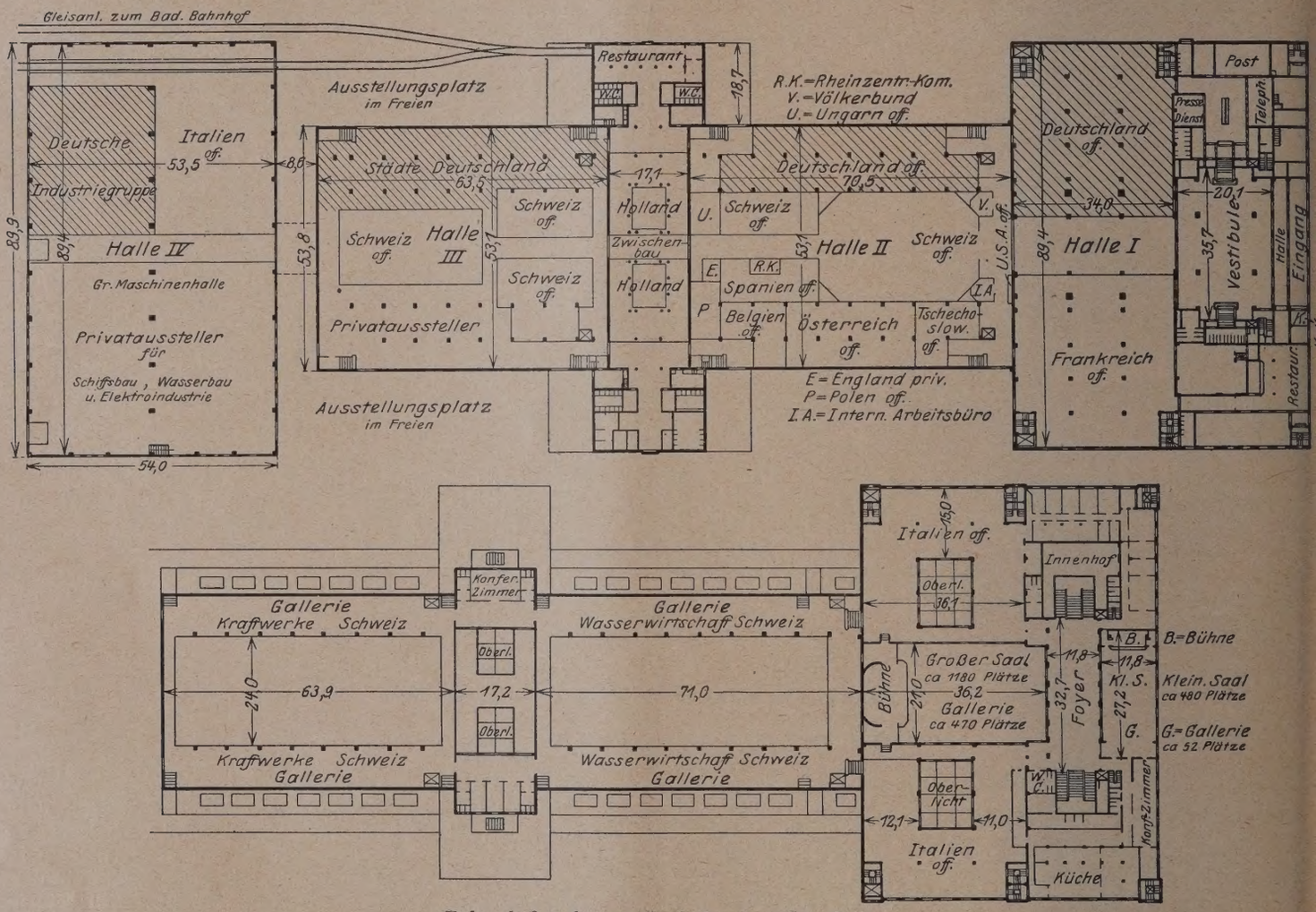
Am Tage der Eröffnung zeigte die Ausstellung sich fast fertig, nur wenige Abteilungen standen in der Durchführung noch zurück. Nicht weniger als 35 Gruppen finden wir in dem Ausstellungsführer, aus denen nur das wichtigste mitgeteilt werden kann.

Schweiz.

Beginnen wir nach Durchschreiten der Vorhalle und der Halle I, in der wir später die Deutsche und Französische Schau anlagen und dem amtlichen Schweiz. Regulierungsentwurf für die Rheinstrecke Basel—Straßburg gewidmet sind. In der anschließenden Halle III findet sich im Mittelbau die Ausstellung der Schweiz. Bundesbahnen und in Nebenkojen eine reichhaltige Schau schweizerischer Ingenieurunternehmungen. Der Schweizer Industrie ist schließlich die linke Hälfte der Industriehalle IV vorbehalten.

An Einzelheiten möchte ich kurz hervorheben, ohne irgend bei der großen Menge der durchweg ausgezeichneten Darbietungen erschöpfend sein zu können, was mir von besonderer Bedeutung erscheint.

Im Stand 107 der Abteilung für Hydrologie der S. M. Z. finde ich erstmals ausgestellt Modelle des Hochgebirgsniederschlagssammlers — Totalisator — System P. L. Mougin, der dazu bestimmt ist, Niederschläge in Form von Regen,



Erdgeschoß und erster Stock der Ausstellungshallen.

sehen werden, zunächst unseren Rundgang in der Schau der Schweiz, des gastgebenden Landes, die in Halle II und III sowie in deren Obergeschossen untergebracht ist. Im großen Achteckraum der Halle II hat die wissenschaftliche schweizerische Wasserwirtschaft ihren Platz gefunden, hier ist die Eidgenössische Meteorologische Zentralanstalt, Abt. Hydrologie, das Eidgen. Amt für Wasserwirtschaft, der Schweiz. Wasserwirtschaftsverband, das Eidgen. Starkstrom-Inspektorat und die Eidgen. Technische Hochschule Zürich mit den gesamten allgemeinwissenschaftlichen Plänen, Untersuchungen, Modellen und sonstigen Darbietungen wasserwirtschaftlicher Natur. Im Obergeschoß dieser Halle finden sich die Entwurfsbearbeitung für die Oberrheinstrecke Basel—Bodensee und die Bodenseeregelung. In Halle III sind besonders die Baseler Schiffahrtsräume mit ihrer originellen Ausstattung erwähnenswert, die den Baseler Hafen-

Schnee usw. geschützt gegen Verdunstung über eine Reihe von Monaten zu sammeln. Diese Sammler haben auch für deutsche Gebirgs- und Mittelgebirgsverhältnisse überall dort erhöhte Bedeutung, wo es darauf ankommt, die Gesamtsumme der Niederschläge einwandfreier festzustellen, als es jetzt mit schwierig und teuer durchzuführenden täglichen Messungen möglich ist, wobei wir voraussichtlich kürzere Zeiträume anwenden dürften als in der Schweiz. Sehenswert war besonders auch das Relief des heute nahezu völlig verschlammten Mattmarksees, der durch Ausspülung wiederhergestellt und dann als Hochwasserschutz- und Speicherbecken genutzt werden soll.

Eine Reihe wertvoller Darstellungen über Niederschlag, Abfluß und Verdunstung, wie sie z. T. auch in dem prachtvollen neuen Werk von Lütschg veröffentlicht sind, schließen sich an. Das Amt für Wasserwirtschaft zeigt in Karten, Plänen und Bildern die Entwicklung des schweizerischen amtlichen

hydrometrischen Beobachtungsdienstes und auf einer Reliefkarte 1 : 100 000 die des Ausbaues der schweizerischen Wasserkräfte. Eine ebenfalls vom E. W. A. ausgestellte Karte 1 : 800 000 der europäischen Binnenschiffahrtswege läßt erkennen, daß Deutschland im Ausbau seiner Wasserwege keinesfalls hinter anderen Ländern zurücksteht.

Bemerkenswert sind die Darstellungen der Eidgen. Techn. Hochschule Zürich, deren Mechan.-Techn. Abteilung eine ausgezeichnete Übersicht über die Entwicklung der Turbinen und Generatoren für Nieder- und Hochdruckanlagen, der Abschlußorgane, Akkumulierungsanlagen, Schaltanlagen und Transformatoren darbietet, in der besonders die wertvollen im Laboratorium aufgenommenen Strömungsbilder hervorgehoben sein mögen. Die ausgestellten Modelle typischer Flügelwassermengenmessungen, aus durchsichtigen Zelluloidplatten zusammengestellt, können als ausgezeichnete Lehrmodelle bezeichnet werden.

In ähnlicher Weise wie die mechanischen Einrichtungen zur Wasserkraftnutzung durch die Prof. F. Prášil und W. Wyßling hat Prof. Meyer-Peter für den Wasserbaulehrstuhl die bauliche Entwicklung im Wasserkraftausbau in charakteristischen Typen für die einzelnen Entwicklungszeiten übersichtlich zusammengestellt.

An Niederdruckanlagen finden wir da hinsichtlich Gesamtanordnung verzeichnet: Chèvres (Baubeginn 1893), Augst-Wyhlen (1907), Laufenburg (1908), Eglisau (1915), Schwörstadt (1926); an Kanalwerken: Rheinfelden (1895), Beznau (1898), Olten-Gösgen (1914), Rhonewerk bei Genf (1924), Speicherwerke Kallnach (1909) und Mühleberg (1917).

Wehre von 6 bis 25 m Höhe: Beznau, Augst-Wyhlen, Laufenburg, Olten—Gösgen, Eglisau und Mühleberg.

Wehre unter 5 m Stauhöhe: Moserdamm-Schaffhausen (1866), Letten-Zürich (Nadelwehr 1877), Pont de la machine-Genf (Rolladenwehr 1884), Nidau (Schwimmtore 1889), Fribourg (Segmentschützen 1910), Schwanden (Selbsttät. Segmentwehr 1919) und Siebnen (Selbsttät. Dachwehr 1925).

Maschinenhausquerschnitte: Chèvres, Rheinfelden, Augst, Olten—Gösgen, Eglisau und Mühleberg.

Hochdruckanlagen: Gesamtanordnung und Talsperrenquerschnitte für Saisonausgleich: Kubel, Broc, Barberine und Schräh (Wäggital); für Tagesausgleich: Albula, Pfaffensprung und Rempen außer einigen Schnitten kleinerer Anlagen und von Staudämmen.

Wasserfassungen: an Flüssen: Lavorgo und Monthey, an Tagesspeichern: Albula und Klosters und an den Dauerspeichern: Löntsch und Broc.

Wasserschlösser: Spiez (1897), Löntsch (1905), Albula (1907), Ritom und Amsteg (1916), Broc (1918) und Siebnen (1922).

Druckleitungen: Biaschina (1907), Flums (1911), Amsteg (1916), Löntsch 4. Strang (1918), Brumbach (autogen geschweißt 1921), Tremorgio (1925) und Vernayaz (1925).

Auch die Forschungsergebnisse der „Druckstollenkommission" sind in zahlreichen Zeichnungen, Bildern und Schaulinien über gemessene Eindrückungen, Temperaturverlauf in der Stollenhülle, Dehnungen und Wasserverluste dargestellt.

Schließlich sei noch das ausgestellte Modell der für die Eidgen. Techn. Hochschule geplanten Wasserbauversuchsanstalt erwähnt, der man nach den deutschen Erfahrungen noch nicht seine uneingeschränkte Zustimmung geben konnte.

Sehr beachtenswert ist weiter der Stand (116) der École l'Ingenieurs de L'Université de Lausanne, die u. a. in Betriebsmodellen das Zusammenarbeiten von Laufkraft-Niederdruckwerken mit Hochdruckspeicherwerken sehr sinnreich darstellt, und außerdem Prüfmaschinen für Baustoffprüfung aus ihrer Versuchsanstalt aufgebaut hat. Ein hier ausgestellter aus der Gußbetonsperrmauer Barberine ausgeschnittener und einseitig geschliffener großer Betonblock wird sicher viel beachtet werden, weil er den augenfälligen Beweis für die hervorragende Eignung dieses Baustoffs für Talsperrenbauten besonders sinnfällig vor Augen führt.

Der Schweizerische Ingenieur- und Architekten-Verein bringt seine neuen Normen für Wassermengenmessungen, auf die hier leider wegen Raummangels nicht näher eingegangen werden kann, sowie die wertvollen Berichte seiner Gußbeton-Kommission zur Ausstellung.

Sehr hübsch und lehrreich ist ein 26 m langes Fliegerbild, das aus 750 Einzelaufnahmen zusammengesetzt ist und die Rheinlinie Basel bis Bodensee im Maßstab 1 : 5000 (vergrößert) mit allen zur Wasserkraftnutzung und Schiffbarmachung geplanten Bauten darstellt. Fliegerschrägaufnahmen aller wichtigeren Punkte, Dörfer, Städte, Kraftwerke, Brücken usw ergänzen in beleuchteten Schaubildern sinnfällig die Kartendarstellung.

In den oberen Räumen fesseln die Pläne für den Ausbau des Oberrheins von Basel bis zum Bodensee, die gemäß Beschluß der Regierungen von Baden und der Schweiz 1922 für die Strecke Basel—Eglisau durch die Bad. Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe und für den Abschnitt Eglisau—Schaffhausen durch den Nordostschweizer. Schiffahrtsverband Basel—Bodensee (Verfasser: Buß-A.-G., Direktor Ingenieur Gutzwiller-Basel und Dr.-Ing. Bertschinger, Zürich) aufgestellt sind. Die Pläne enthalten die Darstellung des Gesamtrheinlaufs und einzelner Abschnitte, Lagepläne der einzelnen Schiffahrts- und Kraftstufen, Darstellung einer typischen Schleuse usw.

Im Rahmen des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes haben auch der Linth-Limmatverband, der Reußverband, der Aargauische und Tessinische Wasserwirtschaftsverband sich zu einer Sammelausstellung vereinigt, in der vor allem eine große Karte der Wasserstraße von der Nordsee nach der Adria mit den schweizerischen Anschlußstrecken fesselt, mit der im Zusammenhange die verschiedenen Wasserwirtschaftspläne der Reuß und Limmat unter Berücksichtigung der Wirkung der Wäggitalsperre und der Lungernseeregelung gezeigt werden. Zu erwähnen sind ferner noch unter den zahlreichen Plänen die der Baudirektion des Kantons Bern für die Juragewässerkorrektion und der Thuner- und Brienzerseeregelung.

Karten und Pläne über die Genferseeregelung sowie den geplanten Rhein-Rhonekanal vervollständigen das Gesamtbild der schweizerischen Wasserstraßenpläne.

Äußerst umfangreich ist auch die Gesamtausstellung der schweizerischen Elektrizitätsunternehmungen, in der Schaubilder, Karten, Pläne, Modelle der Anlagen der Kantone Basel, des Rheinverbandes Chur, Rhätischen Werke, Bündner Kraftwerke, Nord-Ost-Schweizerischer Kraftwerke, Bernische Kraftwerke usw. gezeigt werden. Die Fülle ist so groß, daß ein Eingehen auf Einzelheiten ganz unmöglich sein würde.

Die Schweizerischen Bundesbahnen haben sich mit einer Reihe einschlägiger Firmen zu einer geschlossenen Sammelausstellung vereinigt, um ein übersichtliches Bild über die Wasserkraftnutzung zu geben, soweit sie für die Elektrisierung der Bahnen Bedeutung hat.

Hier sind ausgestellt Modelle der Wasserfassung des Kraftwerkes Amsteg am Pfaffensprung, des Druckstollens und Wasserschlosses des Kraftwerkes Vernayaz, von Unterstationen, Gebäudegruppen, Reliefdarstellungen von den Werken Ritom und Barberine u. a. m. Für die große Menge der Besucher wird ein großes Rundbild von 11 m Länge und 9 m Breite eine Hauptanziehung bedeuten, das den Blick von Giornico gegen die Biaschinaschlucht und die dortige Eisenbahnentwicklung zeigt. Dem Fachmann allerdings hat das Schaustück nichts weiter zu sagen.

Der Bericht über die Schweizerische Ausstellung würde nicht vollständig sein, wenn nicht wenigstens in Kürze die Darbietungen der vielen und bedeutenden Schweizer Ingenieurbüros erwähnt würden. Zu nennen sind hier die Unternehmung Locher & Cie-Zürich mit den Plänen der Reußwerke Dietwill, des Achenseewerkes der Tiroler Wasserkraft-A.-G., von

neuartigen Einrichtungen zum Abschwemmen von Eis und Schwemmgut bei Niederdruckwerken nach Patent René Koechlin und Locher; vom Muttenseewerk und einer großen Reihe anderer Bauten. Ferner Ingenieurbüro O. Boßhardt, Basel, mit Wasserkraftplänen, dem Rheinregulierungsplan Basel—Straßburg und Plänen dre Baseler Hafenanlagen. Weiter Robert Moor, kons. Ing. Zürich: (Landquartwerke Davos-Klosters und Klosters Küblis); J. Büchi-Zürich, dessen Mitteilungen über die neuesten Bestimmungen der Rauhigkeitswerte an zurzeit unausgekleideten Druckstollen des Turtmannwerkes beachtlich sind. Ferner H. E. Gruer & Dr. Stucky, Basel mit Modellen der Bogenmauer Montejaque (Spanien) und Plänen der Anlagen Brac, Montejaque, Partenstein usw. Die Firmen Buß-A.-G. Conrad Zschokke, Huber Lutz Stauwerke A.-G. zeigen in zahlreichen Darstellungen ihre Planungen und Ausführungen. In der Industriehalle schließen sich dann noch eine große Reihe von Firmen an, die ihre Erzeugnisse auf dem Gebiete der Elektrotechnik, Dieselmotoren (Gebr. Sulzer) Turbinen (Escher Wyss & Cie, Ateliers des Charmilles, Genf, Vevey, Bell), Elektrische Lokomotiven (Oerlikon, Neuhausen) usw. ausgestellt haben.

Alles in allem bietet die Schweizerische Schau ein Bild, das würdig den hohen Stand des Könnens und Schaffens auf dem Gesamtgebiet der Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung dem Besucher vor Augen führt, wert eines ganz eingehenden Studiums besonders auch des deutschen Fachmannes.

Deutsches Reich.

Kehren wir zur Haupthalle I zurück und wenden uns nunmehr der

Repräsentativen Schau des Deutschen Reiches

zu, die zur Rechten in dreischiffiger Hallengliederung aufgebaut ist.

Gleich einer kurzen Einleitung empfängt uns hier eine von Prof. Seewald-Köln gemalte große Wandkarte des gesamten deutschen Wasserstraßennetzes, die in künstlerischer Form uns einmal die Unsinnigkeit unserer östlichen Grenze, dann die Dringlichkeit einer Verbindung der westlichen und östlichen Wasserstraßen zum Ausdruck bringt. Dann aber hält uns der Zauber des Schicksalstromes der Deutschen, des Rheins umfangen, der Mittelpunkt und Symbol der Deutschen Schau ist. Vom Bodensee bis zur Deutsch-Holländischen Grenze überschauen wir ihn auf einer am Boden des Mittelschiffes ausgebreiteten von dem Frankfurter Maler Brust und dem Architekten Kress gemalten Riesenkarte, auf der farbige aufleuchtende Lämpchen dem auf hoher Bühne stehenden Betrachter gleichzeitig Aufschluß geben über die am Rhein hauptsächlich angesiedelten Industrien und Wirtschaftskräfte. Um diese Karte gliedern sich in reichster Folge Modelle, Karten, Pläne, Atlanten, die alle sich mit dem Rhein, wie er war und wie er auf seiner ganzen deutschen Strecke durch deutsche Arbeit, beginnend mit der Tätigkeit des Großen Kurfürsten zur Rettung der niederrheinischen Stadt Rees, den Werken des großen inneren Königs, Friedrich Wilhelms I. Friedrichs des Großen, der badischen, bayerischen und hessischen Landesherren und so fort bis in unsere Tage geworden ist. Ein unendlich reiches Material hat hier die Rheinstrombauverwaltung zusammen mit den Länderverwaltungen von Preußen, Hessen, Bayern und Baden zusammengetragen, das im einzelnen aufzuführen, unmöglich ist. Prachtvolle von Künstlerhand gemalte Bilder der Rheinhafenstädte Duisburg-Ruhrort, Düsseldorf, Mannheim-Ludwigshafen, Frankfurt, gesellen sich zu alten Stichen und farbig gestalteten Holzschnitten aus lang vergangener Zeit. Daneben wird in vielen Schaubildern die verkehrswirtschaftliche Bedeutung der Rheinwasserstraße und in Modellen neben alten Hafenkränen, Goldwäschereien, Salmenfallen neueste Mittel der Strombautechnik, wie Taucherschächte, Peilrahmen und der Rhein selbst im Modell in reizvoller Ausführung an der schwierigsten Schiffahrtsstrecke des Binger Lochs gezeigt. Nicht vergessen sei in diesem Zusammenhange die Förderung zu erwähnen, die der Ausstellung durch die Mitwirkung des deutschen Rheinmuseums in Coblenz und seines rheinbegeisterten Leiters Dr. Spieß, sowie der Kölner und Mainzer Sammlungen erwachsen ist.

Und an die Darstellungen vom Rhein anschließend die Schaustücke, die uns alle die vom Rhein ausstrahlenden, vom Rhein befruchteten und ihn befruchtenden Wasserwege vor Augen führen. In der Koje hinter der rechten Seitenhalle finden wir die Rhein-Neckar-Donau-Wasserstraße, die dem hochentwickelten Südwesten des Reiches die lang ersehnte Wasserwegverbindung nach Nord und Süd bringen soll; bemerkenswert ist hier der an den Wänden des Ausstellungsraumes sich entlang ziehende Längenschnitt dieser Wasserstraße mit ihren Haltungen und Staustufen sowie der Überquerung der schwäbischen Alb und der oberschwäbischen Hochebene, umrahmt von statistischen Darstellungen, Plänen und Bildern der Ausbauarbeiten, der Hafenanlagen Heilbronn und Ulm, sowie vom Ausbau der gleichzeitig erschlossenen Wasserkräfte.

In der linken Koje wird in besonders eindrucksvoller künstlerischer Form die Rhein-Main-Donau-Wasserstraße gezeigt. Drei große Wandbilder, in feinster Anlehnung an Gobelinschilderungen von Künstlerhand gemalt; zeigen uns hier die Entwicklung des Ausbaugedankens beginnend mit der Fossa Carolina, dem im Jahre 793 unternommenen Versuch Karls des Großen, den Altmühlfluß mit dem Rezatfluß und damit Rhein-Main mit der Donau zu verbinden, fortschreitend zu dem Bilde des Ludwig-Donau-Main-Kanals, den König Ludwig I. von Bayern in den Jahren 1835 bis 1846 erbaute, und abschließend mit dem großen Kartenbilde der nunmehr zur Ausführung kommenden Rhein- Main-Donauwasserstraße. Umrahmt sind diese Bilder von zahlreichen Darstellungen und Bildern von der alten Fossa Carolina, dem Ludwigskanal und den Neubauten des neuen Wasserweges.

In Modellen von der Wehr- und Kraftwerkanlage mit Schiffsschleuse Viereth bei Bamberg und dem Passauer „Kachlet" wird uns die Großartigkeit der dort zu bewältigenden Bauanlagen vor Augen geführt.

Im Hintergrunde der großen Mittelhalle fesselt ein großes Schaubild des Rhein-Herne-Kanals, das uns eine Übersicht über das wichtige dicht besiedelte Industriegebiet und die ungewöhnliche Bedeutung dieses Wasserweges für die durchzogenen Landesteile vermittelt. Damit leitet die Schau über zu den Wasserstraßen östlich des Rheins. Neben älteren bekannten Darstellungen vom Dortmund-Ems-Kanal und dem Ems-Weser-Kanal fesselt den Fachmann hier besonders ein Schaubild der neuen Schleuse Anderten im Zuge des Mittellandkanals Hannover—Peine, das ergänzt wird durch eine wundervolle Lichtbildsammlung vom Bau dieses großartigen Ingenieurwerkes, über das, weil bisher wenig bekannt, hier einige Angaben folgen mögen. Die Schleuse wird als Doppelschleppzugschleuse für je zwei 1000 t-Kähne mit Schleppdampfer in 225 m nutzbarer Kammerlänge und 12 m Torbreite gebaut. Beide Schleusen können zusammen einen Jahresverkehr von 12 Millionen Tonnen bewältigen. Da ein Ersatz des Schleusungswassers durch natürliche Speisung nur in geringem Umfange und nur zeitweilig möglich ist, so wurde die Schleuse als Sparschleuse mit je fünf nebeneinander in fünf Stockwerken übereinander in den Schleusenwänden liegenden Sparkammern ausgestattet, die 75% der sonst beim Schleusen verlorengehenden Schleusenfüllung zu speichern gestatten, während ein am Unterwasser liegendes Pumpwerk die durch Speicherung nicht mehr zurückgewinnbare Wassermasse von 10 600 m^3 wieder ins Oberwasser hochpumpen soll, so daß die gesamte Schleusenfüllung von 42 700 m^3 erhalten bleibt. Die Untertore der Schleuse sind als Hubtore, die Obertore als Klapptore ausgebildet, über Unter- und Oberhaupt der Schleuse führt je eine Straßenbrücke. Überbrückungen der Schleusenkammern in deren Mitte dienen zur Aufnahme der zentralen Stellwerksanlagen für die elektrische Bedienung aller Tore, Schützen Ventile, Signale usw.

In jedem der einzelnen Wasserspeicher sind Überläufe angeordnet, die bei Betriebsstörungen, wie Zylinderbrüchen, das Wasser in Notumläufe abführen und so Überlastungen der Speicher verhindern.

Die Schleusenanlage wird in trockener Baugrube auf festem Kalkmergel bei geringem, leicht zu bewältigendem Wasserandrange aus Beton und in den höher beanspruchten Bauteilen aus Eisenbeton mit Klinkerverblendung ausgeführt. Von den Größenabmessungen des Bauwerks legen folgende Zahlen Zeugnis ab. Die Baugrube ist 24 m tief, 120 m breit und 270 m lang, 600 000 m³ Boden mußten zu ihrer Herstellung ausgehoben werden. Das Bauwerk selbst wird 257 m lang und jede Schleuse mit ihren Sparkammern 45,4 m breit. Zurzeit sind die westliche Schleuse sowie die unbedingt notwendigen Teile der angrenzenden Ostschleuse, wie die beiden Brücken und das erste Speicherpaar am Oberhaupt im Bau. Hierzu sind 85 000 m³ Fundamentbeton, 47 500 m³ Eisenbeton der Wasserspeicher und Brücken mit rd 4000 t Betoneisen, 140 000 m³ Kies und Splitt, 46 000 t Zement und 8000 t Traß zur Herstellung erforderlich. Der Betrieb mit der 1. Schleuse soll Ende 1927 aufgenommen werden.

Von der Weserwasserstraße sind die neuen Pläne der Weserkanalisierung zwischen Minden und Bremen ausgestellt, mit deren Hilfe man die wichtige 163 km lange Weserstrecke zwischen Minden und Bremen, die jetzt bei erhöhtem Mittelkleinwasser im oberen Teile nur 1,25 m, unterhalb der Aller nur 1,75 m Fahrwassertiefe hat, zu einer für 1000 t-Schiffe befahrbaren leistungsfähigen Wasserstraße auszubauen gedenkt. Dazu sind außer den bereits vorhandenen Staustufen Dörverden und Hemelingen noch die fünf neuen Stufen Petershagen, Schlüsselburg, Landesbergen, Drakenburg und Langwedel erforderlich. An jeder dieser Stufen wird die Weser durch ein bewegliches Wehr gestaut, das von der Schiffahrt mit Hilfe von Schleppzugschleusen von 350 m Länge und 12,5 m Breite bei Gefällen von 4,5 und 6 m in Seitenkanälen umgangen werden soll. Diese Seitenkanäle verkürzen den Wasserweg um 24 km. An den fünf neuen Staustufen können jährlich rd. 170 Millionen kWh gewonnen werden.

Auch über den Nord-Süd-Wasserweg Weser — Werra — Main — Donau, der eine starke Befruchtung unserer deutschen Nordseehäfen, besonders in Verbindung mit dem Hansakanal, bedeuten würde, unterrichtet ein künstlerisch gemaltes großes Wandbild. Bilder aus bremischen Häfen und ein Modell des Bremer Weserwehres vervollständigen die Darstellungen aus dem Wesergebiet.

Auch der Hauptstrom Mitteldeutschlands, die Elbe, ist auf der Deutschen Schau wirkungsvoll mit Stromkarten, Längenschnitten und verkehrstechnischen Darstellungen vertreten, die aus der Gegenüberstellung von Einst und Jetzt die Ausbauleistungen der Elbuferstaaten würdigen lehren. Ebenso hat die Oder in einer ihrer Bedeutung entsprechenden Weise Aufnahme gefunden. Interessant sind in der Oderschau die über die Entstehung neuzeitlicher Stromkarten ausgestellten Pläne und Bilder, aus denen erkennbar ist, wie Luftbildaufnahme, Auswertung am Zeiss'schen Stereoplanigraphen und terrestrische Ergänzungsarbeit des Topographen hier zusammenwirken müssen.

Aus dem Wasserstraßengebiet zwischen Elbe und Oder sind besonders beachtenswert die großen Wandbilder und Modelle der Schleusentreppe am Abstieg des Hohenzollernkanals zur Oder bei Niederfinow und des dort geplanten Schiffshebewerkes mit einem Hub von 36 m Höhe. In sinnreicher Weise wird in einem Sondermodell hierzu dargestellt, wie nach Patent von Oberregierungsbaurat Loebell im Reichsverkehrsministerium die großen bewegten Massen von Trog und Schiff bei plötzlicher Störung des Gleichgewichts (etwa durch Leerlaufen des bewegten Troges) abgebremst werden.

Ergänzt wird die Deutsche Schau durch vielfach bereits bekannte Modelle von Eisbrecharbeiten, über die Befeuerung von durch die Seeschiffahrt benutzten Flußmündungsstrecken und eine große Zahl von Binnenschiffstypen, die deshalb besonders lehrreich sind, weil sie die Entwicklung langer Zeiten auf allen deutschen Flußgebieten widerspiegeln.

An die repräsentative Deutsche Schau sind auch die wissenschaftlichen und Versuchsanstalten der Länder und der deutschen Hochschulen angeschlossen.

Die Preußische Landesanstalt für Gewässerkunde hat einige ihrer neueren Untersuchungen über die Wasserführung der Ströme Norddeutschlands und seiner Nachbargebiete bei Niedrigwasser, über die Hochwassererscheinungen vom Dezember 1925 bis Januar 1926, über Hochwasserwellen im Rhein, den Anteil des Oberrheins und der Nebenflüsse an der Wasserführung des Rheins sowie über ihre Grundwasserforschungen veröffentlicht. Ferner bringt sie eine Übersicht über die Entwicklung von Flügeln zur Bestimmung von Wassergeschwindigkeiten in ihren typischen Formen, beginnend mit ältesten Flügeln einfachster Bauart mit ebenen Schaufeln bis zu den neuesten Feinmeßinstrumenten.

Die Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau hat eine außerordentlich beachtenswerte Ausstellung in Modellen und Schaubildern über das von ihr bearbeitete große Arbeitsgebiet zusammengebracht. Wir finden dort als besonders in die Augen fallend ein großes betriebsfähiges Modell einer Schleuse ohne Aufenthalt, bei der das Schiff in dem als Schleuse zwischen dem Ober- und Unterhaupt dienenden Kanalstück von 800 bis 1000 m Länge in Fahrt bleibt, während gleichzeitig Ober- und Untertor sich nacheinander öffnen und schließen, wodurch die Schleuse unter dem durchfahrenden Schiff entleert oder gefüllt werden kann. Dieser von dem Leiter der Anstalt Dr.-Ing. E. h. Krey stammende Vorschlag ist bereits in dieser Zeitschrift 1925, Heft 7, S. 242—249, als durchführbar nachgewiesen.

An weiteren Modellen wird die Überlegenheit der neuen Schützformen — Planschütz mit anfänglichem Dreieckdurchfluß und sogen. Zackenschütz (Zylinderschütz mit Zackenrand) — hinsichtlich der ruhigen Lage der Schiffe in der Schleuse und der geringeren Trossenbeanspruchungen gezeigt. Ein anderes Modell läßt uns den Verlauf von Hebungs- und Senkungswellen in Kraftwasserkanälen bei plötzlichem Schluß der Turbinen-Leitschaufeln erkennen. Beachtenswert ist weiter ein Doppelmodell eines Schleppdampfers, einmal mit einfacher Schraube und dahinter liegendem Ruderblatt, im andern Falle mit Doppelschraube und zwischen beiden Schrauben liegendem Ruder, an dem wir erkennen, daß bei der Doppelschraubenanordnung der Angriff des Schraubenstrahles auf die Kanalsohle sich in weit geringeren Grenzen hält als bei Einschraubenschiffen. Außer diesen auffälligsten Darbietungen finden wir noch Tafeln mit Stau-Pitot-Röhren und deren Eichergebnisse, Tafeln mit Schiffsschrauben in systematischer Entwicklung der besten Form hinsichtlich Schub- und Drehmoment sowie Gesamtwirkungsgrad und eine große Reihe von Wand- und Lichtbildern von Apparaten, Einrichtungen und Ergebnissen der Berliner Versuchsanstalt. Schließlich sind in diesem Stande noch zahlreiche, darunter die neuzeitlichsten Meßinstrumente für hydrometrische Arbeiten, selbstschreibende Schwimmpegel und Fernpegel von der Firma A. Ott, Kempten, in der bekannten mustergültigen Ausführung ausgestellt.

Auch die Hamburgische Schiffbau-Versuchsanstalt G. m. b. H., die 1913/1915 von deutschen Werften und Reedereien gegründet wurde, ist mit einer wissenschaftlich hochstehenden Ausstellung vertreten. In ihr fesselt besonders der Tank mit dem Modell eines Flußschleppers, an dem betriebsfähig dargestellt ist, wie die einzelnen wichtigen Bestimmungsgrößen für die Schleppleistung ermittelt werden. Wichtig ist auch das ausgestellte Log für Flußschiffe, das leicht und genau die Messung der tatsächlichen durch das Wasser gemessenen Schiffsgeschwindigkeit ermöglicht. Schau- und Lichtbilder sowie Tabellen über Einrichtungen und Versuche vervollständigen das Bild.

Anschließend erreichen wir die Räume der Versuchsanstalten der deutschen Technischen Hochschulen und Universitätsinstitute. In Wandtafeln, Licht- und Leuchtbildern zeigt Berlin-Charlottenburg für seine Versuchsanstalt für Wassermotoren Versuchsanordnungen und Einrichtungen, das Wasserbaulaboratorium der Hochschule ebenfalls Einrichtungen und Versuchsergebnisse sowie eine ausgezeichnet brauchbare kleine hydraulische Rinne für Vorlesungszwecke.

Die Technische Hochschule Dresden bringt in Wandtafeln, Licht- und Leuchtbildern ebenfalls eine Übersicht über die Entwicklung ihres Flußbaulaboratoriums aus den ersten Anfängen vom Jahre 1898 bis zu seiner gegenwärtigen und geplanten Ausgestaltung, daneben über vielfache ausgeführte Versuche. Außerdem hat sie eine maßgetreue (1:10) Nachbildung des Hauptraumes des Instituts mit dem Fluß- und hydraulischen Gerinne in einem betriebsfähigen Modell ausgestellt, das bereits die besondere Beachtung der Schweiz gefunden hat, die bekanntlich vor der Errichtung einer eigenen, bislang noch fehlenden Anstalt steht.

Das Kaiser-Wilhelm-Institut für Strömungsforschung Göttingen zeigt eine Versuchsrinne zur Darstellung der Strömung in einem sich erweiternden Kanal (Diffusor) mit und ohne Grenzschichtabsaugung im Betrieb, daneben kinematographische Aufnahmen der Strömung an einem rotierenden Zylinder sowie sonstige Licht- und Leuchtbilder von Versuchen und Einrichtungen.

Die Technische Hochschule Hannover erscheint mit Skizzen und Diagrammen von Heber- und Erddruckversuchen sowie Lichtbildern und Zeichnungen des Instituts für Wasserkraftmaschinen.

Die Technische Hochschule Karlsruhe hat ein betriebsfähiges Modell einer Versuchsdoppelrinne ausgestellt, in der eine Wehranlage mit anschließendem beweglichen Sandbett beim Fehlen und beim Vorhandensein einer kolkmildernden Zahnschwelle eingebaut ist. Außerdem zeigt sie einige in ihr entworfene Meßgeräte für Modellversuche sowie Modelle und Zeichnungen von ausgeführten Versuchen in großer Zahl.

Das Hydraulische Institut der Technischen Hochschule München hat einen betriebsfähigen Turbinenversuchsstand ausgestellt und die Versuchsanstalt für Wasserbau ihre Ausbaupläne.

Anschließend an diese bisher noch nicht auf deutschen noch außerdeutschen Ausstellungen gezeigten Schauen der wissenschaftlichen Institute folgt nunmehr die Übersicht über die deutsche Wasserkraftwirtschaft in großen Zügen, die mit einer Ausstellung des Badenwerkes beginnt. In Gemälden und Zeichnungen werden das Stromnetz des Badenwerkes und die einzelnen Bauanlagen des Murg- und Schwarzenbachwerkes mit ihrer neuen Talsperre und in Modellen außerdem die Krafthausanlagen in Forbach dargestellt, ebenso werden wir mit den Plänen des Schluchseeausbaues bekannt.

Die folgende Koje zeigt Karten und Pläne der Preußischen Staatlichen Elektrizitätsverwaltung, deren Versorgungsgebiet von der Nord- und Ostsee bis nach Frankfurt am Main reicht und im Kalenderjahr 1925 eine Stromerzeugung von rd. 350 Millionen kWh, davon 94 Millionen kWh aus Wasserkraft, aufwies.

Aus dem Bezirk der Wasserstraßendirektion Hannover und der Elbstrombauverwaltung Magdeburg werden eine weitere Reihe von Talsperren und Wasserkraftunternehmungen in Bildern und Zeichnungen ausgestellt, die teils vollendet (Edertalsperre, Diemel), teils im Harz und an der Saale und im Wesergebiet geplant sind (Stauanlage Langwedel an der Weser, Witzenhausen an der Werra, Kraftanlage „Am letzten Heller“ an der Werra, Pläne über Harzwasserkräfte und Talsperren bei Hohenwarte und an den Bleilöchern an der Saale).

Ein Landesplan des Freistaates Sachsen unterrichtet über den hohen Grad der privaten und auch bereits staatlichen Wasserkraftnutzung in diesem deutschen Lande. Erstmalig wird der Fachmann mit den Planungen der hydroelektrischen Speicheranlage bei Niederwartha a. d. Elbe bekannt gemacht. Pläne und Zeichnungen der Wasserkraftanlagen Tharandt und Wurzen, die auch im Modell dargestellt ist, und schließlich Lichtbilder über die Anlagen Muldenberg, Aue, Klosterbuch, Waldenburg usw. vervollständigen die wohlgelungene Ausstellung.

Mit einer Reihe über die Wasserwirtschaft der Bayerischen Wasserläufe unterrichtenden Plänen und Schaubildern wird man in die Bayer. Abteilung der Wasserkraftausstellung eingeführt, es folgen allgemeine Pläne über den Energiebedarf Bayerns und seine Deckung aus Brennstoff- und Wasserkraft, aus denen hervorgeht, daß Bayern künftig seine Elektrizitätsversorgung überwiegend auf Wasserkraft abstellen wird, und die Wärmekräfte nur als Ergänzung heranzuziehen gedenkt. Beachtenswert sind zwei neue geplante Großkraftwerke: die Talsperrenanlage Roßhaupten am Lech unterhalb Füssen und die Ausnutzung der Ammer zwischen Oberammergau und Weilheim. An der Talsperrenanlage Roßhaupten kann mittels einer ganz kurzen Schwergewichtsmauer von nur 40 m Höhe ein Stausee von 10 km Länge, 18 000 ha Fläche und einem Inhalt von 180 Millionen m^3 geschaffen werden. Von diesem Inhalt können 100 Millionen m^3 der Wasserkraftnutzung zur Verfügung gestellt werden, 80 Millionen sind als Hochwasserschutzraum vorbehalten, mit dessen Hilfe man in der Lage sein wird, das normale Hochwasser auf eine verhältnismäßig unschädliche Wasserführung und das Katastrophenhochwasser von 1200 m^3/sek auf rd. 500 m^3/sek herabzumindern. Die Ausbauleistung des Werkes Roßhaupten beträgt 30 000 kW, die mittlere Jahresleistung 11 200 kW. Eine beachtenswerte Lösung hat man für das Einlaufbauwerk zu den beiden Hochwasserstollen von je 6,60 m Durchmesser gefunden. Das Bauwerk soll normalerweise die abgeglichenen Hochwasser, ausnahmsweise aber auch die Katastrophenhochwasser von 1200 m^3/sek den Hochwasserstollen zuführen können. Die Wassermengen werden von einem lotrechten, durch fünf wagerechte siebartige Böden unterteilten Einlauftrichter, bestehend aus 2 Kammern, aufgenommen. Die gegeneinander versetzten Durchlaßöffnungen in den siebartigen Doppelböden der einzelnen Stockwerke haben den Zweck, die freie Fallhöhe des Wassers zu verringern, die bei stärker werdendem Durchfluß noch weiter dadurch vermindert wird, daß sich unter dem abfallenden Wasserstrahl auf dem darunter liegenden Boden ein Wasserpolster bildet. Dieser Überlauf tritt nur als selbsttätige Entlastungseinrichtung in Tätigkeit, während er für den normalen Betrieb nicht in Frage kommt. Die einzelnen Doppelböden steigen nach der Bergseite schwach an, um ein Entweichen der mitgerissenen Luft durch die bergseitig angeordneten Kamine zu erleichtern. Daß auf der Ausstellung die bekannten Anlagen am Walchensee z. T. mit neuen Darstellungen, sowie der mittleren Isar und des Bayernwerkes nicht fehlen, bedarf keiner Erwähnung. Neu sind noch Pläne und Darstellungen des geplanten Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft im Obernachtale und der Obernachkraftstation. Das Forschungsinstitut für Wasserbau sieht nach dem Vorschlage von Prof. Dantscher ein rd. 700 m langes Gerinne mit Wehr, Einlauf, Absturz und allem Zubehör sowie eine gerade Meßstrecke von 560 m vor, wobei für Versuchszwecke bis zu 8 m^3/sek Wasser zur Verfügung stehen. In der Versuchsanstalt für Wasserkraft sind Hoch- und Niederdruckversuchsanlagen mit Meßgerinnen, Meßbecken, Pumpenanlagen, Versuchsturbinen nach den Vorschlägen von Prof. Thoma vorgesehen; hier stehen das Gefälle des Obernachwerkes mit 60 m und Wassermengen bis zu 20 m^3 sekundlich zur Verfügung.

Im Rahmen der Deutschen Abteilung ist außerdem noch eine Bücherstube des Wasserbauingenieurs eingerichtet, die nur deutsche Werke enthält, wobei in erster Linie darauf Wert gelegt wurde, nur das neueste Schrifttum zu berücksichtigen. Ohne daß diese Ausstellung auf Vollständigkeit Anspruch macht, soll sie doch den Nachweis erbringen, daß auch der deutsche Ingenieur an seiner Stelle bemüht ist, über die Erledigung seiner praktischen Aufgaben hinaus, die Wissenschaft seines Fachgebiets zu fördern und zu pflegen.

Wir finden darunter:

A. Wasserbau (ohne B und C) 29 Werke,

B. Wasserkraftanlagen 30 Werke,

C. Binnenschiffahrt 16 Werke,

D. Hilfswissenschaften und Nachbargebiete 83 Werke,

E. Zeitschriften 13 Nummern.

An diese unter der Leitung des Reichskommissars Dr. Landmann, Oberbürgermeisters von Frankfurt/Main, und der von Regierungsbaurat Schütz und Messedirektor Dipl.-Ing. Sutter geleiteten Geschäftsstelle aufgebaute Ausstellung schließt sich eine große Reihe weiterer deutscher Aussteller an. Obwohl eigentlich in die amtliche deutsche Schau gehörig, hat in der oberen Galerie die Badische Straßen- und Wasserbaudirektion Karlsruhe, teilweise in Verbindung mit dem Rheinschiffahrtsverband Konstanz eine wertvolle Schau aufgebaut, die uns Aufschluß gibt über die Hydrologie und Wasserwirtschaft Badens, das Badische Wasserkraftkataster, die Badische Landeselektrizitätsversorgung und besonders über den Anteil, den Baden am Schiffahrts- und Wasserkraftausbau der Rheinstrecke Basel—Bodensee zu nehmen beabsichtigt.

Auch die Wasserwirtschaftliche Gesellschaft Hannover zeigt in dieser Gruppe (15) ihre neuen Harztalsperrenpläne. Mit Plänen und Bildern, auch Modellen, mit ganz wenigen Ausnahmen alles in künstlerisch einwandfreier Durchführung, sind fast alle Städte vom Rhein und darüber hinaus auch aus dem weiteren Deutschland vertreten. So finden wir hier die Städte Breslau, Coblenz, Duisburg, Ruhrort, Düsseldorf, Emmerich, Frankfurt/Main (das auch Pläne der Kanalverbindung Weser—Fulda—Kinzig—Main ausstellt), Hamm, Karlsruhe, Kehl, Köln — mit einer Sammelausstellung der Städtischen Hafendirektion, der Kölner Reederei, der Köln-Düsseldorfer Dampfschiffahrts-Gesellschaft, Rhein- und Seeschiffahrtsgesellschaft Gebr. Sachsenberg, Vereinigte Braunkohlenwerke, alle mit zahlreichen Modellen und Bildern —, Lörrach, Mainz, Magdeburg, Mannheim, Neuß, Nürnberg, Regensburg (durch den Bayer. Lloyd), Tilsit und Wesel.

Ganz unmöglich ist es, auf alle Einzeldarstellungen einzugehen, so sehr man auch bei manchen dazu verlockt sein könnte. Zu erwähnen sind nunmehr noch die privaten deutschen Aussteller, von denen ganz allgemein gesagt werden kann, daß sie nur Hochwertiges zur Ausstellung beigetragen haben.

In der Halle III finden wir noch das Ingenieurbüro Ludin und die Siemens-Bauunion, ersteres mit Plänen von Ausbauarbeiten in Transkaukasien; ferner die Schiffswerften und Maschinenfabrik Chr. Ruthof, Mainz-Kastel, mit Modellen von Seitenrad- und Doppelschraubenschleppern, Doppelschraubenmotorgüterschiff und Rheinschleppkähnen; das Rheinisch-Westfälische Kohlensyndikat, die Harpener Bergbau-A.-G. mit dem Modell der Hafenanlage Aschaffenburg, Modell einer neuen Mainschleuse und Zeichnungen ihrer Anlagen in Aschaffenburg, Gustavsburg, Mannheim und Regensburg, und schließlich Franz Haniel & Cie., Duisburg, mit Modellen seiner neuzeitlichen Dieselmotorschlepper größter Leistung.

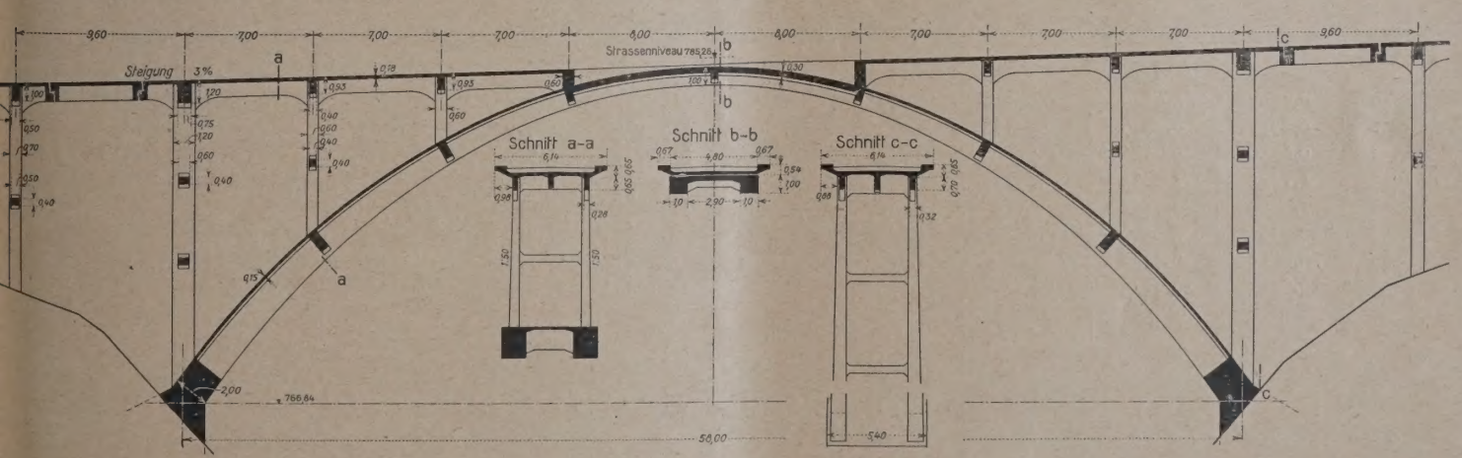
Gut ist auch angesichts des verhältnismäßig geringen verfügbaren Gesamtraumes der Industriehalle IV die deutsche Beschickung, an der vornehmlich Menck & Hambrock mit Bildern und Plänen ihrer bekannten Erzeugnisse, Bopp & Reuther, Mannheim, die Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G. Dortmunder Union mit Darstellung ihrer Larssenspundwand, von Unterwasserschneidapparaten, Pfahlziehern usw., die Thyssen- und Mannesmann-Werke, sowie die Preß- und Walzwerke Düsseldorf-Reißholz mit Riesenstücken ihrer Rohrleitungserzeugnisse und Walzwerksanlagen beteiligt sind. Auch die Holzrohrbau-A.-G., Freiburg, verdient besonderer Erwähnung mit Modelldarstellungen eines kontinuierlichen Rohres von 1300 mm Weite, sowie gewickelter Rohre von 400, 200, 100 und 50 mm Weite und von Formstücken.

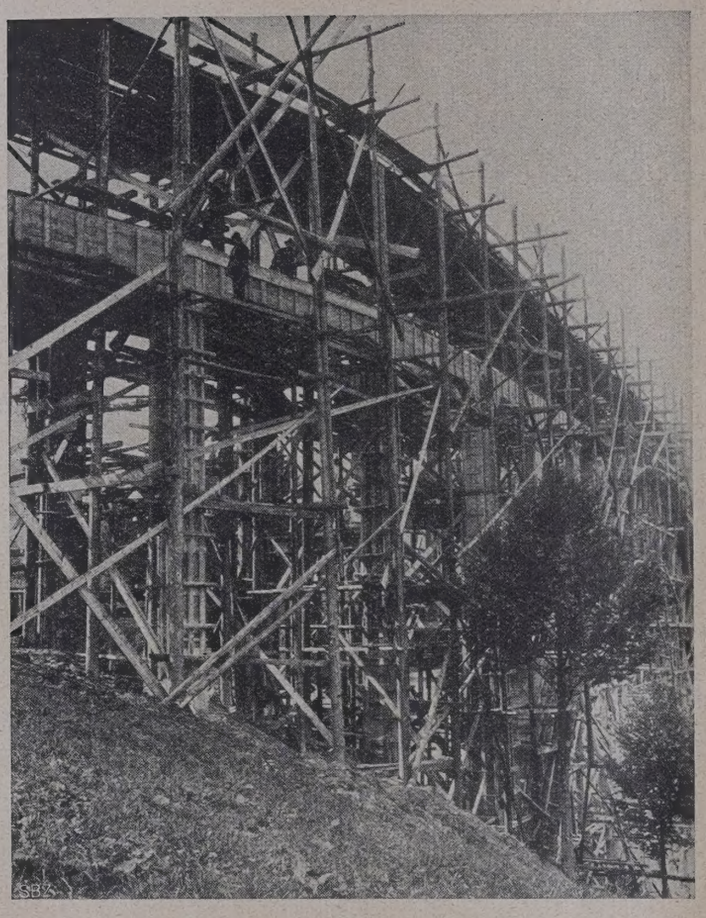
Genannt zu werden verdienen noch das Krupp-Gruson-Werk mit Bildern ausgeführter Wehr und Schleusenanlagen, die Firma Aug. Klönne mit dem Modell eines Schiffshebewerkes für Trockenförderung und schließlich die J. M. Voith, Heidenheim, mit dem 4600 mm im Durchmesser großen Propellerlaufrad für das Kraftwerk im Donau-Kachlet bei Passau. (Fortsetzung folgt.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Rotbachbrücke zwischen Teufen und Appenzell.

Die Baustelle der Brücke und die Ausführung als eingespannter Bogen von 58 m Stützweite war durch zwei Felsnasen als Widerlager gegeben. Der Bogen besteht aus zwei Gurten mit einer Aussteifungsplatte, die der äußeren Erscheinung wegen durchweg oben gelegt ist. Zur Betonung des Bogens sind die Fahrbahnständer darüber (Pendelstützen) kräftig gehalten (Abb. 1). Die anschließenden Brückenteile mußten in scharfe Bogen gelegt werden und haben deshalb Gerberträger mit 4,5 m langen Zwischenteilen (Abb. 2), wodurch Trennungsfugen über dem Hauptbogen überflüssig geworden sind. Die Träger laufen in jedem Feld gerade durch, um die teuren krummen Schaltungen zu vermeiden, und bilden mit den Stockwerkrahmenstützen steife Rahmen mit nicht eingespannten Füßen. Die Bewehrung ist auf das Mindeste beschränkt (0,62—1,2%). Das Lehrgerüst hatte für jeden Bogengurt zwei Binder mit Strebenfachwerk nach zwei Gerüstpfeilern und einem Sprengwerk in der Mitte; es war so sorgfältig abgebunden, daß die Gewölbelast nur 35 mm Scheitelsenkung und 15 bis 18 mm Längsverschiebungen hervorrief. Im ganzen enthielt das Lehrgerüst 230 m³ Holz, das sind 3% des umspannten Raumes (6,1% bei der Gmünder Tobelbrücke). Beim Ausrüsten (mit Sandtöpfen) hielt die untere Längsversteifung (in rd. 4 m Abstand vom Bogenkranz) das volle





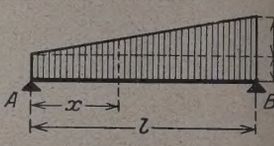
Absenken auf und das Lehrgerüst ging (ruckweise) erst nach Herausnahme einiger Streben aus dieser Versteifung nieder. Der ganze Bau hat bis zur Verkehrseröffnung nur 29 Wochen gedauert, davon sieben Wochen für das Abbinden und $5^1/_2$ Wochen für das Aufstellen des Lehrgerüstes, 3 Wochen für das Betonieren des Gewölbes, $6^1/_2$ für das Betonieren der Fahrbahn und der Anschlüsse. (Nach Ing. Dr. L. Bendel in Zürich in der Schweizerischen Bauzeitung vom 13. Febr. 1926, S. 81 bis 84 mit 3 Zeichn. und 5 Abb.) N.

Neuzeitlicher Mischmaschinentyp auf der Leipziger Herbstmesse.

Auf der diesjährigen Herbstmesse in Leipzig ist von der Allgemeinen Baumaschinen-Gesellschaft in Leipzig ein Beton- und Mörtelmischer „Rifi" ausgestellt. Die Konstruktion dieser Maschine stützt sich auf die langjährigen Erfahrungen der Firma im Mischmaschinenbau und entspricht den Anforderungen auf dem Bauplatz. Mit diesem Typ ist ein Beton- und Mörtelmischer geschaffen, der trotz seiner leichten Beweglichkeit eine äußerst kräftige Bauart aufweist, mit allen Neuerungen versehen und billig ist. Es dürfte sich empfehlen, diese Maschine eingehend zu besichtigen.

Trapezbelastung beim Balken auf zwei Stützen.

Für die Bestimmung von x_0 und M_{max} benutzt man meist mehr oder weniger umständliche Formeln, wie solche z. B. auch in Heft 9, Jahrg. 5 des „Der Bauingenieur" gebracht werden. Mittels nachstehender Zahlen ist nun alle Formelrechnerei für immer erledigt. Zerlegt man sich die Trapezlast in eine Dreieckslast p l und in eine glv. L. g l, so erhellt ohne weiteres, daß bei $p = o$ $x_0 = 0{,}5\,l$, $M_{max} = 0{,}125\,g\,l^2$ und bei $p = \infty$ $x_0 = 0{,}577\,35\,l$, $M_{max} = 0{,}1283\left(g + \frac{p}{2}\right) l^2$ ist. Für alle möglichen Verhältnisse von p zu g ist also in Annäherung $x_0 = 0{,}5\,l$ und $M_{max} = 0{,}125\left(g + \frac{p}{2}\right) l^2$;



Im Abstande x von A ist

$$(1) \qquad M = \frac{g\,l}{2}x - \frac{g}{2}x^2 + \frac{p\,l}{6}x - \frac{p}{6\,l}x^3;$$

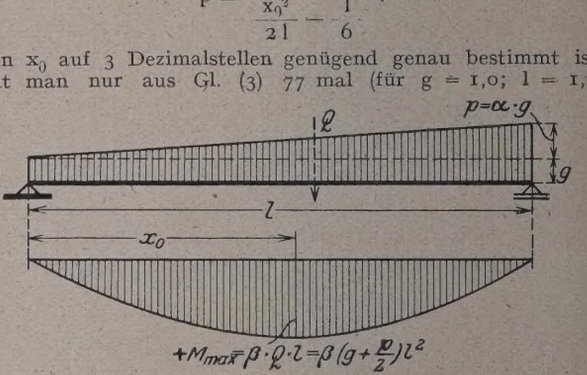
Für x_0 wird

$$(2) \qquad \frac{dM}{dx} = \frac{g\,l}{2} - g\,x + \frac{p\,l}{6} - \frac{p}{2\,l}x^2 = 0;$$

Daraus wird

$$3) \qquad p = \frac{\frac{g\,l}{2} - g\,x_0}{\frac{x_0^2}{2\,l} - \frac{l}{6}}.$$

Da nun x_0 auf 3 Dezimalstellen genügend genau bestimmt ist, so braucht man nur aus Gl. (3) 77 mal (für $g = 1{,}0$; $l = 1{,}0$; $x_0 = 0{,}501 \div 0{,}577$ l) p zu bestimmen, um für jedes beliebige p sofort x_0 zu kennen. Bestimmt man dann noch aus Gl. (1) für $x = 0{,}505 \div 0{,}575$ l, in 0,005 l Abstand, also 15 mal den Faktor $\beta = \frac{M_{max}}{\left(g + \frac{p}{2}\right) l^2}$,



so kann man ebenfalls M_{max} für jedes beliebige p sofort hinschreiben. Nachstehend folgen die Faktoren $\alpha = \frac{p}{g}$ und β, woraus man für alle Werte von p x_0 und M_{max} mit jederzeit genügender Genauigkeit bestimmen kann. Da die Anwendung der Zahlen α und β die denkbar einfachste ist, erübrigt sich ein Zahlenbeispiel.

Werte α für $x_0 = 0{,}500 \div 0{,}577$ l,

x_0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	x_0
0,50	0,00000	0,02429	0,04918	0,07470	0,1009	0,1277	0,1552	0,1835	0,2126	0,2424	0,50
0,51	0,2731	0,3047	0,3371	0,3706	0,4050	0,4405	0,4771	0,5155	0,5537	0,5940	0,51
0,52	0,6356	0,6786	0,7066	0,7692	0,8169	0,8664	0,9178	0,9711	1,0266	1,0843	0,52
0,53	1,1443	1,2069	1,2722	1,3403	1,4115	1,4859	1,5641	1,6457	1,7317	1,8219	0,53
0,54	1,9169	2,0171	2,1229	2,2347	2,3531	2,4788	2,6123	2,7546	2,9065	3,0690	0,54
0,55	3,2432	3,4306	3,6326	3,8511	4,0882	4,3464	4,6286	4,9384	5,3780	5,6588	0,55
0,56	6,0811	6,5548	7,0900	7,6997	8,4004	9,2144	10,172	11,313	12,699	14,417	0,56
0,57	16,601	19,472	23,417	29,175	38,368	55,385	97,603	380,874	0,57735	∞	0,57
x_0	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	x_0

Werte α und β für $x_0 = 0{,}500 \div 0{,}577$ l:

x_0	α	β	x_0	α	β	x_0	α	β
0,500	0,000 0000	0,125 0000	0,530	1,144 3102	0,125 4564	0,560	6,081 0811	0,126 9082
0,505	0,127 7003	0,125 0125	0,535	1,485 9404	0,125 6246	0,565	9,214 4123	0,127 2628
0,510	0,273 0997	0,125 0501	0,540	1,916 9330	0,125 8209	0,570	16,600 7905	0,127 6541
0,515	0,440 4748	0,125 1129	0,545	2,478 7697	0,126 0462	0,575	55,384 6150	0,128 0841
0,520	0,635 5932	0,125 2012	0,550	3,243 2435	0,126 3016	0,57735	∞	0,128 3001
0,525	0,866 4260	0,125 3155	0,555	4,346 3945	0,126 5884			

Bauing. Klagas, Berlin-Rahnsdorf.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Praktische Verdingungsfragen. (3.)

Die allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen behandeln in § 5 die Vergebung nach Einheitspreisen, Pauschsumme oder Selbstkosten und legen fest, daß die Vergebung für eine Pauschsumme nur erfolgen darf, wenn Art und Umfang vorher genau bestimmt sind und mit einer Änderung der Ausführung nicht zu rechnen ist.

Die wirtschaftliche Auswirkung des zweckmäßig angelegten Pauschalvertrages ist noch verhältnismäßig wenig bekannt. Nach der landläufigen Auffassung liegt der Schwerpunkt darin, daß der Unternehmer das Wagnis für nicht entwurfsmäßige Überschreitung der Vordersätze selbst zu tragen hat, während ihm zum Ausgleich diejenigen Ersparnisse zugute kommen sollen, die im Rahmen des technisch Zulässiger ohne Abweichung vom Entwurf möglich sind. Hierbei bleibt die Frage offen, ob der Übertragung zum Pauschalsatz eine Verdingung nach Einheitspreisen vorangegangen ist, aus der die Pauschalsumme errechnet wurde, oder ob der Auftragnehmer nur ein geschlossenes Pauschalangebot gemacht hat.

Dem ersten Verfahren ist entschieden der Vorzug zu geben; denn das wesentliche Merkmal der ordentlichen Verdingung, die regelrechte Veranschlagung nach Vordersätzen, sollte man auch hierbei auf keinen Fall aufgeben. Auch wenn, wie vielfach bei Hochbauten üblich, Vergebung nach Kubikmetern umbauten Raumes geplant ist, sollte der Architekt niemals lediglich den Einheitspreis des Kubikmeters anfordern, sondern immer den Verdingungsvordruck mit vollständigem Vordersatz selbst mit zur Verfügung stellen. Die geringe Beschäftigung des Unternehmertums, die sich natürlich auch in einem verringerten Gebührenumsatz bei den Architekten auswirkt, hat letztere dazu verführt, den Ausfall an Einnahmen durch Abbürdung von Büroselbstkosten auszugleichen, so daß jetzt der Unternehmer Massenberechnungen und Verdingungsanschläge anfertigen muß, die früher dem Architekten oblagen. Es ist das ein schwerer Mißbrauch, der durch das gestörte Gleichgewicht der wirtschaftlichen Kräfte nicht zu entschuldigen ist, und eine Sünde wider den Geist der Wirtschaft, wenn man die vervielfältigte Leerlaufarbeit bedenkt, die dadurch bei den Unternehmern heraufbeschworen wird. Schon aus standespolitischen Gründen sollte der Architekt sich die Führung niemals derart aus der Hand nehmen lassen, selbst wenn sich Unternehmer finden, die ihm diese Ersparnis selbst anbieten.

Es bleibt also immer das richtige, zunächst von zuverlässig errechneten Vordersätzen auszugehen und danach selbst die Pauschalsumme zu bestimmen. Es ist ein Irrtum, wenn man den wirtschaftlichen Vorteil der Pauschalvergebung nur darin erblicken will, daß überhaupt keine Vordersätze errechnet werden; denn es muß ein Maßstab für die Überwachung der Preisbildung vorhanden sein. Ferner ist, wenn sich wirklich einmal etwas ändert, so gut wie gar kein Anhaltspunkt für die Veränderung gegeben, wodurch der Auftraggeber leicht in Nachteil kommen kann.

Der wirkliche und bei weitem noch nicht genügend ausgewertete Vorteil des Pauschalvertrages liegt in der Ersparnis an Rechenarbeit während der Durchführung des Bauvorhabens und bei der Abrechnung. Die formalen Anforderungen an die Abrechnung sind vielfach ganz übertrieben hoch. Vom Unternehmer kann füglich nicht mehr verlangt werden als der technisch-rechnerische Nachweis der Vordersätze. Es geht aber nicht an, ihm noch umfangreiche Zeichenarbeiten aufzubürden, die lediglich den Zweck haben, den formalen Anforderungen einer Behörde an die Beschaffenheit ihrer Bestandzeichnungen zu genügen. Aus der Übertreibung dieser Forderungen ergibt sich die Unbeliebtheit der Abrechnungsarbeiten bei dem Unternehmertum und die Schwierigkeit, ihre rechtzeitige Fertigstellung zu erreichen. Vielfach sind die Bürokosten, die die Abrechnung dem Unternehmer verursacht, bereits höher als der Betrag, der für ihn noch in dem Bau steckt, so daß der Wirkungsgrad des Erlöses sich für ihn möglicherweise sogar verschlechtert, wenn er die Abrechnung in allen Punkten weisungsgemäß herstellen will. Beim Pauschalabkommen dagegen, auch wenn die Pauschsumme aus Vordersätzen und Einheitspreisen entstanden ist, ist die Abrechnung weiter nichts als eine Wiederholung des Verdingungsanschlages mit den unverändert erfüllten Vordersätzen. Allerdings sind dabei gewisse Vorsichtsmaßregeln zu beachten:

Zunächst muß dem Auftragnehmer die Möglichkeit gegeben werden, die Richtigkeit der Vordersätze nachzuprüfen, am besten dadurch, daß ihm die verwaltungsseitig aufgestellte Massenberechnung zugänglich gemacht wird, mindestens aber in der Form einer Einspruchsfrist, nach deren Ablauf er die Vordersätze als maßgebend hinnehmen muß, selbst wenn sie sich nachträglich noch als unzutreffend erweisen sollten. Die Einspruchsfrist wird billigerweise je nach der Zahl der Vordersätze auf zwei bis drei Wochen zu bemessen sein. Soweit sich der Einspruch als berechtigt erweist, hat er die Folge, daß der betreffende Vordersatz berichtigt und die Pauschalsumme entsprechend geändert wird.

Ein weiterer Grund, weshalb man auf die Bildung der Pauschalsumme aus ordnungsmäßig errechneten Vordersätzen nicht verzichten kann, ist das Vorgehen bei etwaigen Änderungen der Vordersätze durch Entwurfsänderungen und sonstige Umstände, die der Unternehmer nicht zu vertreten hat. Liegen in diesem Falle Einheitspreise vor, so wird einfach an Stelle desjenigen Vordersatzes, der der Verdingung zugrunde lag, der tatsächlich ausgeführte festgestellt und mit dem Einheitspreis in die Abrechnung eingeführt. Aus dem Pauschalabkommen scheidet alsdann die ganze Position mit dem ursprünglichen Vordersatz aus, so daß sich die Pauschalsumme bei der Abrechnung um diesen Betrag verringert. Die Feststellung der Überschreitung allein ist weniger zweckmäßig, weil die Abgrenzung zwischen der entwurfsmäßigen Leistung und derjenigen, die durch die Änderung hinzugekommen ist, nie so genau feststellbar ist wie die tatsächliche Gesamtleistung der betreffenden Position.

Für Abschlagszahlungen gewährt der Pauschalvertrag ebenfalls wesentliche Erleichterungen. Man kann beispielsweise vereinbaren, daß eine Abschlagszahlung in bestimmter Höhe fällig ist, wenn eine Position erfüllt ist, die eine Gruppe von anderen fertigen Positionen zur unbedingten Voraussetzung hat. Da diese Zwischenstadien an Hand des Verdingungsanschlages bereits klar und eindeutig errechnet werden können, genügt als Antrag auf die Gewährung der Abschlagszahlung jeweilig die Anzeige des Auftragnehmers, daß die vereinbarte Bedingung erfüllt ist. Der Bauherr kann dies sehr leicht nachprüfen und meist schon vorher übersehen, wann diese Voraussetzung erfüllt ist, so daß die Zahlung ohne den geringsten Aufenthalt erfolgen kann.

Das gleiche gilt sinngemäß für das Verfahren bei der Abrechnung. Hier genügt der Nachweis der technischen Fertigstellung und die technische Abnahme, um die Restzahlung vorbehaltlich etwaiger Gewährleistungsverpflichtungen fällig zu machen.

Aus diesen Vereinfachungen läßt sich nach der wirtschaftlichen Seite noch eine weitere Folgerung ziehen. Durch obiges Verfahren kommt der Unternehmer bedeutend rascher zu seinem Gelde und hat eine fühlbare Ersparnis an allgemeinen Unkosten. Es kann also die Frage aufgeworfen werden, ob der Unternehmer bei der Übertragung zum Pauschalsatz mit derartig verbesserten Zahlungsmöglichkeiten vielleicht in der Lage sein wird, ein Abgebot auf seine Einheitspreise einzuräumen.

Selbstverständlich müßte dies in die ordentliche Verdingung einbezogen werden, etwa in der Form, daß am Schluß des Verdingungsanschlages eine Abbietungserklärung für den Fall der Pauschalübertragung vorgesehen wird.

Das Verfahren eignet sich für Hochbauten, für kleine und mittlere Kunstbauten und in gewissem Umfange auch für Erdarbeiten, nur muß bei Erdarbeiten darauf geachtet werden, daß

der Unternehmer den ihm zukommenden Nutzen verringerter Vordersätze nicht übertreibt, sonst werden die Böschungen zu steil und die Gräben nicht weit genug.

Im übrigen liegt ein verständig geleiteter Pauschalvertrag auch durchaus im Interesse des Bauherrn; denn wenn der Unternehmer mit eigenem Nutzen an einer bescheidenen Verringerung der Vordersätze interessiert ist, so arbeitet er für sich selbst wirtschaftlicher und ist auch wirksam bemüht, schneller fertig zu werden, als wenn die Vordersätze zum Nachweis stehen; denn im letzten Falle besteht ja immer noch die Hoffnung, daß die Vordersätze sich über den Anschlag hinaus vergrößern und dadurch einen Mehrerlös bringen, der auch eine etwaige Verzögerung bezahlt machen kann.

Aus diesen Gründen ist es ja auch vielfach — beispielsweise bei Tiefbauten der Stadt Berlin — üblich, die Berechnung der Vordersätze überhaupt nicht von der tatsächlichen Leistung abhängig zu machen, sondern die Richtlinien so festzulegen, daß für Abweichungen nach oben kein Spielraum verbleibt. Es fehlt aber der gerechte Ausgleich; denn wenn die Vordersätze durch Entwurfsänderungen geringer werden, so trägt das Wagnis der Unternehmer allein, und die Ersparnisse fallen dem Bauherrn zu. Dies muß hervorgehoben werden, um einer Verwechslung mit den vorstehenden Verfahren vorzubeugen.

Dr. Hasse.

Bautätigkeit in den größeren Städten.
Reinzugang an Gebäuden und Wohnungen.

a) Vierteljährlich:

	insgesamt	davon Wohngebäude	Wohnungen	Wohnräume
1. In 42 Gemeinden von über 100 000 Einwohnern:				
1. Vierteljahr 1925	4 619	2 524	6 851	31 721
2. „ „	4 682	2 675	8 652	39 184
3. „ „	4 657	2 849	9 942	45 272
4. „ „	6 686	4 414	14 376	64 139
1925	20 677	12 495	39 985	181 046
(1924	12 899	6 851	21 160	94 025)
1. Vierteljahr 1926	4 942	3 651	12 654	54 509
2. In 44 Gemeinden von 50 000—100 000 Einwohnern:				
1. Vierteljahr 1925	1 153	682	2 064	8 815
2. „ „	1 133	686	1 778	7 714
3. „ „	1 258	781	2 595	11 075
4. „ „	1 945	1 287	3 843	15 786
1925	5 564	3 511	10 519	44 457
(1924	3 326	2 145	5 939	26 290)
1. Vierteljahr 1926	1 207	902	2 361	9 766

b) Monatlich:

	insgesamt		davon Wohngebäude		Wohnungen	
	a	b	a	b	a	b
Oktober 1925	1666	551	1065	344	3707	903
November „	2205	629	1559	492	4293	1354
Dezember „	2107	666	1416	472	5272	1455
Januar 1926	1494	417	1016	327	3617	877
Februar „	1275	336	972	254	3594	613
März „	1604	344	1207	254	3892	745
April „	1339	354	1067	281	3816	776
Mai „	1404	255	1116	174	3449	568

a = in 42, seit Januar 1926 43, Gemeinden über 100 000 Einwohnern,

b = in 44, seit Januar 1926 46, Gemeinden von 50 000—100 000 Einwohnern. (Nach „Wirtschaft u. Statistik". Vgl. auch „Bauingenieur" 3, 57.)

Krankengeldzuschuß und Krankenhilfe nach der Reichsunfallversicherung und Haftpflichtversicherung. Nach den bis zum 1. Januar 1926 gültigen Bestimmungen des § 576 der R.V.O. hatte der Unternehmer einem unfallverletzten Arbeitnehmer vom Beginn der fünften Woche nach dem Unfall einen sogenannten „Krankengeldzuschuß" zu gewähren, sofern nicht mit der dreizehnten Woche nach dem Unfall die Leistungen der zuständigen Berufsgenossenschaft einsetzten, die in diesem Falle auch den Krankengeldzuschuß zu tragen hätte. Die Krankengeld- bzw. Unfallzuschüsse betrugen in der Regel $^1/_6$ des maßgebenden Grundlohnes. Außerdem hatte der Unternehmer nach § 577 der R.V.O. solchen Verletzten, die der Krankenversicherung nicht unterlagen, z. B. Angestellten oder Polieren mit mehr als 2700 M Jahresarbeitsverdienst, in der Zeit vom Unfall bis zum Ablauf der dreizehnten Woche die Leistungen, die sonst die Krankenkasse gewährt, einschließlich des erhöhten Krankengeldes zu verabreichen. Alle diese Ansprüche der Arbeitnehmer bzw. der Krankenkasse gegen den Unternehmer trugen nun nicht den Charakter von Haftpflichtansprüchen in sich, sie waren vielmehr auf Fürsorge, nicht auf Schadenersatz gerichtet und griffen auch Platz, wenn der Arbeitgeber an der Krankheit bzw. dem Unfall des Arbeitnehmers kein Verschulden trug. Daraus folgte, daß sie auch nicht ohne weiteres Gegenstand der Haftpflichtversicherung im eigentlichen Sinne sein konnten.

Die Haftpflichtversicherungsgesellschaften haben die Verpflichtungen auf Grund der §§ 576, 577 R.V.O. indessen vielfach als Regelleistungen oder gegen einen Prämienzuschlag auf Antrag mitversichert. Durch Gesetz vom 14. 7. 25 sind nun aber die Verpflichtungen der Betriebsunternehmer aus den §§ 576, 577 R.V.O. infolge Abänderung der R.V.O. mit dem 1. 1. 26 in Fortfall gekommen und der Berufsgenossenschaft auferlegt. Soweit die Betriebehaftpflichtversicherung den Einschluß dieser Verpflichtungen gegen besonderen Prämienzuschlag vorsieht, muß daher der Zuschlag von dem nach dem 31. Dezember 1925 liegenden Beginn des neuen Versicherungsjahres in Fortfall kommen. Es sind also die Prämienrechnungen des ersten Halbjahres 1926 daraufhin zu prüfen, und falls Zahlungen bereits erfolgt sind, ist der zu Unrecht gezahlte Zuschlag von den Versicherungsgesellschaften zurückzuvergüten. Es sei allerdings bemerkt, daß in dem vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband mit dem Gerling-Konzern vereinbarten normativen Generalversicherungsschein die Verpflichtung aus § 576 und § 577 R.V.O. ohne besonderen Prämienzuschlag in die Versicherung einbezogen ist. Die Versicherungsbedingungen der Haftpflichtversicherungsanstalt der Tiefbauberufsgenossenschaft und des deutschen Baugewerbes sind entsprechend gestaltet. Hier kommt also die Haftungsminderung den Versicherern zugute.

Arbeitsmarktlage. Die Lage auf dem Arbeitsmarkt hat sich in den letzten Wochen wenig geändert. Die Zahl der Arbeitsuchenden bei den Arbeitsnachweisen betrug am 15. Juli 2 225 000 gegenüber 2 256 500 am 15. Juni. Der Prozentsatz der Arbeitslosen in den größeren Gewerkschaften bewegt sich ebenfalls seit einem Vierteljahr auf ziemlich gleicher Höhe (18—18½%). — Auf dem Baumarkt macht sich eine leichte Belebung nur in geringem Ausmaße bemerkbar. Nur aus einzelnen Bezirken (Hamburg, Freistaat Sachsen) wird über eine geringe Verschlechterung der Lage berichtet. Im ganzen ging die Zahl der Arbeitsuchenden in der Zeit von Mitte Mai im Baugewerbe von 117 500 auf 107 300 Mitte Juni und 99 800 Mitte Juli zurück. In den Industrien der Steine und Erden lauten die entsprechenden Zahlen 40 500, 31 500 und 30 900. Im Deutschen Baugewerksbund waren erwerbslos: am 3. Mai 25,5%, am 17. Mai 23,3%, am 7. Juni 22,4%, am 21. Juni 22,0%, am 5. Juli 21,6% und am 19. Juli 20,1% der von den Zählungen erfaßten Mitglieder. Etwa auf gleicher Höhe halten sich die Zahlen in den übrigen Baugewerkschaften. Zum Vergleiche sei erwähnt, daß in den entsprechenden Monaten 1925 nur rd. 3% der Mitglieder von den Baugewerkschaften als arbeitslos gemeldet waren.

	7. 7.	14. 7.	21. 7.	28. 7.	4. 8.	11. 8.
Großhandelsindex.	128,6	128,1	126,3	126,8	126,3	125,9

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 12. August.)

Zweites Gesetz über Abänderung des Zweiten Buches der Reichsversicherungsordnung. Vom 9. Juli 1926 (R.G.Bl. I S. 407).

Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr. Vom 28. Juli 1926 (R.G.Bl. I S. 425). Änderungen und Ergänzungen der Verordnung über Kraftfahrzeugverkehr vom 5. 12. 25.

Gesetz zur Änderung des Stempelsteuergesetzes in der Fassung der Bekanntmachung vom 27. Oktober 1924 (Gesetzsamml. S. 627). Vom 26. Juli 1926 (Gesetzsamml. S. 233). Für die Stempelsteuergebühr bei Erteilung von Vollmachten, die nach Tarifstelle 19, Abs. 1 des Stempelsteuergesetzes $^1/_{10}$ vH des Wertes des Gegenstandes beträgt, wird eine Höchstgrenze von 1000 Goldmark festgesetzt. Das Gesetz tritt am 1. August 1926 in Kraft.

Vierte Verordnung zur Änderung der Verordnung über die Verzinsung gestundeter Abgaben. Vom 4. August 1926 (Gesetzsamml. S. 249). Der Zinsfuß bei der Stundung öffentlicher Abgaben wird (von 7%) auf 6% herabgesetzt. Die Verordnung tritt mit Wirkung vom 1. Juli 1926 in Kraft.

Anordnung über Ausdehnung und weitere Verlängerung der Kurzarbeiterfürsorge. Vom 1. Juli 1926 (RABl S. 209). § 6 der Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge vom 20. II. 26 wird geändert; die Geltungsdauer der Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge wird bis zum 27. November 1926 verlängert.

Gesetz zur Verlängerung der Amtsdauer der Beisitzer der Gewerbegerichte und der Kaufmannsgerichte. Vom 10. Juli 1926 (R.G.Bl. I S. 402). Die Amtsdauer der am 1. April 1926 im Amte gewesenen Beisitzer der Gewerbegerichte und der Kaufmannsgerichte wird, soweit nicht inzwischen bereits Neuwahlen durchgeführt worden sind, bis zum Inkrafttreten eines Arbeitsgerichtsgesetzes, längstens bis zum 31. Dezember 1927, ausgedehnt.

Hauptversammlung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands in Danzig.

In der Zeit vom 1. bis 5. September 1926 hält die Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands ihre Hauptversammlung in Danzig ab. Am 1. September 1926 werden die folgenden Vorträge gehalten:

1. Bericht des Vorstandes und der Ausschüsse. Satzungsberatung (nur für Mitglieder).

2. Die Novelle zum Baugesetz für den Freistaat Sachsen. Parallelen zum preußischen Städtebaugesetz. Baupolizeiamtsdirektor Gerlach, Leipzig.

3. Die preußische Polizeiverordnung über den Bau von Anlagen zur Unterbringung von Kraftfahrzeugen. Stadtbaurat Marggraf-Köln.

4. Stadterweiterung und Baupolizei. Oberbaurat Dr.-Ing. Otto, Stuttgart.

5. Reklame und Farbe im Stadtbild. Baurat Rolffsen-Hamburg.

6. Bericht über die Stellung der Baupolizei innerhalb der Gemeindeverwaltungen der deutschen Länder. Stadtbaurat Labes, Kassel.

Am 2. September:

a) Die Grenzen der Verwertung der Abfallstoffe. Berichterstatter: Herr Baudirektor Dr.-Ing. Imhoff, Essen, Herr Stadtbaurat Professor Dr.-Ing. Heilmann, Halle.

b) Moderner Straßenbau. Berichterstatter: Herr Stadtoberbaurat a. D. Hentrich, Düsseldorf, Herr Stadtbaurat Diefenbach-Bochum.

c) Unterbringung von Kraftfahrzeugen in Städten. Berichterstatter: Herr Baudirektor Dr.-Ing. Ranck, Hamburg.

Am 3. September:

I. Einleitender Vortrag des Herrn Archivdirektors Dr. Kaufmann-Danzig „Danzig einst und jetzt".

II. Einzelaufgaben auf dem Gebiete des Wohnungswesens und der Körperpflege.

a) Physiologische Gesichtspunkte. Herr Stadtmedizinalrat Professor Dr. von Drigalski-Berlin.

b) Städtebau und Landesplanung. Herr Verbandsdirektor Dr. Schmidt-Essen.

c) Wohnungsbau. Herr Stadtbaurat Senator Elkart, Hannover, Herr Stadtrat Dr. May, Halle.

d) Sport-, Spiel- und Badefragen. Herr Generalsekretär Dr. Diem-Berlin, Herr Stadtoberbaurat Schultz-Bielefeld.

An die Vorträge schließen sich Besichtigungen und Ausflüge an. Nähere Auskunft erteilt ein von der vorgenannten Vereinigung herausgegebenes Blatt „Über die Reiseverbindungen nach Danzig usw.".

Der Bericht über die 8. Tagung der Vereinigung, abgehalten vom 12. September 1925 in Freiburg im Breisgau, ist noch in wenigen Stücken vorrätig und kann gegen Voreinsendung von M 2,60 von dem Geschäftsführer der Vereinigung, Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätsstraße 56, I, bezogen werden.

Ehrenpromotion.

Auf einstimmigen Antrag der Abteilung für Architektur an der Technischen Hochschule in Karlsruhe wurde Herrn Heinrich Brenzinger in Freiburg i. B. die Würde eines Dr.-Ing. e. h. verliehen in Anerkennung seiner Verdienste um die Förderung von Kunst und Wissenschaft und seiner erfolgreichen Tätigkeit als Ingenieur und Architekt in der Praxis des Eisenbetonbaues.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

Das Verzeichnis der vom Reichspatentamt im Jahre 1925 erteilten Patente, welches gleichzeitig als Register zum Jahrgang 1925 der „Auszüge aus den Patentschriften" dienen soll, ist in Carl Heymanns Verlag in Berlin W 8, Mauerstr. 44, in zwei Teilen im Umfange von 730 Seiten erschienen. Es enthält: Erster Teil. Abschnitt 1. Nach der Nummer geordnete Übersicht der vom 1. Januar bis 31. Dezember 1925 in die Patentrolle eingetragenen Patente. Abschnitt 2. Nach Patentklassen geordnete Übersicht der vom 1. Januar bis 31. Dezember 1925 in die Patentrolle eingetragenen Patente (mit Hinweisen auf die Auszüge). Zweiter Teil. Abschnitt 3. Namenverzeichnis der Patentinhaber (mit Hinweisen auf die Auszüge). Abschnitt 4. Verzeichnis der in die Patentrolle eingetragenen und am 1. März 1926 noch nicht gelöschten Patente. Das Werk ist zum Preise von 83 RM unmittelbar vom Verlage zu beziehen.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 15. Juli 1926.

Kl. 5 a, Gr. 4. A 45 936. Aktiengesellschaft für Tiefbohrtechnik u. Maschinenbau vorm. Trauzl & Co. u. Friedrich Müller, Wien; Vertr.: Cl. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Absperren oder Eindämmen des Ausströmens von Flüssigkeiten, Dämpfen oder Gasen aus Rohrleitungen, insbes. Bohrrohren. 21. 9. 25. Österreich 5. 9. 25.

Kl. 5 b, Gr. 15. D 49 519. Deutsche Maschinenfabrik Akt.-Ges., Duisburg. Verfahren zum Betreiben der Vorschubvorrichtung für Bohrhämmer u. dgl. 17. 12. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. M 90 874. Friedrich Martin, Neu-Rössen. Gerät zum Ausrichten niedergefahrener, eingebauter Schienenstöße. 17. 2. 25.

Kl. 20 a, Gr. 11. K 91 633. Franz Kruckenberg, Heidelberg. Fahrschienen- und Laufradform bei Hängeschnellbahnen. 13. 11. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. Sch 75 494. Schenck & Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen; Zus. z. Anm. Sch. 74 985. 25. 9. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. A 47 653. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Zweiteilige Fahrdrahtklemme mit Klemmbolzen. 29. 4. 26.

Kl. 35 b, Gr. 3. M 88 510. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Kran mit Wippausleger. 20. 2. 25.

Kl. 37 b, Gr. 3. R 58 181. Ernst Reiß, Düsseldorf, Schillerstr. 2. Zylindrischer Kandelabermast aus Streckmetall mit Querschlitzen. 31. 3. 23.

Kl. 80 a, Gr. 8. J 26 396. James Mitchel Thomas Johnston, London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Maschine zur Herstellung von Straßenbaumaterial. 11. 7. 25. England 15. 7. 24.

Kl. 80 a, Gr. 47. S 67 452. Societá Anonima „Eternit" Pietra Artificiale, Genua; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung nahtloser Rohre aus Faserstoff und Bindemitteln, z. B. Asbest und Zement. 22. 10. 24. Italien 26. 11. 23 u. 10. 9. 24.

Kl. 80 a, Gr. 49. B 105 046. Bonnet Ainé & ses Fils, Villefranche-sur-Saône, Frankr.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Rüttelformmaschine für Kunststeine mit auf dem Formgut lose aufruhendem Stampfgewicht. 22. 12. 19. Frankreich 3. 12. 18.

Kl. 80 b, Gr. 1. D 49 157. Hermann Dinkelspiel, Mannheim, N 5, 1. Verfahren zur Herstellung widerstandsfähiger Straßenbauten; Zus. z. Pat. 427 771. 10. 11. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. V 20 192. Urbain Bellony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Tonerde-Kalkstein-Zementen. 29. 4. 25. Frankreich 6. u. 20. 5. 24.

Kl. 80 b, Gr. 8. B 114 162. The Babcock & Wilcox Company, New-York; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von feuerfesten Ziegeln und anderen Formlingen aus Bauxit und Ton. 22. 5. 24. V. St. Amerika 25. 5. 23.

Kl. 80 b, Gr. 8. L 64 540. Fa. A. Ludwig & Co., Duisburg. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffes (Ziegelsteinen, Klinkern o. dgl.) aus Rotschlamm. 23. 11. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 48 976. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. und Dr. Marcel Levy, Genf, Schweiz; Vertr.: Dr. Franz Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Gegenständen aus bituminösem Beton von hoher Beständigkeit. 12. 2. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 48 999. „Prodor" Fabrique de Produits Organiques S. A. u. Dr. Marcel Levy, Genf, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Belägen für Behälter u. dgl. 23. 10. 24. Schweiz 16. 4. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. M 89 487. Maschinenfabrik Buckau Aktiengesellschaft zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Eimerleiter für die Aufnahme-Eimerkette von Abraumförderern. 23. 4. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 15. Juli 1926.

Kl. 5 c, Gr. 8. 432 147. Adolf Baron, Beuthen, O.-S., Ring 26. Schachtausbau. 18. 12. 23. B 112 070.

Kl. 19 a, Gr. 14. 432 156. Charles Field Yardley, Larchmont, N.-Y., V. St. A.; Vertr.: Dr. P. Breitenbach, Pat.-Anw., Düsseldorf. Einteilige Schienenklemme. 29. 3. 23. Y 473.

Kl. 19 a, Gr. 28. 432 122 „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Zweiteilige gegen die Fahrtrichtung verstellbare Einebnungsschar an Gleisrückmaschinen, Baggern, Absetzgeräten o. dgl. 4. 2. 25. C 36 150.

Kl. 19a, Gr. 28. 432 123. Mannheimer Maschinenfabrik Mohr & Federhaff, Mannheim. Steuervorrichtung für Eisenbahn-Schotterpflüge. 23. 11. 24. M 91 279.

Kl. 19a, Gr. 31. 432 263. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrbare Schienenschleifmaschine. 19. 11. 24. A 43 528.

Kl. 19c, Gr. 10. 432 564. Ingwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Vorrichtung zum Aufbrechen von Straßendecken. 10. 5. 24. B 114 019.

Kl. 19c, Gr. 1. 432 265. Arthur Rivington Mangnall, Whitefriars, Chester u. Roy Forbes Irving, Bristol-Clifton, Derby, Engl.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. H. Caminer, Berlin W 62, und Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Stoßbohrvorrichtung für wagerechte Bohrungen zwischen zwei Baugruben. 31. 7. 20. M 70 269.

Kl. 80a, Gr. 1. 432 094. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Maschine mit einem Schneidwerkzeug zum Zerlegen von abzubauenden Bodenschichten; Zus. z. Pat. 413 636. 8. 5. 23. K 89 904.

Kl. 80a, Gr. 7. 432 245. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz u. F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mischmaschine für Beton u. dgl. mit einem durch Lenker mit dem Maschinengestell verbundenen Füllbehälter. 19. 3. 25. J 25 919.

Kl. 80a, Gr. 56. 432 246. Fa. Internationale Siegwartbalken-Gesellschaft, Luzern, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Döllner, M. Seiler u. E. Maemecke, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Vorrichtung zum Einführen der Betonmasse in Rohrschleuderformen. 17. 3. 23. J 24 965. Schweiz 21. 2. 23.

Kl. 84d, Gr. 1. 432 247. Keystone Driller Company, Beaver Falls, Penns., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. An einem Ausleger einstellbar geführter Baggereimer. 16. 7. 24. K 90 267.

Kl. 85e, Gr. 2. 423 248. Mannesmann-Mulag (Motoren- und Lastwagen-Akt.-Ges.), Aachen. Schlammabfuhrwagen mit zweikammerigem Behälter. 8. 7. 24. M 85 587.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster. Von Dr. Ing. E. h. Karl Bernhard, Preuß. Baurat, Privatdozent u. Ber. Ingenieur in Berlin. 16 Seiten mit 24 Textabb. Verlag von Julius Springer, Berlin 1926. Geb. RM. 1,20.

Es handelt sich um einen erweiterten Sonderabdruck aus dem Bauingenieur (1926, Heft 16 u. 18), im Gesamtumfange von 16 Seiten mit 24 zum Teil großen Abbildungen, welche an der Hand des Textes besonders gut in die schwierige, von Dr. Bernhardt gemeisterte Ingenieurarbeit einführen und ein Bild davon geben, was deutsches Ingenieurkönnen auch in scheinbar verzweifelten Fällen zu leisten, welche Schwierigkeiten es zu überwinden vermag. Neben der Freude und Genugtuung, die einen jeden Deutschen erfüllen wird, daß es hier den deutschen Ingenieuren gelungen ist, einen urdeutschen Bau vor dem Zusammenbruch zu retten, wird dem Bauingenieur die Ingenieurleistung Bernhard's als solche ganz besonders fesseln. Dem Verfasser und dem Verlage gebührt deshalb ein besonders herzlicher Dank der Fachgenossen für die Herausgabe des Sonderdruckes. M. F.

Der Gußbeton und seine Anwendung im Bauwesen. Von Reg.-Baurat J. Gaye-Wesermünde, unter Mitarbeit von Obering. A. Sturm-München. Mit 232 Textabb. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1926. Preis geh. RM. 15,60; gebd. RM. 16,80.

Vom allgemeinen Standpunkte aus, sowohl nach der bautechnischen, wie maschinentechnischen, wie wirtschaftlichen Seite hin behandelt das vorliegende wertvolle Buch den Gußbeton. Alle neuzeitlichen, diesem dienenden Verfahren werden vorgeführt und durch praktische Ausführungsbeispiele dem Leser nahe gebracht. Demgemäß sei das Gayesche, aus der Vollkenntnis der Praxis heraus geschriebene Buch, einem jeden wärmstens empfohlen, der sich über das Gebiet des Gußbetons und alle die mit ihm zusammenhängenden Fragenkomplexe unterrichten will; er wird in ihm reiche Belehrung und vielgestaltige Anregungen finden. Text wie Abbildungen sind gleich übersichtlich und klar und geben ein vollständiges Bild der für die Gegenwart so bedeutsamen Frage der Verwendung des Gußbetons. M. F.

Statik für Baugewerkschulen und Baugewerksmeister. Von Karl Zillich, Reg.- u. Baurat a. D. Teil II: Festigkeitslehre. Neueste neubearb. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. Preis RM. 3,40.

Das in den Kreisen, an die es sich wendet, bestens eingeführte und für sie wertvolle Buch gibt in seiner neuen, der neunten, Auflage zunächst mathematische und technische Tabellen und behandelt dann die verschiedenen Festigkeiten. Den theoretischen Erörterungen schließen sich überall wertvolle, für die Praxis bestens verwendbare Zahlenbeispiele an. Eine besondere Empfehlung der neunten Auflage erscheint schon aus diesem Grunde überflüssig. M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Vergünstigung bei einer Krankenversicherung.

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat mit der Barmenia Versicherungsbank für Mittelstand und Beamte (V. a. G.) zu Barmen, Berlin SW 48, Enckeplatz 4, einen Vertrag geschlossen, demzufolge die Barmenia den Mitgliedern der D.G.f.B. die folgenden Aufnahmevergünstigungen einräumt:

1. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Beibringung eines ärztlichen Gesundheitszeugnisses fällt für die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen fort. Voraussetzung hierfür ist jedoch, daß die von der Barmenia im Aufnahmeantrag gestellten Fragen bezüglich des Gesundheitszustandes einwandfrei beantwortet sind und ihr keine Veranlassung zur Beanstandung geben. In solchen Fällen ist die Barmenia berechtigt, das ärztliche Gesundheitszeugnis nachträglich einzufordern. Die Aufnahme erkrankter Personen wird grundsätzlich ausgeschlossen.

2. Die in den Allgemeinen Versicherungsbedingungen vorgesehene Aufnahmegebühr von 2 M wird von den Mitgliedern der D.G.f.B. nicht erhoben.

3. Die in den Versicherungsbedingungen vorgeschriebene Wartefrist von drei Monaten wird in der Weise gekürzt, daß allen denjenigen Mitgliedern der D.G.f.B. und ihren versicherten Familienangehörigen die innerhalb vier Monaten nach Tätigung des Vertrages ihre Mitgliedschaft beantragen, ein Anspruch auf die Versicherungsleistungen bereits in solchen Krankheitsfällen zusteht, die nach Ablauf einer einmonatigen Wartezeit eintreten. Denjenigen Mitgliedern, die nach vier Monaten ihre Mitgliedschaft bei der Barmenia beantragen, werden die Versicherungsleistungen erst nach einer zweimonatigen Wartezeit gewährt. Die Frist beginnt mit dem Tage der bestätigten Aufnahme.

Dagegen bleibt die Wartezeit für Behandlung und Ersatz von Zähnen und für einige besonders gelagerte Fälle bestehen, die nach den Versicherungsbedingungen vorgesehen ist.

4. Alle notwendig werdenden Änderungen der Versicherungsbedingungen haben auch die Mitglieder der D.G.f.B. gegen sich wirken zu lassen.

Wir empfehlen unseren Mitgliedern, von dem Angebot der Barmenia Gebrauch zu machen, zumal diese Versicherung sich bekanntlich bereits einen bedeutenden Ruf für Versicherungen des geistig arbeitenden Mittelstandes erworben hat. Die Beitrittserklärungen bitten wir an die Geschäftsstelle der D.G.f.B., Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zu richten.

Literaturkartei!

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftsstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftsstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftsstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Sammlung von kleineren Druckschriften!

Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen beabsichtigt, in ihrer Geschäftsstelle eine Sammlung von kleineren Druckschriften anzulegen, die gewöhnlich im Buchhandel nicht zu haben sind. Dahin gehören z. B. Verwaltungsberichte von Behörden aller Art oder Privatgesellschaften, ferner Denkschriften über auszuführende oder ausgeführte Bauanlagen, wie sie häufig von Baubehörden, Interessentengruppen u. ä. veröffentlicht werden.

Wir bitten unsere Mitglieder uns behilflich zu sein, eine solche Sammlung, die für viele Arbeiten des Bauingenieurwesens von Wert ist, zustande zu bringen und bitten uns entsprechende Druckschriften geschenkweise zu überlassen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 27. August 1926 Heft 35

DIE INTERNATIONALE AUSSTELLUNG FÜR BINNENSCHIFFAHRT UND WASSERKRAFTNUTZUNG BASEL 1926.

Von Professor Heinrich Heiser, Dresden.

(Schluß von Seite 671).

Österreich.

In ganz überraschender Reichhaltigkeit und in einer wirkungsvollen Aufmachung zeigt sich uns die Schau des schicksalsverwandten Landes Österreich. Ich bedauere es aufrichtig, daß es mir bei der Berichterstattung über sie nicht möglich ist, ihr auch nur einigermaßen gerecht werden zu können. Im Rahmen dieses Berichts ist eine angemessene Würdigung des Gebotenen nicht zu erreichen. Eines aber mag gleich an den Anfang der Betrachtung gestellt werden: Der unbefangene fachmännische Betrachter und Beurteiler muß angesichts dieser Ausstellung Österreichs Männern uneingeschränkte Anerkennung zollen über das, was sie in einer für ihr Land schwersten Zeit an hervorragenden Werken geschaffen haben; und wir deutschen Stammesgenossen freuen uns mit ihnen in aufrichtiger Mitfreude über den wundervollen Beweis ungebrochener Tatkraft und Zuversicht, den sie dem Ausland in ihrer Ausstellung vor Augen führen. Ein Land kann man wohl zerstückeln, man kann es in Fesseln schlagen und knebeln, den Geist und Willen seiner Menschen, Intelligenz und Können wird es sich nicht rauben lassen.

Mit Recht sagt Ingenieur Kurzel-Runtscheiner in seinen Ausführungen zu dem amtlichen Führer: „Kaum einem anderen Gebiete Mitteleuropas eignet eine derartige Fülle von natürlichen Voraussetzungen für eine großzügige Entwicklung der Wasserwirtschaft in allen ihren Zweigen, als dem Bundesstaate Österreich. Diese Voraussetzungen bilden einen Hauptbestandteil der ihm verbliebenen Naturschätze. Können sie nutzbar gemacht werden, so wird dies wesentlich dazu beitragen, die Wirtschaft des neuen Staates zu heben, seine Abhängigkeit vom Auslande zu vermindern, seine Lebensfähigkeit sicherzustellen."

Die Österreichische Schau wird durch eine Sonderausstellung des Bundesministeriums für Land- und Forstwirtschaft eingeleitet, in der außer den grundlegenden Arbeiten des hydrographischen Dienstes und der Versuchsanstalt für Wasserbau die Arbeiten zur Regelung der Donau in Nieder- und Oberösterreich, sowie unter Mitwirkung des Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaftsamtes eine Übersicht über den in den letzten Jahren erzielten großen Fortschritt im Bau von Wasserkraftwerken und elektrischen Fernleitungen dargestellt sind. Besonders bemerkenswert erscheinen mir hier die von den hydrographischen Landesabteilungen Nieder- und Oberösterreichs ausgestellte Wasserstands-Fernmeldeanlage und die von der Wiener Schiffbautechnischen Versuchsanstalt — Leiter Prof. Gebers — neben beachtenswerten anderen Untersuchungsergebnissen gezeigten neuartigen „teilweise tauchenden Schiffspropeller".

Die Generaldirektion der Österreichischen Eisenbahnen bringt eine umfassende Ausstellung über die Ausnützung der Wasserkräfte für die Zwecke der Elektrisierung der Österreichischen Alpenbahnen, die in ihrem ersten Teilziel, der Elektrisierung der Strecke Lindau—Innsbruck mit ihren Nebenlinien der Vollendung entgegengeht, während die Arbeiten für die Strecken Innsbruck—Salzburg, Kufstein—Wörgl und Innsbruck—Brenner als zweites Teilziel in der Durchführung begriffen sind.

Soweit die Stromlieferung aus bahneigenen Kraftwerken erfolgt, arbeiten grundsätzlich Speicher- und Spitzendeckungsanlagen mit speicherlosen Grundbelastungswerken in elektrischer Kupplung zusammen. Die Gruppe der bahneigenen Kraftwerke umfaßt das Rützwerk in Tirol, das Spullerseewerk in Vorarlberg, beide für die Stromversorgung der Linien westlich Innsbruck, weiter das Stubachwerk in Salzburg und das Mallnitzwerk in Kärnten für die Belieferung der Linien östlich Innsbruck. Die Leistung der beiden letzten Werke wird durch Strombezug aus dem Achenseewerk der Tiroler Wasserkraftwerke A.-G. ergänzt. Außer der Hauptstrecke wurde noch die Salzkammergutlinie von Attnang—Puchheim nach Stainach—Irding auf elektrischen Betrieb umgestellt, für die das Kraftwerk Steeg der Elektrizitätswerke Stern & Hafferl A.-G. Strom liefert.

Eine Übersicht über die Leistung dieser Werke vermittelt nachstehende Zusammenstellung:

Werk	Mittlere Jahresleistung PS	Jahresarbeit Mill. kWh	Spitzenleistung gegenwärtig PS	Spitzenleistung nach Vollausbau PS	Bauzustand
Ruetzwerk	6700	39	16000	—	im Betrieb
Spullerseewerk	4400	25	24000	48000	desgl.
Stubachwerk	5900	34	32000	48000	im Bau
Mallnitzwerk	9000	50	10000	20000	desgl.
Achsenseewerk	nur für Bahnzwecke		24000	32000	„
Kraftwerk Steeg			10000	—	„

In zahlreichen Modellen, Wandgemälden von Künstlerhand, Bildern, die auch die landschaftlichen Schönheiten der Gegenden dem Beschauer vor Augen führten, in Plänen, Zeichnungen und Schaubildern wurden diese Werke dem Beschauer nahegebracht.

Die Binnenschiffahrt Österreichs wird in erster Linie durch Ausstellung der Ersten Donau-Dampfschiffahrts-Gesellschaft in Wien (D. D. S. G.) vertreten, die auch heute noch trotz der Einbußen infolge Weltkrieg und Abgaben mit 30 Personenschiffen für mehr als 20 000 Fahrgäste, 74 Schleppdampfern mit 26 000 PSi Maschinenleistung, 1 Motorfrachtschiff, 428 Frachtkähnen mit 246 000 t Laderaum und 25 Tankkähnen für 18 000 t Erdölprodukte sowie 14 000 Angestellten und Arbeitern an erster Stelle der Donaureedereien steht. Die D. D. S. G. hat eine sehr wirkungsvolle Ausstellung von Mo-

dellen ihrer Verladeanlagen und ihres Schiffsparkes sowie Wandtafeln, Vogelschaubilder und Lichtbilder ihrer Schiffsstationen, Umschlageinrichtungen Werften usw. zusammengestellt, die einen trefflichen Überblick geben über die Bedeutung dieses Unternehmens. Anschließend seien die bereits 1840 gegründete Schiffswerft Linz a. d. D. erwähnt, die neben allen normalen Schiffsfahrzeugen besonders Motorschiffe und Bagger herstellt; auch sie ist mit guten Modellen und Darstellungen würdig vertreten. Umschlagseinrichtungen in bemerkenswerter Ausführung zeigt die Maschinen und Waggonbaufabriks-A.-G. in Simmering-Wien. Schließlich ist noch die Ausstellung des Hafenbaukomitees Krems a. d. Donau zu erwähnen, das auf der bisher hafenlosen Donaustrecke zwischen Linz und dem Wien-Freudenauer Hafen einen Umschlag-, Handels- und Industriehafen anlegen will, für den Pläne gezeigt werden. Dieser Hafen hat insofern eine besondere Bedeutung, weil dadurch den von Wien bergwärts fahrenden Schiffen nach einer Tagfahrt das Anlaufen eines gegen Hochwasser und Eisgang Schutz bietenden Hafens ermöglicht wird, wozu bisher keine Gelegenheit gegeben war.

In der österreichischen Wasserkraftwirtschaft sind zur Zeit, wie noch wenig im Auslande bekannt ist, Bestrebungen im Gange, die bisher noch wenig zusammengeschlossenen lokalen Energiewirtschaftsverbände zu großen Landeswasserkraftgesellschaften zusammenzufassen, denen länderweise oder landschaftsweise die Elektrizitätsversorgung weiter Gebiete zugewiesen ist. Da es für den Außenstehenden nicht ganz leicht ist, sich in der Vielheit der Unternehmungen nur durch Nennung der Namen der einzelnen Kraftwerke auszukennen, so sei hier eine kurze Übersicht eingeschaltet.

I.

Die Stromversorgung der Bundeshauptstadt Wien, das an sich Mittelpunkt des größten Verbrauchs an elektrischer Energie in Österreich ist, wird durch die der Gemeinde Wien gehörenden Städtischen Elektrizitätswerke Wien im Verein mit der Wasserkraftwerke A.-G. („Wag") besorgt, wobei die Stadt Wien im Alleinbesitz der Aktien der „Wag" ist. Von dem Gesamtjahresbedarf der Stadt mit 460 Mill. kWh werden 150 Mill. kWh aus Wasserkraftwerken, 185 Mill. kWh aus inländischen Kohlen (davon 127 Mill. kWh aus gemeindeeigenen) und 125 Mill. kWh aus ausländischen Kohlen erzeugt. Nach Fertigstellung der 35-at-Hochdruckdampfanlagen der Städtischen Elektrizitätswerke, die mit Kohlestaubfeuerungen arbeiten werden, kann jedoch von 1927 ab ganz auf die ausländische Kohle verzichtet werden. Für den Bezug von Wasserkraftstrom stehen zur Verfügung:

1. Das Ybbskraftwerk bei Opponitz und das Wasserleitungskraftwerk Gaming (von der „Wag" 1922—1926 erbaut und betrieben von den Städtischen Elektrizitätswerken Wien).
2. Kleinere Wasserkraftanlagen im Wiener Becken und sechs in die Wiener Hochquellenleitung eingebaute Wasserkraftanlagen.
3. Wasserkraftanlagen der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G. („Oweag") und der Niederösterreichischen Elektrizitätswirtschafts-A.-G. („Newag").

Die Energiezuführung erfolgt mit Fernleitungen für 110 kV Spannung von 225 km Gesamtlänge.

Ausgestellt sind eine große Anzahl von Modellen, Raumschnitten, Wandbildern, Zeichnungen und Lichtbildern dieser technisch hervorragenden Anlagen, von denen vom Fachmann vor allem die des Werkes Gaming beachtet werden dürften.

II.

Die Stromversorgung des Bundeslandes Niederösterreich soll durch die 1922 gegründete Niederösterreichische Elektrizitätswirtschafts-A.-G. („Newag"), entstanden aus den Niederösterreichischen Landeselektrizitätswerken und den Elektrizitätswerken der Gemeinde Wr.-Neustadt erfolgen. Die „Newag" verfügt nach Ausbau von drei Wasserkraftanlagen an der Erlauf (Erlaufboden, Wienerbruck und Föhrenwald), einer 132 km langen 60-kV-Leitung und eines 1600 km langen 16-kV- und 20-kV-Verteilungsnetzes, und von über 650 Ortsnetzen, außerdem von 2 Diesel- und 1 Dampfzentrale über 30 000 PS, vorwiegend Wasserkraft, für die rd. 2 000 000 m³ Stauraum zur Spitzenleistung bereitstehen. Außer der Überlandversorgung wird von der „Newag" die niederösterreichische Alpenbahn St. Pölten—Mariazell mit Strom versorgt. Auch seitens der „Newag" sind wertvolle Ausstellungsstücke gezeigt.

III.

Das Bundesland Steiermark verfügt heute bereits über Kraftanlagen mit einer Gesamtleistungsfähigkeit von etwa 250 000 PS, von denen über die Hälfte Wasserkraftanlagen sind, die in mittleren Jahren etwa 300 Mill. kWh abzugeben vermögen, während die Wärmekraftanlagen des Landes noch etwa 100 Mill. kWh erzeugen können. In Steiermark sind es vornehmlich die beiden großen Unternehmungen der Steierische Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G. („Steweag") und die Steiermärkische Elektrizitätsgesellschaft („Steg").

Die „Steweag" hat für das ganze Bundesland einen umfassenden Elektrisierungsplan mit 300 000 PS und einem jährlichen Arbeitsvermögen von 1 Milliarde kWh aufgestellt, von dem sie in den Jahren 1922/25 zunächst das Hochdruck-Speicherwerk an der Teigitsch mit zunächst 30 000 PS (bei Vollausbau 45 000 PS) und einer Jahreserzeugung von 45 Millionen kWh hergestellt hat. Außerdem ist seit 1926 das Murkraftwerk Pernegg mit 27 000 PS (108 Mill. kWh im Jahre) im Bau. Die „Steg" besitzt bei Pernegg und Lebring Großkraftwerke mit 16 000 PS Gesamtleistung und einem Arbeitsvermögen von 70 Mill. kWh. Zusammen mit den hochbeachtenswerten Zeichnungen und Bildern dieser Werke sind im gleichen Raume 50 Lichtbilder von Versuchen aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Techn. Hochschule Graz ausgestellt, die dort unter ihrem verdienstvollen Leiter Prof. Dr. Armin Schoklitsch durchgeführt wurden, und besonders Abdichtungsversuche, Modellversuche über Energievernichtung und über Flußwehre mit Einlauf behandeln. Im Interesse dieser Schaustellung hätte es gelegen, wenn die vielen kleinen Bilder in größerem Maßstab hätten geboten werden können, so daß sie schon rein äußerlich mehr und ihrem Werte entsprechend in die Erscheinung getreten wären.

IV.

Die Bundesländer Oberösterreich und Salzburg haben sich hinsichtlich ihrer Elektrizitätsversorgung zu einem Landesverbande zusammengeschlossen, der seine Aufgabe darin sieht, einen verbundwirtschaftlichen Zusammenschluß der Elektrizitätswirtschaft Oberösterreichs und Salzburgs mit Wien, Tirol, Vorarlberg und über die Landesgrenzen hinweg mit Bayern herbeizuführen.

Die größten diesem Verbande angehörenden Unternehmungen sind:

1. Die Oberösterreichische Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G. („Oweag").
2. Die Elektrizitätswerke Stern & Hafferl A.-G.
3. Die Salzburger A.-G. für Elektriztätswirtschaft („Safe").
4. Die Städtischen Elektrizitätswerke Salzburg.

Die bedeutendsten Werke in beiden Bundesländern sind die Werksgruppe am Arlbach und an der Traun, sowie an deren Zubringern, das Rannawerk der Stern & Hafferl A.-G. mit einer Ausbaugröße von zusammen 60 000 PS und 190 Mill. kWh Arbeitsvermögen, das Spitzenkraftwerk Partenstein der Oweag mit 45 000 PS Ausbau und 90 Mill. kWh Jahresabgabe, das Bärenwerk der „Safe" mit 11 000 PS und 32 Mill. kWh Jahresabgabe, und die beiden Werke Strubklamm und Wiestal der Stadt Salzburg mit zusammen 17 000 PS Ausbaugröße und ebenfalls 32 Mill. kWh jährlicher

Arbeit. Zu diesen Werken kommen noch in beiden Ländern beachtliche private Werke.

Über die großen Ausbaumöglichkeiten in beiden Ländern unterrichten die ausgestellten teilweise wundervollen Modelle, Zeichnungen, Pläne und Wandgemälde. So zeigt die „Oweag" Pläne zur Ausnutzung des Unterlaufes der Enns, ferner Speicherprojekte für das Werk Partenstein bei Haslach an der Großen Mühl; Stern & Hafferl ihre sogen. „Hinterschweiger" Projekte zur Ausnutzung der Traun- und Almwasserkräfte und der 5 Staustufen vom Dachstein bis zum Hallstättersee, durch die auch das Rannawerk eine Speichermöglichkeit erhält.

V.

Das Bundesland Kärnten verfügt über zahlreiche ausbauwürdige Wasserkräfte, deren Gesamtleistung auf mehr als 500 000 PS geschätzt werden darf. Von diesen sind 77 000 PS ausgebaut, rd. 40 000 PS sind zur Zeit im Bau. Die mögliche Jahresarbeit wird auf rd. 2 Milliarden kWh, die gegenwärtige Jahresarbeit auf etwa 200 Mill. kWh und nach Fertigstellung der im Bau befindlichen Werke auf weitere 100 Mill. kWh zu bemessen sein. Die Gesamtbewirtschaftung erfolgt durch die Kärntner Landeskraftstelle in Klagenfurt. Von größeren Kärntner Werken sind zu nennen:

Das Winterspeicherwerk Forstsee der Kärntner Wasserkraftwerke A.-G. („Käwag") mit 2700 PS im ersten, 8800 PS im Voll-Ausbau und 1,8 bzw. 3,6 Mill. kWh Spitzenstrom; das Winterspeicherwerk am Mühldorferbach der Mühldorfer Wasserkraftwerke A.-G. in fünf Kraftstufen mit zus. 1611,4 m Gefälle und einer Ausbaugröße von 31 455 PS bei 100 Mill. jährlich möglicher Arbeit, von denen allerdings z. Zt. erst eine Stufe mit 20 Mill. kWh Jahresarbeitsvermögen. Außerdem hat noch die Stadt Klagenfurt Pläne ihres Wasserkraftwerkes am Gurkfluß (4800 PS) ausgestellt, das mit dem Forstseewerk gekuppelt ist. Die vielen hochliegenden Seen Kärntens ermöglichen noch an zahlreichen Stellen die Anlage hochwertiger Winterspeicherwerke.

VI.

Das Land Tirol hat in dem Elektrizitätswerk der Stadt Innsbruck (Sillwerke: 18 000 PS Leistung und 70 Mill. kWh Jahresarbeit und Kraftwerk Mühlau mit 3000 PS und 9 Mill. kWh) und in der Tiroler Wasserkraftwerke A.-G. („Tiwag") ihre bedeutendsten wasserkraftwirtschaftlichen Unternehmungen. Die „Tiwag" beabsichtigt das Großkraftwerk „Achensee" als Hochdruckwasserkraftanlage mit einem natürlichen Speicherraum von 70 Mill. m³ Stauraum in einem Seebecken und mit 10 Mill. m³ Raum in einem künstlich anzulegenden Speicher auszubauen. Das Betriebswasser wird mit 25 m³/sk dem Südende des Achensees entnommen und mit 400 m Gefälle dem Kraftwerke bei Jenbach im Inntale zugeleitet, in dem bei Vollausbau 67 750 PS in fünf Drehstromgruppen und vier Einphasengruppen aufgestellt werden sollen. Von der Leistung sollen 32 000 PS der Versorgung der Bundesbahnen dienen. Der erste Ausbau wird eine Jahresarbeit von 80 Mill., der Vollausbau 135 Mill. kWh liefern. Der Bau des Werkes hat Herbst 1924 begonnen, die Betriebsaufnahme mit dem ersten Ausbau ist Herbst 1927 zu erwarten. Die Ausstellung zeigt wertvolle Bilder über die Bauausführung. Wir wollen hoffen, daß zugunsten der beiden benachbarten Länder Tirol und Bayern die eingeleiteten Verhandlungen über die Inanspruchnahme des Achensees zu einem für das Unternehmen und die Länder glücklichen Ende geführt werden können.

VII.

Im Bundeslande Vorarlberg litten die zahlreichen Wasserkraftwerke der Stadtgemeinden, Bahngesellschaften und Industrien bisher unter Mangel an Winterkraft. Zu dessen Beseitigung hat das Land die Ausnützung der noch verfügbaren ausbauwürdigen Kraftquellen selbst in die Hand genommen und zu dem Zwecke die Vorarlberger Landes-Elektrizitäts A.-G. und die Vorarlberger Illwerke Ges. m. b. H., beide mit Sitz in Bregenz (Vorarlberg) gegründet. Aufgabe der ersten Gesellschaft ist es vornehmlich, einen Ausgleich zwischen den verschiedenen vorhandenen Wasserkraftwerken vorzunehmen und die Spitzendeckung der Werke zu sichern. Dazu ist eine Landessammelschiene von Hohenems nach Tschagguns errichtet, die mit 45000 V aus dem in Tschagguns errichteten Gampadelswerk (Montafon) (Leistung z. Zt. 9000 PS, 17 Mill. kWh, bei Vollausbau 13 500 PS, 21 Mill. kWh) seit 1925 gespeist wird.

Die Vorarlberger Illwerke planen vor allem den Ausbau der großen Speicher- und Laufwerke am oberen Ill, besonders des Vermuntwerkes und des Lünersee-Werkes. Von diesen wird das Vermuntwerk eine Ausbaugröße von 110 000 PS mit 150 Mill. kWh Arbeitsvermögen, das Lünerseewerk bei Bludenz mit einer Speicherung von 40 Mill m³ 120 000 PS bei 80 Millionen kWh Arbeitsvermögen erhalten, während die Leistung der Gesamtplanung auf 350 000 PS mit einer Jahresleistung von 570 Mill. kWh berechnet wird, wobei 90 Mill. m³ Speicherraum zur Verfügung stehen werden. Ob allerdings für diese Leistungsmengen der notwendige Absatzmarkt vorhanden sein wird, selbst wenn man an einen Export der Energie außer Landes denkt, muß zur Zeit noch fraglich erscheinen.

Österreichs Leistungen, die sich in seiner leider in zu kleinen Räumen zusammengedrängten Schau in wirkungsvoller Weise widerspiegelt, wären kaum möglich gewesen, wenn sich nicht die vorstehend genannten Stromlieferungsunternehmungen, die größeren Eigenwerke mit Wasserkraft, die Behörden des Bundesstaates und der einzelnen Länder im „Wasserwirtschaftsverbande der österreichischen Industrie" zusammengefunden hätten, in dem sich mehr und mehr alle wasserwirtschaftlichen Interessen Österreichs vereinigen. Es mag deshalb zur Nacheiferung auch in Deutschland an dieser Stelle erwähnt werden, daß seit 1918 sicher auch als Folge dieser Zusammenschlußbewegung 51 Wasserkraftwerke mit rd 270 000 PS Ausbauleistung neu errichtet und 30 Werke erheblich erweitert wurden und daß sich z. Zt. 17 größere Werke mit rd 360 000 PS Leistung im Bau befinden. Das ist angesichts des Umfanges des Landes und angesichts der ihm verbliebenen Möglichkeiten ein Beweis für die ungeheure Lebenskraft und den Willen, mit allen Mitteln die eigene Wirtschaft nach Möglichkeit wenigstens in der Energieversorgung vom Auslande freizumachen.

Daß dazu auch die österreichische Industrie selbst auf allen in Frage kommenden Gebieten nach Kräften beiträgt, zeigen die teilweise vorbildlichen Ausstellungen seiner Firmen, von denen hier nur die Elektrizitätsunternehmungen A.E.G. Union, Österreichischer Siemens-Schuckert-Konzern, Österreichische Brown Boveriwerke und die „Elin", ferner die Turbinenfabrik J. M. Voith in St. Pölten, die Loebersdorfer Maschinenfabrik und die älteste Turbinenfabrik der Alpenländer, die Rüsch-Werke (Dornbirn) genannt sein mögen. Zu ihnen gesellen sich die teilweise auch im Reiche bekannten Bauunternehmungen A. Ed. Ast, A. Porr und Union-Baugesellschaft, Heimbach und Schneider, Ing. Mayreder, Kraus & Co., „Universale" Bau A.-G.

In mehr als 250 Schaustücken zeigt Österreich, was es auf wasserwirtschaftlichem Gebiete an Leistungen aufzuweisen hat. Daß es trotz der Beschränktheit seiner Ausstellungsräume und ihrer teilweise recht ungünstigen Lage und Belichtung in einem durchaus wohltuenden Rahmen geschieht, ist sicher nicht zum wenigsten auch das Verdienst des künstlerischen Beirats der Ausstellung, Prof. Arch. O. Leixner.

Niederlande.

Zurückschreitend kommen wir in die Räume der Niederländischen Schau, die eingerichtet ist durch die „Nederlandsche Vereeniging voor Tentoonstillingsbelangen", sie umfaßt Ausstellungen des Reiches, von Städten und Privaten.

Die Reichsausstellung enthält eine Reihe von Schaulinien-darstellungen über die Verkehrsentwicklung auf den niederländischen Wasserstraßen und Karten und Pläne aus alter Zeit und der Gegenwart, die Aufschluß geben über die Regelung des Waal, über den Wasserweg von Rotterdam nach dem Meere, bes. die Nieuwe Maas und Scheur, die Verbreiterung des Noord, den Nordseekanal und den Schleusenbau Ijmuiden, die bekanntlich die mit 400 m Länge, 50 m Weite und 15 m Tiefe wahrscheinlich auf absehbare Zeit größte Schleuse der Welt sein wird. Ferner sind Pläne des Julianakanals, der Maaskanalisierung, vom Bau des Maas—Waal-Kanals und des Kanals Wessem-Nederweert mit einer Reihe von Wehranlagen ausgehängt. Sehr sehenswert ist die Ausstellung der Zuiderseewerke.

Die Stadt Amsterdam zeigt das von anderen Ausstellungen bereits bekannte Modell ihrer Hafenanlagen, sowie alter und neuerer Kaimauerkonstruktionen, außerdem bringt sie Darstellungen und Pläne über Verkehrsverhältnisse in ihren Häfen u. a. m. Rotterdam hat eine auch für den deutschen Beschauer sehr beachtliche Karte seines Hinterlandes ausgestellt, aus der ohne weiteres hervorgeht, wie sehr dieser Hafen durch die deutsche Wirtschaft befruchtet wird. Auch hier finden wir eine Reihe von Modellen über den gesamten Hafen und Kaimauerausführungen und als neuere Schaustücke zwei Modelle von Vertäupfahlwerksenkkasten aus Eisenbeton mit Holz- und mit Betonoberbau. Vertreten sind weiter noch Dordrecht und Vlissingen mit Darstellungen ihrer Anlagen, die aber ein näheres Interesse nicht bieten.

Von den Holländischen Schiffahrtsgesellschaften haben der Koninglijke Hollandsche Lloyd, der Rotterdamsche Lloyd und eine Reihe anderer Gesellschaften Karten, Pläne, Schuppenmodelle, Modelle von Silos, Dampfern, Kähnen und Getreidehebern ausgestellt, auf die trotz mancherlei beachtenswerter Einzelheiten nicht näher eingegangen werden kann.

Frankreich.

Unmittelbar am Haupteingange zur Linken, gegenüber der deutschen Abteilung finden wir die französische Schau. Leider war diese Schau am Eröffnungstage noch so weit zurück in der Fertigstellung, daß ein Urteil nur nach dem wenigen möglich ist, was tatsächlich vorhanden war; und dieses Wenige brachte dem Fachmann nichts Neues. Man könnte absehen von den Plänen der neuen Hafenanlagen von Straßburg, die einer gewissen Großzügigkeit nicht entbehren, auch von denen des Elsässischen Rheinseitenkanals Kembs—Straßburg, für den das gleiche Urteil gelten mag. Im übrigen aber wird jeder Unvoreingenommene zu der Feststellung gelangen müssen, daß die Ausstellung den Fachmann nicht zu befriedigen vermag, sie verliert sich ohne einen größeren Zug in Bekanntem und vielfach Kleinlichem, und sie versucht, wenig zu ihrem Vorteil, durch eine gewisse, deutsche Auffassungen nicht befriedigende äußere Aufmachung den inneren Mangel zu verdecken.

Vielleicht wird ein wiederholter Besuch der fertigen Ausstellung Anlaß geben, auf Einzelheiten näher hinzuweisen und auf sie zurückzukommen, wozu allerdings nach Durchsicht des amtlichen Führers m. E. die Hoffnung nicht allzu hoch gespannt werden sollte. Zur Unterrichtung des deutschen Lesers kann ich es mir jedoch nicht versagen, auf einen kleinen, allerdings für die geistige Einstellung zur Frage internationaler Ausstellungen nicht ganz unwichtigen Umstand hinzuweisen, den ich darin erblicke, daß im amtlichen Schweizerischen Ausstellungsführer für die französische Schau auf vier Druckseiten etwa 150 Namen von Persönlichkeiten, allerdings teilweise doppelt und dreifach, aufgeführt sind, die den verschiedenen comités als Regierungsmitglieder, Présidents d'honneur, membres d'honneur, vice-présidents, bureau du conseil, membres du conseil, comité d'organisation usw. usw. angehören, während für die weit umfangreichere deutsche Schau lediglich drei Namen, die wir weiter oben schon genannt haben, verzeichnet sind. Ich habe beim Durchschreiten der Ausstellung nicht das Empfinden gehabt, als ob die deutsche Schau darunter gelitten hätte.

Italien.

In den oberen Räumen empfängt uns nach Durchschreiten eines mit Lorbeerkränzen geschmückten und durch riesige vergoldete Trierenschnäbel mit gewaltigen Liktorenbündeln gebildeten goldenen Portals die italienische Schau, die, wie gleich vorweg bemerkt werden mag, inhaltlich in einem angenehmen Gegensatz zu dieser etwas seltsam anmutenden Aufmachung steht, und die, wie ich annehmen möchte, dem Fachmann sehr viel Wissenswertes zu sagen haben wird.

Das Ministerium der öffentlichen Arbeiten und die ihm angeschlossenen Hydrographischen Ämter bieten ein äußerst reichhaltiges Material über die Hydrographie der einzelnen italienischen Provinzen, den Stand der Wasserkraftnutzung und die Fragen der Binnenschiffahrt. Die Königl. Wasserverwaltung der Venetianischen Provinzen und von Mantua-Venedig machen uns im Verein mit einer größeren Anzahl genossenschaftlicher Verbände und Gemeinden bekannt mit einer großen Reihe von Wasserstraßenplanungen und Häfen, von denen als Beispiele nur die Kanäle Mailand—Comersee, Mailand—Langensee, Mailand—Po, Mailand—Lodi, Turin—Bornago und Savona—Turin, die Häfen von Venedig, Grado, Porto Catena, Pavia, Cremona, Livorno, Genua, die der oberitalienischen Seen u. a. m., weiter von Staubeckenanlagen und von der Tiberregulierung genannt sein mögen. Ganz außerordentlich reichhaltig ist die italienische Schau auf dem Gebiete der Wasserkraftnutzung in plastischen Darstellungen, Wandgemälden, Zeichnungen, Plänen und Licht- und Schaubildern, so daß eine Aufzählung, viel weniger eine Würdigung ganz ausgeschlossen erscheinen muß.

In bunter Reihe finden wir dort die Anlagen des Val d'Aosta, des Ober-Etschtales, von Rom, des Tonale, aus dem Becken des Toce, von Neapel, von Mailand, Venedig, aus Sardinien, an der Adda, in den Bergamasker Alpen usw., so daß sich bei einem Besuche der Ausstellung ein längeres Verweilen und eingehendes Studium in der italienischen Abteilung sicher genußreich für den Fachmann gestalten wird.

Belgien.

In der belgischen Schau sind neben Karten, Plänen und Bildern der Häfen von Antwerpen, Gent und Brüssel vor allem die Skizzen über eine Verbesserung der Schiffbarkeit des unteren Kongo unter Überwindung seiner Stromschnellen durch Staustufen bemerkenswert. Allerdings sind die näheren Ausführungspläne nicht erkennbar gemacht. Weiter dürfte der Plan eines Staubeckens an der Ourthe bei Tilly-Nadrin zur Speisung eines für 1200 t Schiffe geplanten Kanals Lüttich—Antwerpen beachtenswert sein, das den Anfang eines ganzen Systems von Staubeckenanlagen zwischen den Ardennen und der Sambre—Maas-Linie machen soll. Mittels eines 68 m hohen Sperrwerkes will man hier 200 Millionen m^3 aufspeichern, mit deren Hilfe man rd 70 Mill. kWh im Jahre zu erzeugen gedenkt.

Spanien.

Die spanische Schau bietet dem deutschen Beschauer wenig Bemerkenswertes, der Umfang ist erklärlicherweise recht gering; fachlich Beachtliches kann man in den Darbietungen kaum finden.

Tschechoslowakei.

Die tschechoslowakische Schau erschwert dem deutschen Besucher das Studium durch das grundsätzliche Vermeiden auch der geringfügigsten deutschen Bezeichnungen, während neben der tschechischen Sprache auch die französische und die englische durchaus nicht sparsam Anwendung gefunden haben.

Das Prager Ministerium der öffentlichen Arbeiten hat eine Reihe von Wasserstraßen- und Wasserkraftplänen von der Elbe und Moldau ausgestellt, darunter auch den Plan der Masaryk-Sperre bei Strekov, sowie der Staubecken bei Skalitz, an der Chrudimka bei Sec, an der Beraune, an der Dyje bei Wranow und an der Molna. Ferner sind noch eine Reihe von Wasserkraftplänen sowie Abbildungen aus dem Laboratorium von Prof. Smrcek der Technischen Hochschule Brünn ausgestellt.

Ungarn.

In der ungarischen Abteilung bringt die Königl. Ungarische Fluß- und Seeschiffahrts A.-G. in Modellen und Bildern ihren Schiffspark zur Darstellung, außerdem in zeichnerischen Darstellungen und Bildern Nachrichten über den Schiffsverkehr und das ungarische Wasserstandsmeldewesen. Hafenbilder und Pläne von Budapest, sowie von der Schleuse, dem Wehr und der Wasserkraftanlage am Soroksarer Donauarm bringt das Kgl. Ung. Hafenbau-Regierungskommissariat.

Polen.

Die polnische Schau zeigt eine Reihe von Bildern und Plänen der polnischen Wasserstraßen, von denen vielleicht die des geplanten Kohlenkanals von Oberschlesien nach Czenstochau und Lodz einerseits, Danzig-Gdingen andererseits beachtet werden dürfte. Was sonst von den polnischen Wasserstraßen gezeigt wird, ist fachmännisch belanglos; der deutsche Beobachter wird unter den ausgestellten Plänen manches Bekannte aus früherer Tätigkeit in den östlichen Provinzen Preußens wiederfinden.

England Amerika.

Die englische und amerikanische Schau beschränken sich je auf die Auslage einiger Druckschriften und Pläne.

Zu erwähnen wäre schließlich noch, daß auch die Centrale Rheinschiffahrtskommission, der Völkerbund und das Internationale Arbeitsamt vertreten sind. Davon zeigt der Völkerbund u. a. auf einer Erdkarte die Länder, die das Intern. Verkehrsabkommen von Barcelona signiert und ratifiziert haben und als einzige Länder in weiter Welt, in denen die Abmachungen vertragsmäßig Geltung haben, außer Österreich noch das Deutsche Reich. Beim Sehen dieser Karte hatte ich ein Gefühl der Dankbarkeit für die öffentliche Schaustellung dieser Ungereimtheit.

Am Ende der Wanderung müssen wir feststellen, daß die Internationale Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung dem Fachmanne eine reiche Fülle von Anregungen und Neuem bietet und daß vor allem im Rahmen dieser Ausstellung die deutsche Schau nach Inhalt und auch nach ihrer wirkungsvollen, vor allem der ruhigen Arbeit von Prof. Elsässer zu dankenden äußeren Gestaltung ihren Platz behauptet. Es ist schwer, ein Urteil als Beteiligter abzugeben, ich möchte aber glauben, daß sie eine Hauptanziehung für den Fachmann und auch den Laien sein wird. Erwähnt wurde bereits der hervorragende Wert, der in der Schweizer und der Österreichischen Schau liegt, ebenso daß auch die Niederländer wirklich Gutes leisten und auch die Italiener wirkungsvoll vertreten sind. Alles in allem, so möchte ich glauben, werden wir mit dem Ergebnis dieser ersten Ausstellung im Auslande nach dem Kriege wohl zufrieden sein dürfen.

VERÄNDERUNG DER GRÜNDUNG EINES EISENBAHNBRÜCKENPFEILERS INFOLGE TIEFERLEGUNG DER SOHLE DES DURCHGEFÜHRTEN MÜHLGRABENS UNTER AUFRECHTERHALTUNG DES EISENBAHNBETRIEBES.

Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden.

Zur besseren Ausnutzung der Wasserkräfte der Mulde wird in Canitz, nördlich von Wurzen, ein neues Kraftwerk gebaut. Der Obergraben dieses Werkes benutzt in seinem obersten Teil einen alten Mühlgraben, der in etwa 350 m Entfernung vom Einlaufwehr durch die Leipzig-Dresdener Eisenbahnlinie überschritten wird.

Die Mühlgrabenbrücke wurde im Jahre 1838 als Holzbrücke mit Sandsteinwiderlagern von 60 Ellen = rd 34 m Spannweite erbaut. Schon nach kurzer Zeit stellte sich aber heraus, daß eine Holzbrücke von derartig großer Spannweite den Beanspruchungen des Eisenbahnbetriebes nicht gewachsen war, und man entschloß sich im Jahre 1839, die Spannweite durch Einbau eines Pfeilers zu halbieren. Der Pfeiler wurde auf einem Pfahlrost aus fichtenen Pfählen, die auf der Flußsohle abgeschnitten wurden, errichtet; das Mauerwerk besteht aus einer äußeren Schicht von 40 cm starken Läufern aus Sandsteinquadern mit 80 cm langen Bindern und im Inneren aus Bruchsteinmauerwerk. Im Bereich des Wassers wurde als Bindemittel Zement, im oberen Teile Graukalk verwendet. Der Pfeiler hat eine Stärke von 4 Ellen = rd 2,27 m und eine Breite von 17 Ellen = rd 9,63 m. Im Jahre 1874 wurde die Holzbrücke durch eiserne Überbaue (Fachwerkträger mit obenliegender Fahrbahn) ersetzt.

Durch den Bau des neuen Kraftwerkes machte sich eine Vertiefung der Mühlgrabensohle, die in Beton hergestellt wird, um 1,40 m notwendig. Trotzdem, daß sich der hölzerne Pfahlrost noch in so gutem Zustande befand, daß er bei unveränderten Verhältnissen noch eine lange Zeit standgehalten hätte, bedeutete die Sohlenvertiefung doch eine so einschneidende Veränderung, daß zu einer Neugründung geschritten werden mußte. Die Pfähle, die erst nur die lotrechte Brückenlast aufzunehmen hatten, wären nun als eingespannte

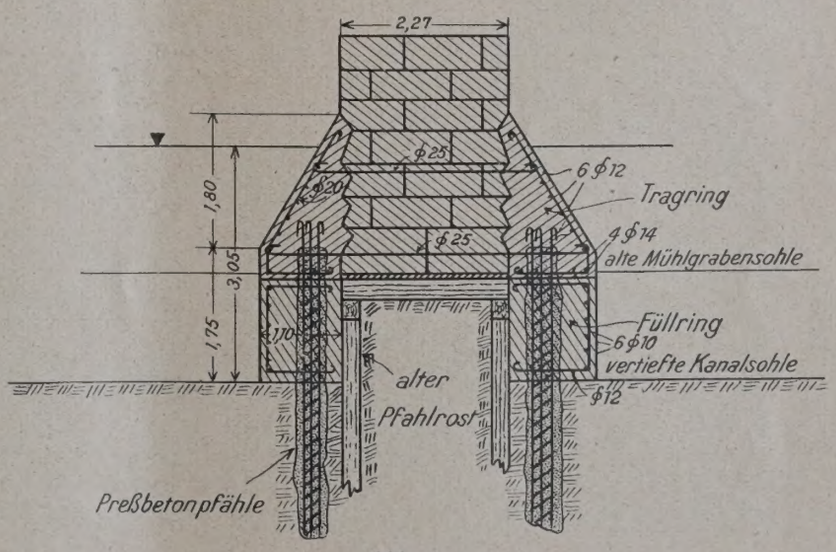


Abb. 1.

Träger in anderer Weise (z. B. durch das strömende Wasser auf Biegung) beansprucht worden, auch hätten bei ausnahmsweise niedrigem Wasserstande leicht Beschädigungen durch Treibeis und andere Fremdkörper eintreten können. Man hätte nun zunächst daran denken können, die Pfähle

durch Bau eines schwachen Eisenbetonmantels um den ganzen Pfeiler gegen die unmittelbaren Angriffe des Wassers zu schützen. Dieser Schutz hätte aber auch nur einen sehr geringen Wert gehabt, da bei einem etwaigen Abschlagen des Grabens die dauernde Naßhaltung der Holzpfähle nicht mit Sicherheit erreicht werden konnte. (Schon die Ausführung der Bauarbeiten am neuen Graben erfordert eine Trockenlegung von nahezu einem Jahre.) Dadurch wurde aber die Fäulnisgefahr für die Pfähle so erhöht, daß mit der raschen Zerstörung des Rostes gerechnet werden mußte.

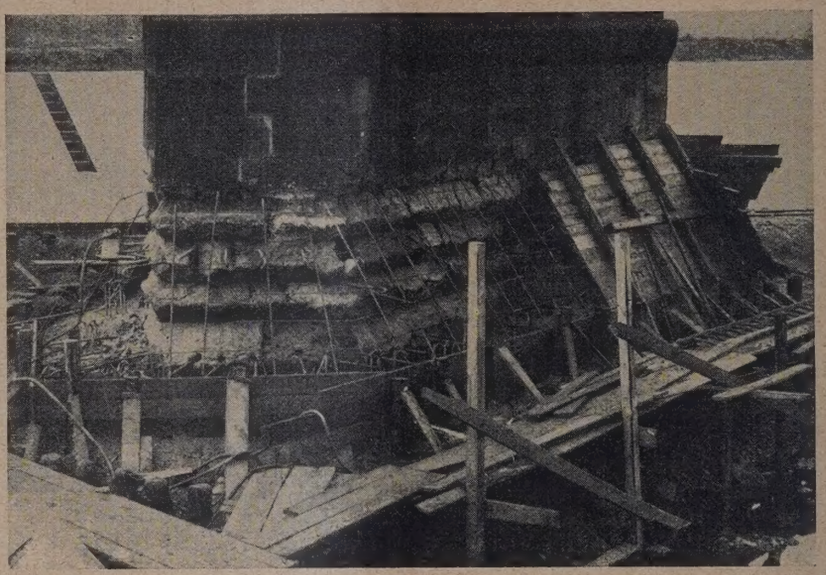


Abb. 2.

Daher entschloß man sich, rings um den alten Pfeiler eine Reihe von Eisenbetonpfählen zu setzen und den Pfeiler durch einen Tragring in Form eines Kragträgers abzufangen. Die Konstruktion geht aus Abb. 1 hervor. Da das Rammen von Pfählen wegen der Erschütterung, die den Bestand des Bauwerkes gefährden konnte, sowie wegen der beschränkten Höhe der Baustelle unter der Brücke nicht in Frage kam, wurden eisenarmierte Preßbetonpfähle nach dem Verfahren Wolfsholz verwendet. Eine Probebohrung, die bis 5,80 m unter Oberkante des alten Pfahlrostes durchgeführt wurde, ergab grob- bis feinkörnigen Kies und groben Sand, also durchweg gut tragfähigen Baugrund. Die Wolfsholzschen Pfähle erschienen auch deshalb als besonders geeignet, weil sie durch die bekannten starken Wulstbildungen zu einer Verdichtung des Baugrundes beitragen und eine besonders hohe Tragfähigkeit gewährleisten. Für einen Pfahl von 35 cm Bohrrohrdurchmesser wurde eine Belastung von 35 t zugelassen, dadurch ergab sich ein Bedarf von 26 Pfählen. Die Pfähle wurden bis 6,0 m Tiefe unter der Sohle des alten Pfeilers niedergebracht. Die Herstellung jedes Pfahles einschließlich Einbringens der Eisenbewehrung und Einpressens des Kiesbetons etwa bis Unterkante des alten Bauwerkes dauerte im Mittel nur knapp einen Tag (für alle 26 Pfähle 23 Arbeitstage), doch war die Arbeitszeit großen Schwankungen unterworfen, weil man beim Bohren häufig auf größere Steine stieß, die dann mit dem Fallmeißel entfernt werden mußten.

Eine weitere, außerordentlich wichtige Frage lag in der sicheren Verbindung des alten Pfeilers mit dem neuen Pfahlrost. Wie schon oben erwähnt, wurde der Pfeiler durch einen besonders ausgebildeten Tragring auf den Rost aufgesetzt. Dieser Kragträger erhielt einen dreieckigen Querschnitt, wie aus Abb. 1 und 5 zu ersehen ist. Um die zwischen Mauerwerk und Beton auftretenden Schubspannungen aufzunehmen, wurden 4 Stufen 12 bis 15 cm tief aus dem Mauerwerk ausgespitzt (vgl. Abb. 2 und 3). Zur Übertragung der beträchtlichen Biegungsmomente wurde eine große Anzahl Rundeisenanker von 25 mm Ø verwendet (vergl. hierzu Abb. 1). Dazu wurden in den Längsseiten des Pfeilers in zwei verschiedenen Höhen in Abständen von etwa 50 cm Löcher von 45 mm Ø durch den ganzen Pfeiler durchgebohrt, durch die die Rundeisen durchgesteckt und mittels Preßbeton unter einem Druck von rd 4 at eingekittet wurden. Diese Arbeit wurde gleichzeitig mit der Herstellung der Pfähle ausgeführt. Durch das Einspritzen des Preßbetons wurde nebenbei noch erreicht,

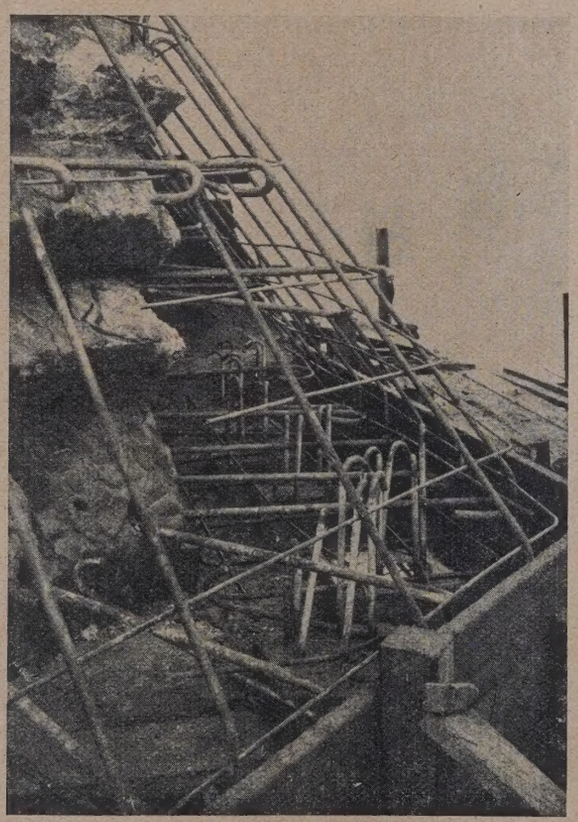


Abb. 3.

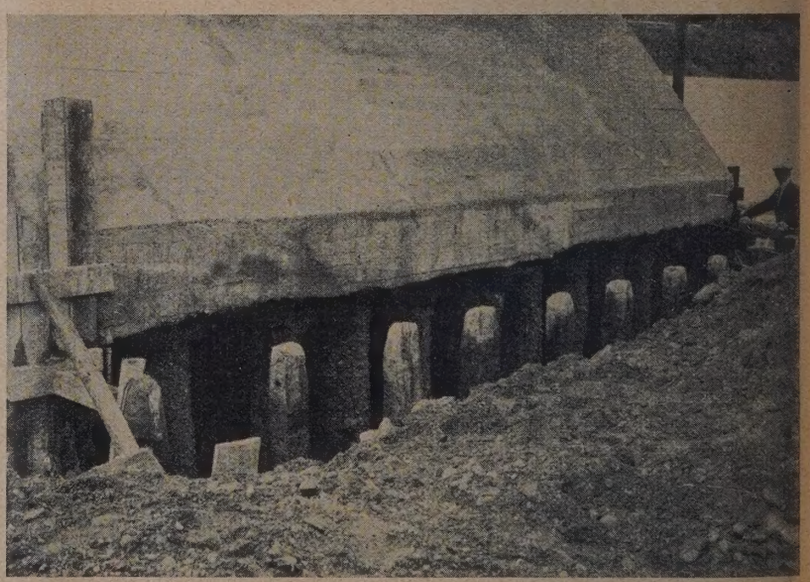


Abb. 4.

daß etwaige Hohlräume und ausgewaschene Fugen im Mauerwerk, die durch die Bohrlöcher angeschnitten wurden, wieder satt mit Preßbeton angefüllt wurden. Bei der Ausführung zeigte sich jedoch, wie sorgfältig der Pfeiler im Jahre 1839 gebaut wurde und wie gut sich das Mauerwerk gehalten hat, denn es wurde nur eine geringe Menge mehr Beton gebraucht, als sich rechnerisch aus dem genauen Inhalt der Bohrlöcher abzüglich der Anker ergab. Ein großer Teil des Mehrverbrauchs ist hiervon auf Verluste beim Arbeitsvorgang selbst, insbesondere bei der jedesmaligen Reinigung des Druckschlauches zwischen Druckkessel und Bohrloch, sowie auf die ungenaue Herstellung der Bohrlöcher zu rechnen. An den Stirnseiten der Pfeiler wurden die Löcher nur bis auf eine Tiefe von 0,8 bis 1,7 m eingebohrt. Dies genügte, um eine hinreichende Haftung der Anker im Mauerwerk zu erzielen, da wegen der Enge der Bohrlöcher ein Anbiegen von Haken nicht möglich war. Insgesamt fanden bei dem Pfeiler 67 Anker Verwendung.

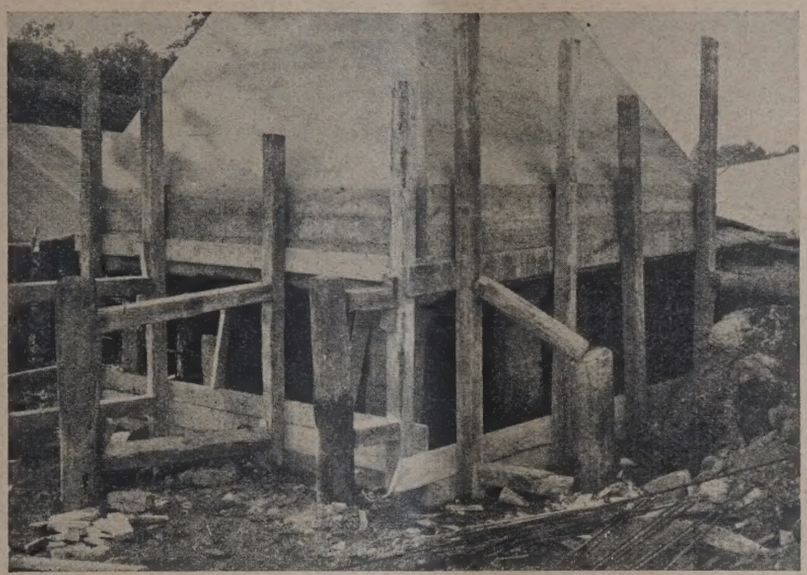


Abb. 5.

Die feste Verbindung des Pfahlrostes mit dem Tragring wurde dadurch hergestellt, daß die Längsbewehrungseisen der Pfähle noch ein Stück länger waren als die Pfähle und dann zu Haken umgebogen wurden, wie auf Abb. 3 zu sehen ist. Die übrige Bewehrung des Tragringes geht aus Abb. 1, 2 und 3 hervor.

Nachdem der Tragring genügend erhärtet und ausgeschalt war, wurde noch 1,55 m tief ausgeschachtet, also bis 0,15 m unter die künftige Mühlgrabensohle. Nach der Pfeilermitte zu wurde die Ausschachtung bis an den alten hölzernen Pfahlrost vorgetrieben. Die statischen Verhältnisse sind nunmehr so, daß der Pfeiler allein auf dem neuen Pfahlrost ruhen kann, selbst wenn die alten Holzpfähle vollständig weggefault sind. Um nun aber die neuen Pfähle vor den Angriffen des Wassers zu schützen und schädliche Wirbelbildungen zu vermeiden, wurde der jetzt geschaffene Aushub durch einen Füllring aus Eisenbeton geschlossen. Den Beginn dieser Arbeiten zeigen Abb. 4 und 5, auf denen auch die neuen, bei der Ausschachtung wieder freigelegten Pfähle gut zu sehen sind. Die Betonierung bis etwa 15 cm unter Unterkante des bereits hergestellten Tragringes erfolgte in sehr weichem Kiesbeton 1 : 3. Darauf wurde die Schalung geschlossen und besonders gut nach außen abgesteift. In etwa 1,5 m Zwischenraum wurde sie mit Löchern versehen, die durch Hähne geschlossen wurden. Durch diese Hähne wurde nun wechselweise flüssiger Zementmörtel unter hohem Druck eingepreßt. Hierdurch wurde ein guter und dichter Anschluß des Füllringes an den zuerst fertiggestellten Tragring erzielt.

Diese Ausführung hat gezeigt, in wie vielseitiger und zweckentsprechender Weise sich das Preßbetonverfahren Wolfsholz zur Verstärkung alter Bauwerke verwenden läßt. Die Kosten stellten sich etwa 25% niedriger, als der Abbruch des alten und Aufbau eines neuen Brückenpfeilers voraussichtlich gekostet hätte; der Hauptvorzug der gewählten Bauweise lag aber darin, daß sämtliche Arbeiten ohne wesentliche Störung des Eisenbahnbetriebs möglich waren. Die Brücke mußte nur während der Bauzeit im Schritt befahren werden, während ein vollständiger Umbau des Pfeilers unbedingt eingleisigen Betrieb verlangt hätte. Dies mußte unter allen Umständen vermieden werden, da die Baustelle noch im Bereiche des Leipziger Vorortverkehrs liegt und daher die Pausen zwischen den einzelnen Zügen sehr gering sind.

Die Bauzeit betrug 8 Wochen; sie hätte noch bedeutend verkürzt werden können, wenn nicht verschiedene Male Hochwasser zur Einstellung der Arbeiten gezwungen hätte (die längste Arbeitsunterbrechung dauerte z. B. 2½ Wochen).

Die Ausführung der Arbeiten lag in den Händen der Firma August Wolfsholz, Preßzementbau A.-G., Berlin, die Bauleitung hatte das Eisenbahn-Bauamt Leipzig II.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Gebäude in Erdbeben- und Tornadogebieten.

In der engl. Zeitschrift „Engineering" vom 22. und 29. Januar 1926 stellt Robins wertvolle Betrachtungen über diese Frage an.

Ein Erdbeben ist die Folge einer plötzlichen Veränderung der Erdkruste, entweder auf oder unter der Oberfläche. Die Literatur der Seismologie, die sich mit dieser Naturerscheinung beschäftigt, ist überraschend umfangreich. Von neueren Forschern ragt besonders der verstorbene Professor Fusakichi Omori, Präsident der Kaiserlich japanischen Erdbebenforschungskommission, hervor.

Die Erdbebenwellen verlaufen in der Form einer einfachen harmonischen Schwingung. Die Amplitude r und die Periode t werden mit dem Seismographen gemessen. Die größte Beschleunigung kann sodann aus der Formel $a = r \cdot \left(\frac{2\pi}{t}\right)^2$ gefunden werden. Die Kraft, die auf ein Gebäude infolge des Bebens wirkt, ergibt sich aus der Gleichung

$$P = m \cdot a = \frac{G}{g} \cdot \frac{4\pi^2}{t^2} r,$$

wobei G das Gewicht des Baues, g die Erdbeschleunigung bedeuten. Man sieht daraus, daß sich die dynamische Kraft P direkt proportional mit der Amplitude und indirekt mit dem Quadrat der Periode verändert. Ebenso ist zu erkennen, daß $P : G = a : g$.

Bei großen Erdbeben versagen die Seismographen, und man ist darauf angewiesen, aus dem Umfang der angerichteten Zerstörungen seine Schlüsse bezüglich der Größe der wirkenden Kräfte zu ziehen.

Die Zerstörungen bei dem größen Erdbeben vom 1. September 1923, dem halb Tokio und ganz Yokohama zum Opfer fielen, sind selten in ihren wahren Ursachen erkannt worden. 95% aller Sachschäden sind durch das Feuer verursacht worden. Dies ist nicht weiter verwunderlich, wenn man in Betracht zieht, daß die japanischen Wohnhäuser aus leichtem Holzfachwerk bestehen, auf dem ein schweres Dach ruht — eine Bauart, die denkbar ungeeignet ist, um einem Erdbeben zu widerstehen. Und dann hat die Wasserleitung vollkommen versagt. Prof. Omori hatte die Bürger von Tokio oft vorher ermahnt, die Wasserversorgungsanlagen zu verbessern.

Das Erdbeben von San Francisco am 18. April 1906 weist manche parallelen Züge zu dem von Tokio auf. Auch hier wurde die Wasserleitung durch den Erdbebenstoß vollkommen zerstört, so daß das ausgebrochene Feuer während 3 Tagen unbekämpft eine Fläche von etwa 10,5 km² in Schutt und Asche legen konnte. In San Francisco bestanden 90% der Häuser aus Holz, Fachwerkhäuser mit 4 und 5 Stockwerken waren die Regel. Die Zahl der feuersicheren Gebäude in der Stadt war etwa 50.

Danach ist es klar, daß die wichtigste Maßregel, um den Umfang derartiger Katastrophen in Zukunft möglichst zu verkleinern, darin bestehen muß, der Feuersgefahr vorzubeugen. Die Wege, die dem Fernerstehenden als zunächstliegend erscheinen, und die dahin führen, daß beim Wiederaufbau die Straßen verbreitert, Alleen angelegt und nur unverbrennbare Häuser neu erbaut werden sollen, erwiesen sich sowohl in San Francisco wie in Tokio ungangbar. Die Not der obdachlos und erwerbslos gewordenen Menschen zwang dazu, möglichst rasch die Wohnstätten wieder herzustellen, und das war nur in Holz möglich, so wenig wünschenswert dies auch sonst war.

Der Ingenieur, der beim Entwurf von Gebäuden mögliche Erdbeben zu berücksichtigen hat, sieht sich vor zwei Fragen gestellt. Die erste ist: Wie groß ist die Wahrscheinlichkeit eines Erdbebens? Die Beantwortung hängt von der in Frage stehenden Gegend ab. Japan ist das Land der Erdbeben, des Taifuns und gelegentlicher Vulkanausbrüche. Das Erdbeben von Tokio war für die Seismologen keine Überraschung, es konnte fast als fällig bezeichnet werden. Man kann jedoch sagen, daß kein Land absolut frei von Erdbeben ist. Seit 1900 sind die großen Erdbeben von San Francisco, Kingston, Guatemala, Messina und die ohne Vorgang schwere Katastrophe von Tokio zu nennen. Außer diesen Beben verzeichneten die Seismographen unzählige, dem Publikum meist unbekannt gebliebene Stöße. Prof. Bailey Willis stellt in einem Aufsatz „Erdbebengefahren in Kalifornien" fest, daß bei 999 von 1000 Stößen keine Gefahr vorhanden ist. Die gegenwärtigen Baubestimmungen von San Francisco enthalten daher auch keine Vorschriften für mögliche Erdbeben.

Die zweite vom Ingenieur zu berücksichtigende Frage lautet: Welche Stoßstärke soll bei der Berechnung eines Bauwerks zugrundegelegt werden?

Dawison gibt in seinem „Handbuch der Seismologie" an, daß nur bei schweren Erdbeben die Beschleunigung 300 mm/sec² überschreitet. Beim Erdbeben von San Francisco betrug sie in felsigem Gebiet 250 mm/sec² und erreichte 3000 mm/sec² in morastigem Gelände. Beim Erdbeben am 1. September 1923 stellte Prof. Imamura, der Nachfolger von Omori, an der Tokioer Universität eine Beschleunigung von ungefähr $^1/_{10}$ der Erdbeschleunigung fest, während sie anderswo je nach den geologischen Verhältnissen des Untergrundes $^1/_6$ bis $^2/_5$ des Wertes g betrug. Die Werte gehen also z. T. erheblich über den oft gebrauchten von $^1/_{10}$ g hinaus.

Für den Widerstand eines Gebäudes gegenüber Erdbeben sind Art und Tiefe der Gründung überaus wichtig. In einer Broschüre „Wie Bauwerke dem japanischen Erdbeben und Feuer widerstanden" von H. M. Hadley kommt der Verfasser zu folgenden Schlußfolgerungen: Eine gute Gründung sei Voraussetzung für Bauwerke jeder Art. Daneben sei die Frage, ob eine Platten- oder Pfeilergründung den Vorzug verdiene, nicht so wesentlich. Wenn allerdings Wert auf die Dämpfung der wesentlich horizontal wirkenden Erdbewegung gelegt werde, liege bei der Plattengründung diese Dämpfung nicht in der Richtung der Hauptkräfte. Ferner können, wenn die Platte nicht unmittelbar oder durch tiefergehende Pfeiler auf unnachgiebigen Baugrund hinabgeführt sei, durch Setzungen, hervorgerufen durch die vertikale Schüttelbewegung des Erdbebens, erhebliche Schäden am Bauwerk entstehen. Einzelpfeiler sollten durch genügend starke Balken verbunden und dadurch in ihrer ursprünglichen relativen Lage zueinander festgehalten werden.

Im Anschluß an das Erdbeben in Santa Barbara vom 29. Juni 1925, das einen Schaden von 10—20 Mill. Dollar verursacht und 12—13 Menschen das Leben gekostet hatte, veröffentlichte H. D. Dewell, Consulting Engineer in San Francisco, seine Feststellungen und Schlußfolgerungen, die im folgenden auszugsweise wiedergegeben werden:

Die Hauptschäden waren der schlechten Konstruktion der betreffenden Gebäude zuzuschreiben. Eisenbeton von guter Qualität und einsichtsvoll angewendet kam ohne erhebliche Beschädigungen durch das Erdbeben. Backsteinbauten widerstanden dem Stoß je nach ihrer Güte. In den meisten Fällen wurden Backsteinmauern infolge schlechter Beschaffenheit vollkommen zerstört. Hohlsteinbauten haben sich im allgemeinen als vollständig ungeeignet erwiesen und bedeuten eine unmittelbare Gefahr für das Leben der Bewohner. Eisenbetonrahmen ohne massive Eisenbetonwände und angemessene Aussteifung gegen seitliche Kräfte erwiesen sich nicht als widerstandsfähig gegen das Erdbeben. Die in dem heimgesuchten Gebiet stehenden Gebäude mit eisernen Gerippen hielten das Beben, abgesehen von einigen Rissen im Putz, gut aus. Bezüglich der Beanspruchungen, denen die Gebäude bei einem Erdbeben unterworfen sind, führte Dewell weiter aus: Die Hauptkräfte werden durch die horizontale Komponente der Erdbebenbeschleunigung verursacht und sind der Größe nach gleich dem Produkt aus Masse des Gebäudes und der horizontalen Beschleunigung. Die Beanspruchungen sind ähnlich denen bei Windbelastung und bestehen im einzelnen aus Querkräften und Biegungsmomenten in den Stützen mit einem Größtwert an der Verbindung der Stützen mit den Trägern; ferner in negativen Momenten in den Deckenträgern und Scherkräften in diagonalen Ebenen der Wandfüllungen, die zu diagonalen Rissen führen.

Weitere Betrachtungen schließt Fleming über Tornados an: Die Tornados sind Wirbelwinde, die sich vor andern Stürmen durch die großen Zerstörungen auszeichnen, die sie meist anrichten. Sie haben ihre Ursache in einem labilen Zustand der Atmosphäre, aus dem sich infolge einer kleinen Störung ein fortschreitender Wirbel von geringem Durchmesser bildet, der mit ungeheurer Gewalt die unteren Luftschichten ansaugt und sie durch Lücken in den oberen emporreißt. In einem Halbdunkel, begleitet von Regen oder Hagel, Blitz und Donner fegt der Tornado über das Land. Glücklicherweise sind die Tornados kurzlebige Erscheinungen, ihr Zerstörungsweg ist schmal und ihre Heftigkeit durchaus nicht in ihrem ganzen Verlauf gleich.

In der sehr ausgedehnten Literatur begegnet man immer wieder den gleichen Schilderungen und Bildern. Die Launen dieser Wirbelwinde wären unglaublich, wenn sie nicht so gut bezeugt wären. So warf ein Tornado im Jahre 1871 eine Lokomotive von 40—50 t Gewicht um und entführte einen schweren Schlafwagen etwa 25 m weit und blies ihn dann um. Beim März-Tornado 1925 wurde eine Eisenbahnbrücke von ihren Widerlagern abgehoben und das eine Ende um 2 m und das andere Ende um ½ m verschoben. Rätselhaft war der Fund eines Barbierstuhles, da im ganzen Stadtgebiet kein Barbierladen bekannt war.

Beim St. Louis-Tornado am 27. Mai 1896 verloren 125 Personen das Leben und 7000 Gebäude wurden zerstört oder beschädigt. Durch den Lorain-Tornado vom 10. Juli 1924 wurden 65 Menschen getötet und 1000 Gebäude zerstört. Einer der schlimmsten Tornados wütete am 26. März 1925 durch den mittleren Westen und verursachte riesigen Sachschaden, nahezu 1000 Personen kamen dabei ums Leben.

Der Ingenieur sieht sich beim Entwurf von Gebäuden, wie im Erdbebengebiet, vor 2 Fragen gestellt. 1. Wie groß ist die Wahrscheinlichkeit eines Tornados? Diese hängt davon ab, wo das Gebäude erbaut werden soll. Das Gebiet, in dem die Tornados vorwiegend vorkommen, ist der Teil der U. S. A. östlich der Rocky Mountains. Die Urkunden über die Tornados der Vereinigten Staaten sind ziemlich vollständig. In einem „Bericht über den Charakter von 600 Tornados" von Oberst P. Finley ist bis 1882 die Häufigkeit dieser Stürme in den einzelnen Staaten zusammengestellt. Danach hatte Kansas mit 62 die Führung, gefolgt von Illinois mit 54. Einige Jahre später stand Missouri an der Spitze. Im Jahre 1924 ist Kansas von 17, Georgia von 12, Alabama von 11 Wirbelstürmen heimgesucht worden.

Glücklicherweise ist die Wahrscheinlichkeit eines Tornados für ein gegebenes Gebiet sehr klein. Die mittlere Häufigkeit in Kansas mit 210 000 km² beträgt während 30 Jahren 8,8 pro Jahr. Das von einem Tornado zerstörte Gebiet ist sehr beschränkt. Legt man eine verwüstete Fläche von 26 km² zugrunde, so würde es mehr als 900 Jahre dauern, bis ganz Kansas eingeschlossen wäre.

Die zweite wichtige Frage für den Ingenieur ist die nach der für den Entwurf anzunehmenden Windstärke. Der Druck des Windes hängt ab von seiner Geschwindigkeit. Diese ist natürlich bei Tornados niemals gemessen worden. Prof. Bigelow schätzte sie nach den besten zur Verfügung stehenden Daten auf 650 km pro Stunde oder mehr beim St. Louis-Tornado. Einer solchen Geschwindigkeit kann kein Gebäude widerstehen. Moderne Verwaltungsgebäude sind bis jetzt einer Prüfung noch nicht ausgesetzt gewesen. Der St. Louis-Tornado zog etwa 1,5 km vom Geschäftsviertel der Stadt entfernt vorüber. Aus den bisher beobachteten Zerstörungen von Gebäuden lassen sich keine allgemeinen Schlüsse hinsichtlich der Konstruktion ziehen. Julius Baier empfiehlt in einer Broschüre „Winddruck beim St. Louis-Tornado", Geschäftshäuser unter Annahme eines Winddrucks von 150 kg/qm der ausgesetzten Fläche, mit einem zusätzlichen Druck von 250 kg/qm für die oberen Stockwerke zu berechnen. Mit der Formel $P = 0{,}0075\ V^2$, wo P = Druck in kg/qm und V = Geschwindigkeit in km/Stunde bedeuten, errechnen sich aus den Drücken von 150 bzw. 400 kg/qm Geschwindigkeiten von 140 bzw. 230 km/Stunde. Es ist jedoch kein Beispiel bekannt geworden, wo diese Vorschläge befolgt worden wären, es ist auch wenig wahrscheinlich, daß ein solches Gebäude im Zentrum eines Tornados stehen bleiben würde. Die Bestimmungen für den Entwurf von Gebäuden der einzelnen amerikanischen Städte schreiben als anzunehmende Windstärken sehr verschiedene Werte vor; so Chicago 100 kg/qm, New York 150 kg/qm, Boston 50 und 100 kg/qm, Philadelphia 120 und 170 kg/qm usw. St. Louis verlangt einen Winddruck von 150 kg/qm.

Der neue Bericht des Building Code Committee of the U. S. Department of Commerce „Erlaubte Mindestnutzlasten für den Gebrauch beim Entwurf von Gebäuden" empfiehlt folgende Windlasten. Bei Bauwerken, die in ihrer ganzen Höhe und Breite dem vollen Winddruck ausgesetzt sind, soll der Winddruck nicht kleiner als 100 kg/qm angenommen werden.

Bei Bauten, die ungewöhnlich hohen Windbelastungen ausgesetzt sind, sollen auch die negativen Drücke auf der Leeseite und die Innendrücke, wenn der Wind auf der Luvseite Eintritt in das Gebäude gewinnt, berücksichtigt werden. Letztere können so groß wie die unmittelbaren Winddrücke auf der Außenseite sein.

Bei Gebäuden oder Bauteilen, deren Stabilität gegen Wind ganz von ihrer Schwere abhängt, sollte die Sicherheit durch Vergrößern des angenommenen Winddrucks auf 200 kg/qm oder in Tornadogebieten auf 300 kg/qm vermehrt werden.

Bezüglich des letzten Absatzes erscheint nach den früheren Ausführungen über die Gewalt der Tornados die Sicherheit eines Gebäudes, das nur fähig ist, einem Winddruck von 300 kg/qm standzuhalten, in einem Tornado kaum gewährleistet.

Die Verluste an Eigentum und Menschenleben infolge der Tornados werden sich in künftigen Zeiten noch vergrößern, wenn das Land in zwei oder drei Generationen stärker besiedelt sein wird. Es entsteht so die offene Frage, wie man dieser Aussicht begegnen soll.

Zum Schutz gegen Verluste an Menschenleben gibt Oberst Finley einige Ratschläge: Wenn ein Tornado herannaht, soll man nach rechts auszuweichen versuchen. Ein Rahmengebäude ist sicherer als ein Gebäude aus Backsteinen oder Natursteinen, weil es länger zusammenhält, während letztere mit dem ersten Krach zusammenstürzen. Der sicherste Platz in einem Rahmengebäude ist die Südwestecke des Kellergeschosses, während dies bei einem Backsteingebäude die gefährlichste Stelle ist.

Im offenen Land ist die Tornadohöhle absolut sicher, in der Stadt gewährt ein überwölbter Keller mit dem Ausgang nach Westen denselben Schutz. G. Merkle, Dipl.-Ing.

Das Shermaninsel-Wehr im Hudsonfluß.

Die Wasserkraftanlage des Hudsonflusses, die einem Elektrizitätswerk im Staate New York dient, ist bemerkenswert durch die Gründung auf Geschiebe und die gegliederte Bauart des Wehrkörpers, den hufeisenförmigen Hochwasserüberfall (Abb. 1) und die Eisenbeton-Druckrohrleitung.

Das Wehr aus Eisenbeton von 168 m Länge und 19 m Höhe über der Flußsohle stützt sich beiderseits gegen Felsufer, ruht aber in der Flußsohle wegen unergründlicher Felstiefe auf dichtem eiszeitlichem Geschiebe, in welchem es durch drei Querrippen verschiedener Tiefe und zwei Eisenspundwände von 12 und 16,5 m Tiefe an der Oberseite (Abb. 2) gesichert ist. Es besteht aus 31 Halbkreisgewölben von 4,65 m Lichtweite zwischen Pfeilern von 1,05 m gleichmäßiger Stärke (beide Formen wegen leichter Herstellung gewählt), mit einer 2,1 m breiten Fußwegbrücke in der Wehrkrone und einem Plattenbalken-Zwischenriegel (der auch als Laufsteg dient), auf einer Grundplatte von 32 m Breite und 1,8 m Stärke (Abb. 2 u. 3). Die Öffnungen von 4,1 m Weite und 3 m Höhe im oberen Fuß des Wehrkörpers sind, mit Ausnahme der letzten vier, durch Dammbalken und dahinter mit 0,9 m starken Betonwänden geschlossen worden; für die letzten vier war eine Art Rolladenverschluß (Abb. 4 u. 5) aus 20×20 cm bearbeiteten Hölzern nötig, hinter welchem die Öffnung von einem 90 cm weiten Füllrohr aus in der vollen Mauerstärke von 3,3 m zubetoniert wurde. Die Gewölbe haben auf rd. 20 m Wehrbreite eine Neigung von 5 : 12, nach der Wehrkrone zu eine Neigung von 1 : 1, um den Wasserdruck im ersten Wehrteil für die Sicherung gegen Gleiten mit nutzbar zu machen. Dem gleichen Zwecke dient die Belastung der Grundplatte und der flußabwärts anschließenden 15 m breiten Sohlschutzplatte mit Sand und einer ihn stützenden Steinpackung sowie die Überschüttung des oberen Wehrrandes und der flußaufwärts anschließenden Flußsohle auf 23 m Breite mit Sand bis 6 m Höhe, der nebstdem zur Verschlämmung des Untergrundes unter dem Wehre beitragen soll. Beobachtungsröhren von 75 mm Weite im Wehrboden haben nach dreijährigen Ergebnissen gezeigt, daß der Unterdruck infolge der Verschlämmung abnimmt und kaum vom Oberwasserstand, dagegen erheblich vom Unterwasserstand und von der Wassertemperatur, mit der die Zähflüssigkeit zusammenhängt, beeinflußt wird und die Strömung unter dem Wehr unter 0,3 mm/s bleibt.

Der Hochwasserüberfall ist hufeisenförmig um das Abflußbett gelegt worden (Abb. 1), um bei 264 m Länge und 3,3 m Tiefe der

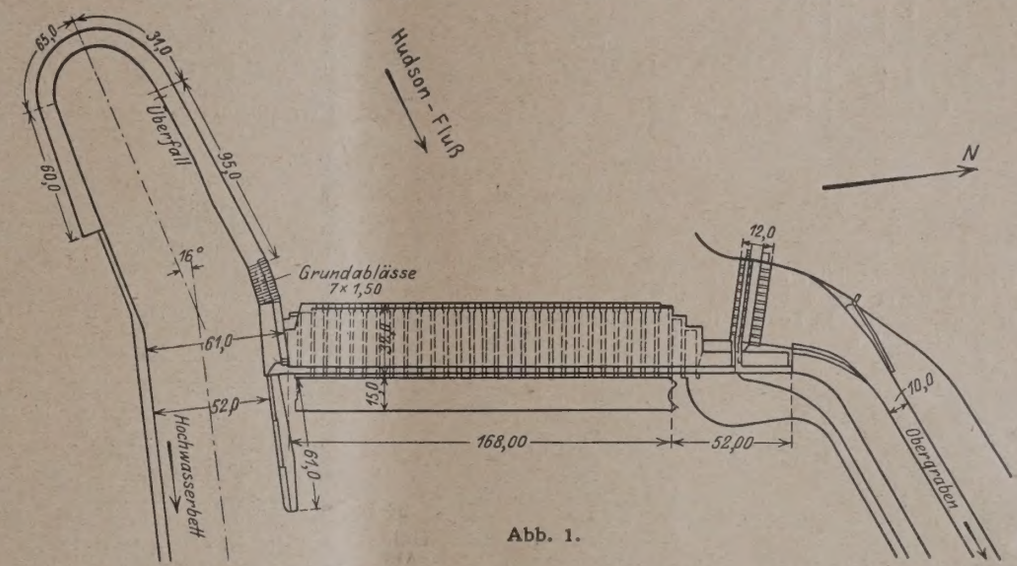


Abb. 1.

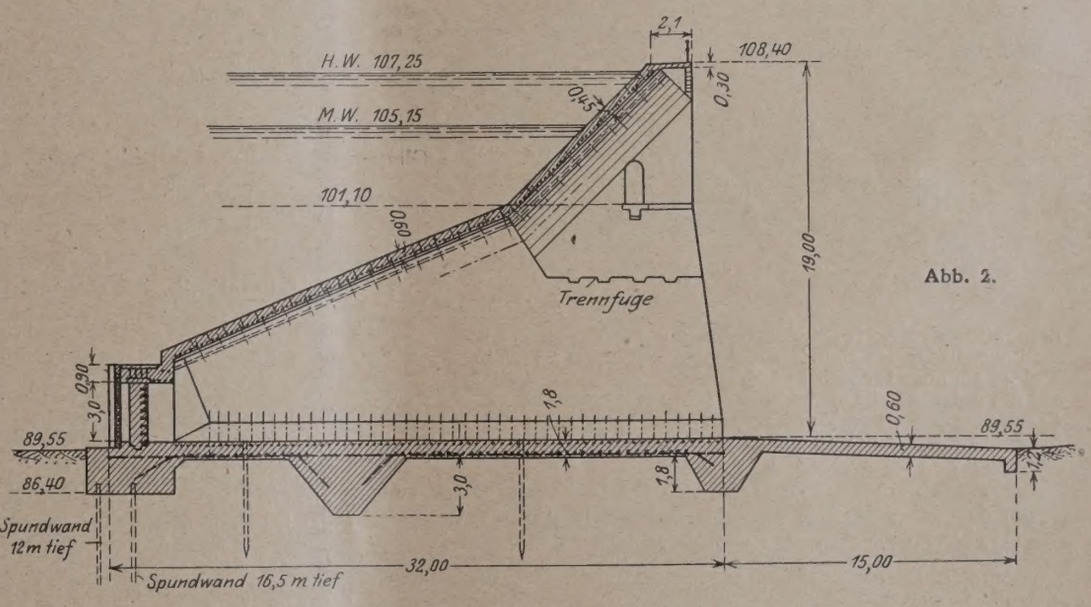


Abb. 2.

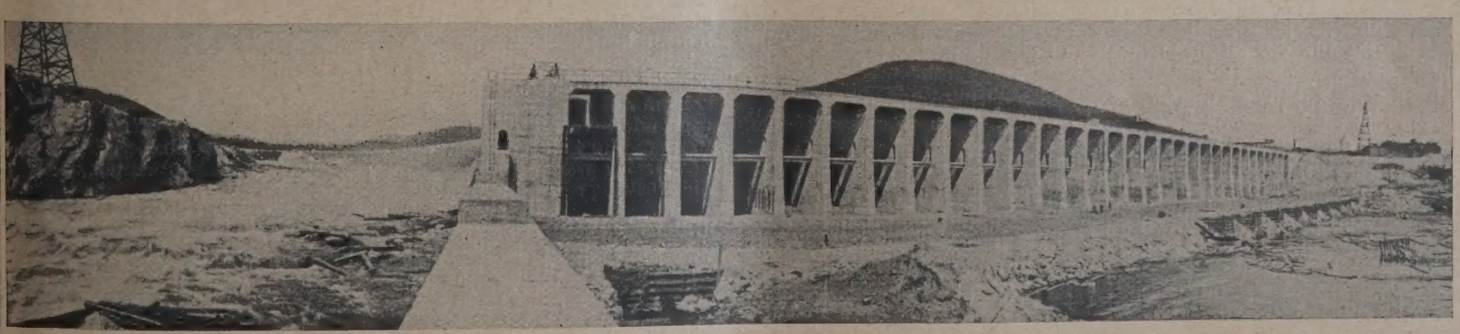


Abb. 3.

Oberkante unter der Wehrkrone nicht mehr als 2,65 m Überlaufhöhe zu bekommen, die durch das Unterwasser des nächsten Triebwerkes bedingt ist. Die Überfallmauer aus Beton mit Schwergewichtsquerschnitt ruht überall auf Fels und hat unter einer Bedienungsbrücke am Wehr 5 Grundablässe von 1,5 m Lichtweite und 3,6 m Tiefe mit hölzernen Schützen mit Bronzegleitflächen. Für die Dorne von 60 cm hohen Aufsatzbrettern sind in die Mauerkrone in Abständen von je 1,5 m Messinghülsen eingelassen.

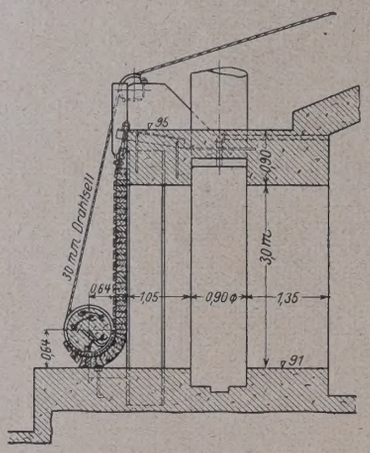


Abb. 4.

Der Obergraben von 1,16 km Länge endet in einem Vorbecken mit einer 15 m hohen und 105 m langen Abschlußmauer, an die sich für 5 Turbinen 15 Eisenbetondruckrohre mit 53 m Länge und 20 m Gefälle anschließen, die je 3,2 m Lichtweite und 3 m Höhe mit stark ausgerundeten Ecken haben und zu einem Bauwerk von 61 m Breite und 4,2 m Höhe vereinigt sind. Der Obergrabeneinlaß mit 10 Öffnungen von 2,9 m Weite und 6,1 m Höhe wird durch dreiteilige Schützen geschlossen, 25 Tonnen (je 900 kg) schwer, aus Stahlfachwerk mit Eisenbetonausfüllung, die durch eine Winde auf einem

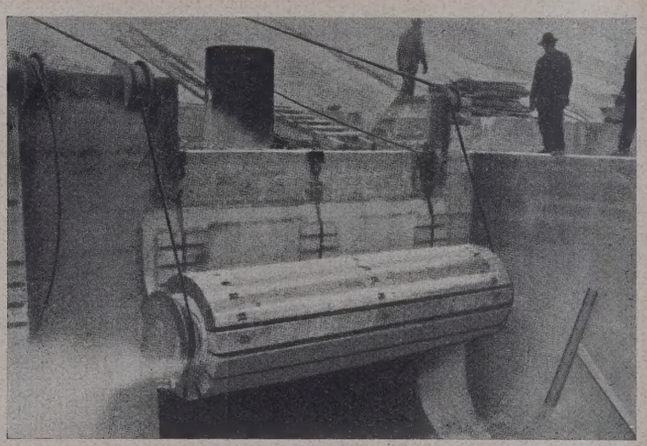


Abb. 5.

Laufgerüst 7 m hoch gehoben werden können; dabei laufen die Verbindungsglieder des obersten und mittleren Teiles so, daß der oberste Teil 40 cm hoch für sich gelüftet werden kann, um den Wasserdruck auf die unteren Teile abzumindern und ihr Hochziehen zu erleichtern. (Nach Engg. vom 23. April und 21. Mai 1926, Seite 515 — 519 und 580 — 582 und Tafel 43 und 45, mit 62 Abbildungen.) N.

Zuschrift zum Aufsatz „Ueber Rechenproben bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme".

Von Dr.-Ing. R. Gärtner in Heft 13, S. 257ff.

Am Schlusse seiner oben genannten Abhandlung schreibt Herr Dr.-Ing. Gärtner:

„Es ist noch die Frage, welche von den Proben notwendig und auch hinreichend ist.

Da muß vor allem nochmals auf den Artikel Worch zurückgegriffen werden. Dort werden unter 3. die drei Gleichgewichtsbedingungen $\sum H = O$, $\sum V = O$, $\sum M = O$ in irgend einem Punkte als Probe angegeben. Daß diese drei Bedingungen bei einem statischen System, ob bestimmt oder unbestimmt, erfüllt sein müssen, ist selbst verständlich. Diese Bedingung ist also unbedingt notwendig, aber natürlich absolut nicht hinreichend."

Hierzu bemerke ich folgendes:

In dem Abschnitt 3 meiner Abhandlung: „Über Rechenproben bei der Berechnung vielfach statisch unbestimmter Systeme" im Jahrgang 1925 dieser Zeitschrift, Heft 16, S. 554ff. gab ich die Gleichgewichtsbedingungen als Probe für die richtige Berechnung eines statisch unbestimmten Systemes an. Ausdrücklich wurde gesagt, daß auf diese Probe nur der Vollständigkeit halber kurz eingegangen werde, da diese Probe selbst sowie auch die Grenzen ihrer Anwendung allgemein bekannt sind. Wie aus dem Zusammenhang und dem Zahlenbeispiel meiner Abhandlung deutlich hervorgeht, setze ich bei Anwendung dieser Probe voraus, daß die statisch unbestimmten Größen bereits richtig ermittelt worden sind, was sich mit Hilfe der im Abschnitt I und 2, dem Hauptteil meiner Abhandlung, angegebenen Proben leicht prüfen läßt.

Die Probe mittels der Gleichgewichtsbedingungen soll dem Rechner nur die Gewähr dafür geben, daß nicht noch zum Schluß bei der Berechnung irgendwelcher statischer Größen

$$S = S_o - S_1 X_1 - S_2 X_2 - \ldots\ldots - S_n X_n$$

(wobei S = Moment, Querkraft, Auflagerdruck usw.) ein Fehler unterlaufen ist (trotz richtiger Berechnung der Einzelwerte S_o, S_1, $S_2 \ldots S_n$, X_1, $X_2 \ldots X_n$).

Die Bezugnahme des Herrn Gärtner auf meine Abhandlung ist also unzutreffend und irreführend. Die in meinem Aufsatz angegebenen Proben geben, wie an dem systematischen Aufbau und dem Zahlenbeispiel klar erkenntlich ist, nur in ihrer Gesamtheit eine hinreichende Kontrolle über die Richtigkeit der Lösung. Aus dem organischen Zusammenhang einen Teil herauszureißen, wie es Herr Gärtner tut, und an ihm herumzudeuteln, ist nicht angängig.

Günter Worch.

Erwiderung auf die vorstehende Zuschrift.

Herr Dr.-Ing. Worch gibt in seinem Aufsatz die Gleichgewichtsbedingungen als Proben an, die zur Verfügung stehen, um die Lösung der gesamten Aufgabe zu kontrollieren.

In obiger Zuschrift erklärt Herr Worch diesen Satz in der Weise, daß bei Anwendung dieser Probe die statisch unbestimmten Größen bereits nach dem von ihm angegebenen Verfahren richtig ermittelt worden sind.

Hierdurch ändert sich die Sachlage nur insofern, als man vielleicht annehmen kann, daß bei Anwendung aller von Herrn Worch angegebenen Proben und vorsichtiger Rechnung wohl überhaupt kein Fehler aufgetreten ist. Wenn dies aber doch der Fall wäre und nur hierfür sind Kontrollen notwendig, und ein Fehler ist z. B. auch bei der Addition und Multiplikation der Ausdrücke für X möglich, so wird derselbe durch Aufstellung der Gleichgewichtsbedingungen nur ausnahmsweise aufgedeckt. Die Probe ist also auch hier nur notwendig aber nicht hinreichend. Ich habe in meinem Aufsatz deshalb auf diesen Punkt besonders hingewiesen, da ich schon öfters der Ansicht begegnet bin, daß die Probe der Gleichgewichtsbedingungen für ein statisch unbestimmtes System genügt.

Daß ich gerade diesen Punkt aus dem Aufsatz Worch herausgegriffen habe, liegt außer dem bereits Angeführten daran, daß ich mit dem übrigen Inhalt des Artikels einig gehe, was schon daraus zu ersehen ist, daß ich den Aufsatz Worch als begrüßenswert anerkannte.

Dr.-Ing. Rudolf Gärtner.

Preisausschreiben.

Bei einem internationalen Preisausschreiben für den Hai-Ho-Kai in Tientsin—Tangku, China, erhielt die Siemens-Bauunion, Berlin, den ersten Preis. Die Schriftleitung.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

28. Einsturz eines Eisenbetondaches.

Auf einem Industriewerk wurde im Anschluß an eine schon fertige Halle eine Lagerhalle, rund 24 . 30 m groß, hergestellt und mit einem bogenförmigen Eisenbetondach von 15 cm Stärke überwölbt. Das Dach ruhte einerseits auf einer in Abständen von je 5 m mit Vorlagen versehenen Außenwand aus Ziegelmauerwerk und andererseits auf einem von Eisenbetonstützen in gleich großen Abständen getragenen durchgehenden Eisenbetonbalken. Zur Aufnahme des Gewölbeschubs dienten Zuganker aus je 2 U-Eisen N P 12. Die Rüstung zur Aufnahme der Schalung bestand bei einer Scheitelhöhe von rund 13 m über dem Erdboden aus drei Stockwerken. Als das Betonieren des Daches bis fast zur Mitte vorgeschritten war, stürzte plötzlich ohne irgendwelche Anzeichen das Dach nebst Schalung und Rüstung zusammen. Die äußere Längswand blieb stehen, dagegen wurden die gegenüberstehenden Stützen nebst dem Auflagerbalken durch die Anker nach innen mitgerissen. Zwei Arbeiter kamen dabei ums Leben, einer wurde schwer und fünf leicht verletzt. Nach den Zeugenaussagen war die Rüstung ordnungsmäßig und aus gesundem Holz hergestellt; von keinem der zahlreichen Zeugen konnte eine Erklärung oder auch nur begründete Vermutung über die Ursache des Einsturzes ausgesprochen werden. Zur Zeit des Einsturzes war das Betonieren auf der einen Seite des Daches weiter vorgeschritten als auf der anderen und demzufolge die Rüstung stark einseitig belastet. Dieser Belastung war das Gerüst nicht gewachsen; sie hat augenscheinlich den Hauptanlaß zu dem Unfall gegeben. Unter den Trümmern wurden Rundhölzer von nur 5—6 cm Stärke vorgefunden; wofern diese als Stützen gedient hatten, waren sie zu schwach. Es waren auch Stützen mit Auszugsvorrichtung verwendet, bestehend aus Rundhölzern, die durch U-förmig gebogene Klammern verbunden waren. Ein Sachverständiger äußert Zweifel, ob diese Stützen bei der großen Höhe die erforderliche Sicherheit geboten haben. Ein anderer Sachverständiger bemerkt, daß es sich

nicht feststellen lasse, ob die einzelnen Stützen durchweg ausreichend miteinander verbunden waren. Auch der Umstand, daß beim Aufräumen eine Reihe von Ziegelsteinen auf dem Boden vorgefunden wurde, gab Anlaß zu Bedenken, da eine derartige Unterlage der Stützen den Bestimmungen nicht entsprochen hätte. Genaue Feststellungen über alle diese Dinge liegen nicht vor. Die Sachverständigen, von denen keiner die Rüstung vor dem Zusammenbruch gesehen hatte, mußten sich auf Rückschlüsse beschränken. Die erst nach dem Einsturz beendete baupolizeiliche Prüfung des Entwurfs hat in konstruktiver Hinsicht keine Beanstandungen ergeben. Die Staatsanwaltschaft stellte mangels hinreichender Anhaltspunkte für eine schuldhaft regelwidrige Bauausführung das Verfahren ein. Da aber zu dem Bau eine baupolizeiliche Genehmigung noch nicht vorlag, wurden gegen den Mitinhaber der Unternehmerfirma und den Bauleiter wegen Übertretung des § 367 Ziffer 15 R.Str.G.B. durch Strafbefehl Geldstrafen von je 50 RM. festgesetzt. Ky.

Die Erweiterung des Hafens von Antwerpen.

Der Hafen von Antwerpen wird an Stelle der geplanten, aber unerschwinglich gewordenen Flußverlegung durch einen Hafenkanal erweitert, der die alten Hafenanlagen günstig mit der unteren Schelde verbindet und die Wasserfläche des Hafens von 145 auf 300 ha, die Länge der inneren Kaimauern von 19 auf 27 km, und der Kaimauern im Gezeitenbereich von 5 auf 7,5 km vergrößert. Der Hafenkanal ist, einschl. des Vorhafens am letzten alten Hafenbecken, 5,2 km, die Seeschleuse 334 m und die Ausmündung nach der Schelde 510 m lang (Abb. 1). Die Sohlbreite des Hafenkanals ist in der Strecke mit Ufermauern 300 m, in derjenigen mit Pflasterböschungen 140 m. Der Wasserstand, der in der Schelde zwischen — 1 und + 7 m ü. M. schwankt, wird im Hafenkanal auf + 4 m ü. M. gehalten. Drei Klappbrücken von 35 m Lichtweite und 7,5 m Verkehrsbreite mit 2 Minuten Öffnungs- oder Schließungszeit sind vorgesehen, eine über das Oberhaupt der Seeschleuse, zwei in 350 m Abstand über die Häupter des Vorhafens, von denen stets eine abwechselnd geschlossen sein soll. Die Kosten, ohne diejenigen für die Klappbrücken, sind mit 120 Mill. Frank veranschlagt.

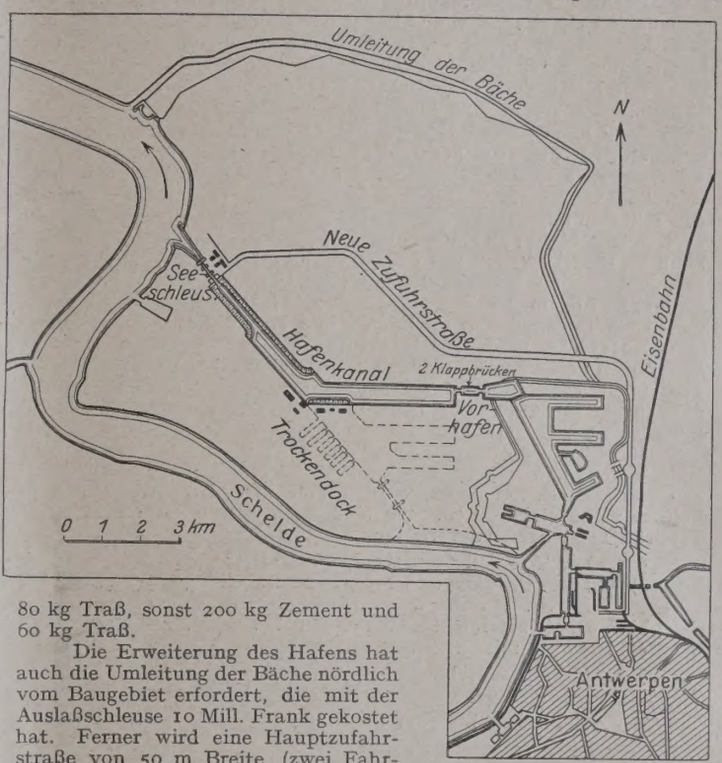
Die Seeschleuse, mit doppelten Schiebetoren in jedem Haupt, hat zwischen den äußeren Toren 270 m, zwischen den inneren 226 m nutzbare Länge, 35 m lichte Weite und 10 m Tiefe unter Nullwasser bei 7,5 m Höhe darüber, so daß die Seeschiffe unabhängig von den Gezeiten durch die Schleuse gehen können. Die Häupter und die Schleusenkammer sind unabhängig voneinander gegründet, der 5 m starke Boden der Häupter so kräftig bewehrt, daß er auch dem ungünstigsten Auftrieb standhält, der 2 m starke Kammerboden hingegen für das Durchtreten von Grundwasser durchlöchert. Boden und Wände der Häupter sind erst verbunden worden, als keine weiteren Setzungen zu erwarten waren, und für die Bewehrung dementsprechend bis dahin Bewegungsspielraum freigehalten worden. Die Häupter haben beiderseits der doppelten Torkammern von 41 m Länge, 8 m Einlaß- und 10 m Innenweite, noch Nischen zum Einsetzen von Hilfstoren, um bei Beschädigung eines Haupttores dieses durch das andere Haupttor und ein Hilfstor für das Trockenpumpen einschließen zu können (Abb. 2 und 3).

Die Schiebetore, die schwimmend bewegt werden, sind 36,50 × 7,10 × 18 m groß, unten mit Beton- und Gußeisenballast beschwert, um ein gefahrloses Schwimmen zu sichern, darüber mit Wasserballast- und Luftkammern ausgestattet, deren mittelste die elektrischen Pumpen dazu enthält. Das Schiebetor läuft auf zwei achträdrigen Wagen, die so wenig über den unteren Rand ihrer Kammern vorragen, daß sie darin, nach Verdrängen des Wassers mittels Druckluft, nachgesehen und ausgewechselt werden können. Für den Notfall ist auch die Bewegung der Tore auf hölzernen Schlitten vorgesehen, für die Bahnen aus poliertem Granit vorhanden sind. Die Laufschienen für die Torräder haben am Mund der Torkammern leicht herausnehmbare Einsatzstücke, damit der Verschlußkörper (Schwimmer) beim Leerpumpen der Torkammer auch unten dicht anliegt. Die Dichtungshölzer der Tore sind 40 × 40 cm starkes Hartholz. Schlamm unter dem Tor wird durch kräftige Wasserstrahlen von den Pumpen im Tor weggespült. Das Tor öffnet und schließt in je 3 Minuten mittels gefederter Kupplungen ein elektrisch angetriebener Laufwagen, der an Zahnstangen geführt und mit Sicherheits-Ausschalt- und Brems-Einrichtungen ausgestattet ist.

Die Umläufe sind für eine Füllung oder Entleerung der Schleuse in 10 min bemessen und haben zu diesem Zwecke auf jeder Seite der Schleusenkammer 12 Auslässe von 4 × 2,5 m Querschnitt. Da dabei Wassermengen bis 50 000 m³ zu bewegen sind und keine für die Schiffe gefährlichen Strömungen auftreten dürfen, ist die Wassergeschwindigkeit durch Erweiterung der Umläufe in den Kammerwänden auf 34 m² und durch drosselnde Einbauten im Umlaufboden an jedem Auslauf auf ein unschädliches Maß gebracht (Abb. 4). Jeder Umlauf hat in jedem Schleusenhaupt zwei Rollschützen mit Rollenleitern (Bauart Stoney), einen davon als Ersatz, und zwei Gleitschützen zum Absperren der Schützenkammer beim Leerpumpen. Auch die Umläufe in den Kammerwänden können streckenweise zwischen Hilfsschützen trockengelegt werden, für die Falze vorbereitet sind. Die Rollschützen werden durch runde Kupferstangen in den Ecken beim Eintritt der Schützen in die Führungsgehäuse gedichtet; ihr Gewicht genügt auch beim größten Gefälle von 5 m für die Abwärtsbewegung.

Der 510 m lange Mündungskanal von der Seeschleuse nach der Schelde erweitert sich von 55 auf 375 m und hat im Anschluß an die Schleuse beiderseits rd 100 m lange hölzerne Leitwerke aus Hartholz mit Führungen aus 18 m langen tannenen Rundholzflößen davor. Weiter hinaus stehen an beiden Ufern in Abständen von 50 m zusammengeschnürte Bündel aus je 20 Hartholzpfählen zum Festmachen der Schiffe; die äußersten Pfahlbündel an der Schelde sind besonders kräftig gestaltet.

Für die Betonmauern ist Rheinkies und Rheinsand, Traß von Andernach und belgischer Zement verwendet worden, auf je 0,66 m³ Kies und 0,525 m³ Sand für die Gründungen 250 kg Zement und 80 kg Traß, sonst 200 kg Zement und 60 kg Traß.



Die Erweiterung des Hafens hat auch die Umleitung der Bäche nördlich vom Baugebiet erfordert, die mit der Auslaßschleuse 10 Mill. Frank gekostet hat. Ferner wird eine Hauptzufahrstraße von 50 m Breite (zwei Fahrbahnen, Straßenbahnkörper, vier Radfahr- und Fußwege) nach den neuen Hafenanlagen nötig, die 60 Mill. Frank kosten wird. (Nach L. Bonnet, Baudirektor der Hafenerweiterung in Antwerpen, im Génié civil vom 6. Febr. 1926, S. 125—132.) N.

Umleitung des Marne-Hochwassers um Paris.

Die starken Regenfälle des letzten Winters haben wieder die Gefahr einer schweren Überschwemmung für Paris nahe gebracht und damit wieder die Erörterung der Abhilfemaßnahmen aufleben lassen, die nach dem großen Hochwasser von 1910 eingesetzt hatte. Die Aufspeicherung von 700 bis 800 Mill. m³ Hochwasser in Talsperren scheitert schon an den Baukosten von 2000 Mill. Frank, da eine lohnende Ausnutzung der Stauräume zur Kraftgewinnung kaum möglich ist, und der nach 1910 ausgearbeitete Plan zur Ableitung von 500 m³ Hochwasser aus der Marne, dem nächsten Nebenfluß der Seine oberhalb von Paris, nach der Seine unterhalb der Stadt durch einen 38 km langen Kanal würde die jetzt auf 900 Mill. Frank zu schätzenden Baukosten auch nicht lohnen. Ingenieur E. Maynard weist jedoch im Génie civil vom 12. Februar 1926 darauf hin, daß eine Umleitung von 250 m³ Marne-Hochwasser schon eine befriedigende Entlastung für Paris gegen 1910 ergäbe, da inzwischen auch das Abführungsvermögen der Seine in Paris vergrößert worden ist, und hierfür ein Kanal von 18,7 km Länge näher an der Stadt genügte, Allerdings müßte ein solcher Kanal einen Geländerücken von rd. 20 m Höhe überwinden, wozu aber drei Einsenbetonrohre von 6,5 m Durchmesser und 3,2 km Länge und ein Pumpwerk von 115 000 PS für 23 m Widerstandshöhe ausreichten, während der anschließende Kanal nur ein halbelliptisches Gerinne aus Eisenbeton von 14 m Breite und 4 m Wassertiefe erforderte. Für eine Heberleitung gibt das verfügbare Gefälle keine genügende Leistung. Die Kosten dieser Anlage veranschlagt Ing. Maynard auf 285 Mill. Frank und die jährlichen Betriebskosten auf 7,5 Mill., die (bei 9%) einem Kapital von 83 Mill. Frank entsprechen, so daß der Gesamtaufwand mit 368 Mill. Frank erst 40% der Kosten des erstgeplanten Kanals von 900 Mill. erreicht.

Bei dieser Gelegenheit macht Ing. Maynard auf die Möglichkeit aufmerksam, durch Grundwasserstandsbeobachtungen in den Zuflußgebieten der Seine Hochwasserschätzungen auf Monate hinaus zu machen, da in dem ziemlich durchlässigen Untergrund des Einzugsgebietes sich die Regenmengen, die der Untergrund noch aufzunehmen vermag, also die Zeit bis zu seiner Sättigung und zum Ansteigen des oberirdischen Abflusses genügend sicher schätzen lassen. N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

AGO-Ausschuß für die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure.

Geschäftstelle: Berlin-Lichterfelde, Karlstr. 99. Fernspr. L. 1040.

Neufassung der Gebührenordnung für städtebauliche Leistungen.

Die in der Gebührenordnung der Architekten vom 1. 7. 1923, Abschnitt VII, §§ 31—35, und in der Gebührenordnung der Ingenieure vom 1. 7. 1923 Abschnitt VI, §§ 33—37, gleichlautend abgedruckte Gebührenordnung für städtebauliche Leistungen ist gänzlich überholt.

Den Mitgliedern des AGO wird daher empfohlen, bis zur Anerkennung einer Neufassung durch die Reichsbehörden die nachstehende, vom AGO beschlossene Fassung bereits zur Anwendung zu bringen.

Gebühren für städtebauliche Leistungen. Arten der Leistungen. § 1. Städtebauliche Arbeiten betreffend: A. Allgemeine Aufteilungspläne (Nutzungspläne, Regionalpläne); B. Bebauungspläne; C. Teilbebauungspläne (Pläne für einzelne Stadt- oder Ortserweiterungsgebiete); D. städtebauliche Einzelarbeiten (Pläne für städtebauliche Einzellösungen mit Grundriß und Aufriß der Bauten); E. Bebauungspläne zu Wohnsiedlungen (mit Parzellierung und Gebäudestellung). Allgemeine Aufteilungspläne (A) als selbständige Arbeiten gelten als Teilleistungen im Sinne des § 14 a der G. O. der Arch.

Leistung und Teilleistung. § 2. Jede der vorstehenden Leistungen besteht aus folgenden Teilleistungen: a) Ortsbesichtigung, Programmaufstellung; b) Vorentwurf (probeweise Lösung der Aufgabe in Skizze); c) Entwurf nebst den erforderlichen schriftlichen oder mündlichen Erläuterungen.

Bauentwürfe und Vorentwürfe dazu, wie sie bei städtebaulichen Einzelarbeiten, Wohnsiedlungen u. a. zur völligen Klarstellung der Aufgabe i. d. R. notwendig werden, sind in den nachstehenden Gebühren nicht einbegriffen. Sie sind nach den Gebührensätzen für bauliche Leistungen zu vergüten.

§ 3. Die Teilleistungen werden bewertet:

a) Ortsbesichtigung und Programmaufstellung mit	20	Hundertsteln der Gesamtgebühr
b) Vorentwurf mit	40	
c) Entwurf mit	40	

§ 4. Gebührentafel.

Bei Flächen bis .... ha Größe beträgt die Gebühr:		für 1 ha M.
A. Für allgemeine Aufteilungspläne	1 000 ha	5,00
	1 500 „	4,50
	2 000 „	4,00
	2 500 „	3,60
	3 000 „	3,30
	4 000 „	3,00
	5 000 „	2,80
	10 000 „	2,50
	15 000 „	2,40
	20 000 „	2,20
	über 20 000 „	2,00
B. Für Bebauungspläne	100 ha	25,00
	200 „	22,00
	400 „	19,00
	600 „	16,00
	800 „	14,00
	1 000 „	12,00
	1 500 „	10,00
	2 000 „	9,00
	über 2 000 „	8,00
C. Für Teilbebauungspläne	20 ha	100,00
	30 „	80,00
	50 „	60,00
	80 „	50,00
	100 „	45,00
	150 „	36,00
	200 „	30,00
	über 200 „	25,00
D. Für städtebauliche Einzelarbeiten	1 ha	3 000,00
	2 „	2 600,00
	4 „	2 200,00
	6 „	1 900,00
	10 „	1 500,00
	15 „	1 200,00
	20 „	1 000,00
	über 20 „	900,00

Bemerkung: Die Flächen werden auf die nächst untere Stufe abgerundet, solange die Gebühr dadurch höher wird.

Bei Aufgaben, deren Lösung höhere kultur-, kunstgeschichtliche, landschaftliche oder wirtschaftliche Werte berührt, erhöhen sich diese Gebühren je nach der Bedeutung der Aufgabe.

E. Für Bebauungspläne zu Wohnsiedlungen.

Für Flächen bis zu .... Wohneinheiten beträgt die Gebühr	für 1 Wohneinheit M.
100	15,00
200	12,00
300	10,00
400	8,00
500	7,00
über 500	6,00

Berlin, den 10. November 1925.

Der Vorstand des AGO.

Der Vorsitzende: Prof. Dr.-Ing. Brix, Geh. Regierungsrat

Der Geschäftsführer: Fr. Eiselen, Reg.-Baumeister a. D.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Bearbeitet vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W. 50.

Deutschland: Ausstellungsschutz genießen Erfindungen, Muster und Warenzeichen der Messen: Königsberg vom 14.—17. Februar und vom 15.—18. August 1926, Breslau vom 7.—9. März und vom 5.—7. September 1926, Kiel vom 13.—16. März und vom 26.—29. September 1926, allgemeine Messen vom 21.—25. März und vom 12.—19. September 1926 in Köln, und technische Messe ebenda vom 21.—30. März 1926, allgemeine Messen vom 11.—14. April und 26. bis 29. September 1926 in Frankfurt a. M., und technische Messen ebenda vom 9.—14. April und vom 24.—29. September 1926.

Ein neuer Patentamts-Gebührentarif ist in Vorbereitung und sieht im wesentlichen eine Herabsetzung der Patentgebühren für die späteren Patentjahre vor. Durchgreifend neue Gesichtspunkte der Gebührenregelung sind leider auch vom neuen Tarif nicht zu erwarten.

Australien: Hat dem Washingtoner Protokoll vom 2. 6. 1911 der Internationalen Union zugestimmt.

Finnland: Bei Vollmachten genügt jetzt Bestätigung durch zwei Privatpersonen. Eine am 29. 10. 25 bekanntgemachte Verordnung regelt genau die Anfertigung der Patentunterlagen.

Holland: Seit Schaffung des Patentgesetzes im Jahre 1912 bis Ende 1924 sind 29 349 Patente angemeldet, 15 359 bekanntgemacht worden. Im Jahre 1924 wurden 3078 Patente angemeldet.

Italien: Der Ausübungszwang für deutsche Anmelder ist auf Grund von Gegenseitigkeit ähnlich wie für die Schweiz aufgehoben.

Rußland: Abbildungen und Druckstöcke von Warenzeichen müssen Firma und Niederlassungsort des Anmelders aufweisen. Eine bis zum russischen Konsul beglaubigte Bescheinigung des Präsidenten des Reichspatentamtes, daß juristische Personen der Union SSR in Deutschland Warenzeichenschutz genießen, ist bei Warenzeichen-Anmeldungen in Rußland vor deren Eintragung einzureichen. Bei mehreren Anmeldungen derselben Firma kann auf eine derartige Bescheinigung verwiesen werden.

Spanien: Von 1902 bis Ende 1923 wurden 57 774 Patente erteilt, davon 3869 im Jahre 1925.

Die Sonderausstellung „Fließarbeit“ auf der Kölner Herbstmesse.

Die im Rahmen der technischen Messe in Köln (12.—17. September) veranstaltete Sonderausstellung „Fließarbeit“ verspricht eine der interessantesten Ausstellungen zu werden, die man bisher auf Messen gesehen hat. Die Ausstellung, die unter der technischen Leitung des Ausschusses für wirtschaftliche Fertigung beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit (Berlin) steht, soll durch praktische Darstellung von Fließzeilen aus mehreren Industriezweigen einen Überblick über den Stand und die Möglichkeiten einer Arbeitsweise geben, die für die gesamte Wirtschaft von allergrößter Bedeutung ist. Eine Reihe großer Firmen, deren Betriebe nach den neuen Grundsätzen der Rationalisierung eingerichtet sind, werden in anschaulicher Weise fließende Fertigung, bei der jedes einmal angefaßte Stück bis zur endgültigen Form zeitlich und örtlich fortlaufend fertiggestellt wird, vorführen. Gezeigt wird z. B. das Zusammensetzen von Motoren, Kistenverpackung, Hemdenfabrikation, die Anfertigung von Arbeiterkleidung, die Herstellung von Pralinen, das Abfüllen von Weinbrand bis zur versandfreien Packung und anderes mehr.

Mit der Sonderausstellung, die von mehreren Verbänden der Metallindustrie tatkräftig unterstützt wird, wird eine wissenschaftliche Tagung verbunden, auf der von maßgebenden Persönlichkeiten der Praxis und der Wissenschaft die technische sowie die betriebs- und volkswirtschaftliche Bedeutung der Fließarbeit behandelt werden soll.

Mitgliederversammlung des Vereins Beratender Ingenieure e. V. (V. B. J.), Berlin-Lichterfelde, Roonstr. 35, I.

Die diesjährige Mitgliederversammlung des Vereins Beratender Ingenieure e. V. (V. B. J.), Berlin-Lichterfelde, Roonstr. 35, I findet vom 4.—6. September in Breslau statt. In der am 6. September im Sitzungssaal der Handwerkskammer zu Breslau, Blumenstr. 8, um $9^1/_2$ Uhr vormittags veranstalteten öffentlichen Sitzung werden folgende Vorträge mit anschließender Aussprache gehalten:

1. „Die Wasserversorgung von Deutsch-Oberschlesien" (Rosenquist-Breslau).
2. „Welchen Vorteil bietet der Beratende Ingenieur bei einem Fabrikbau" (Zieger-Zittau).
3. „Lage der Weltwirtschaft und der deutschen Wirtschaft" (Simon-Berlin).

Zu dieser Veranstaltung sind Gäste willkommen.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 22. Juli 1926.

Kl. 5 c, Gr. 4. G 60 785. Charles Gascard, Wiesbaden, Kaiser-Friedrich-Ring 76. Vorrichtung zum Rauben mehrteiliger Grubenstempel. 26. 2. 24.

Kl. 20 a, Gr. 11. K 87 004. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Lauf- und Bremswerk an Hängeschnellbahnen. 29. 8. 23.

Kl. 20 a, Gr. 12. B 119 380. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Einrichtung zum Messen und Ablesen der Windstärke bei Personen-Seilschwebebahnen. 21. 4. 25.

Kl. 20 h, Gr. 1. D 46 560. Dr.-Ing. Hans Dreyer, München, Texelbergstr. 44. Vorrichtung zur ständigen, selbsttätigen Überwachung des Eisenbahngleises unter den fahrenden Zügen. 17. 11. 24.

Kl. 37 f, Gr. 1. C 37 270. Gaston Couture-Laffas, Le Vésinet, Seine & Oise; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bauweise für Schaustellungssäle. 7. 10. 25.

Kl. 42 c, Gr. 17. O 14 261. Optische Anstalt C. P. Goerz A.-G., Zehlendorf, Wannseebahn. Standlinienentfernungsmesser. 23. 5. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. S 57 317. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Sortieren und Mischen von Materialien, insbes. Beton u. dgl. 20. 8. 21.

Kl. 80 a, Gr. 7. Sch 73 660. Walter Schindler, Bern, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Zweiteilige Mischtrommel. 28. 3. 25.

Kl. 80 b, Gr. 2. K 94 215. John Keith Kiddle, Melbourne, Australien; Vertr.: Dr. G. Winterfeld, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Brennen von Kalkstein. 14. 5. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. K 93 236. Paul Kestner, Boulogne sur Seine, Frankr.; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung eines feuerfesten Zementes. 7. 3. 25. Frankreich 21. 3. 24.

Kl. 81 e, Gr. 21. B 120 748. Jean Bill, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Wentzel, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Transport- und Verladeeinrichtung für Massengüter. 10. 7. 25. Schweiz 15. 7. 24.

Kl. 81 e, Gr. 136. R 65 203. Fa. Rheinische Maschinenfabrik, Neuß. Silo für staubförmige und körnige Materialien. 22. 8. 25.

Kl. 85 c, Gr. 3. J 26 448. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Ruhr, Zweigertstraße 57. Verfahren und Vorrichtungen zur Reinigung von Abwasser in einem mit Kolloidfängern versehenen Absetzbecken. 22. 7. 25.

Kl. 85 c, Gr. 3. J 36 529. Dr.-Ing. Karl Imhoff, Essen, Ruhr, Zweigertstraße 57. Vorrichtung zur Reinigung von Abwasser in einem mit Kolloidfänger versehenen Absetzbecken; Zus. z. Anm. J 26 448. 11. 8. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. D 47 816. Paul Dittmeyer, Ludwigsburg. Vorrichtung zum Reinigen von durch Schwimm- und Sinkstoffe verunreinigtem Wasser mittels eines endlosen Sieb- oder Rechenbandes. 21. 4. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. F 58 357. Bamag-Meguin, Aktiengesellschaft, Berlin. Verfahren zur Verteilung des zu reinigenden Wassers oder Abwassers auf verschiedene Tiefen des Klärbehälters. 16. 3. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 22. Juli 1926.

Kl. 19 a, Gr. 31. 432 382. Fritz Stober, Oppeln, O.-S., Eichendorffstraße 1. Schienenstoßfeilmaschine. 17. 9. 24. St 38 414.

Kl. 19 d, Gr. 3. 432 383. Christoph & Unmack Akt.-Ges., Niesky, O.-L. Eiserner Brückenbalken mit Holzfüllstücken für die Schienenlagerung. 9. 5. 24. C 34 822.

Kl. 20 i, Gr. 4. 432 478. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastraße 17. Anschlußweiche für Grubenbahnen. 18. 1. 23. K 84 648.

Kl. 37 a, Gr. 7. 432 297. Serban George Cantacuzène, Bukarest, Rumänien; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer gegen Wärme und Verdunstungsverluste schützenden Bekleidung für Metallbehälter. 19. 5. 25. C 36 693. Rumänien 31. 5. u. 2. 6. 24.

Kl. 37 b, Gr. 2. 432 298. Adolf Possekel, Berlin-Schöneberg, Apostel-Paulus-Str. 32. Verfahren zur Herstellung tragfähiger Isolierplatten. 27. 6. 25. P 52 092.

Kl. 37 f, Gr. 2. 432 393. Schulz & Kling A.-G., München. Silo mit Zellenlüftung. 8. 2. 25. Sch 72 980.

Kl. 37 f, Gr. 4. 432 299. Compagnie Electro-Mécanique, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg 5. Bockgerüst für elektrische Freileitungen. 7. 5. 24. C 34 815. Frankreich 5. 11. 23.

Kl. 80 a, Gr. 34. 432 345. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Vorrichtung zum Formen der Muffenrohrenden eisenbewehrter Betonrohre. 18. 2. 25. H 100 625.

Kl. 81 d, Gr. 1. 432 470. Robert Hennecke, Charlottenburg, Lindenallee 30. Müllabfuhrwagen. 3. 9. 25. H 103 355.

Kl. 84 a, Gr. 3. 432 350. Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G., Oberhausen, Rhld. Rollschütz. 12. 8. 24. G 61 978.

Kl. 84 d, Gr. 2. 432 351. Keystone Driller Company, Beaver Falls, Penns., V. St. A.; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Löffelbagger mit am heb- und senkbaren Ausleger gelenkig sitzendem Löffelstiel. 16. 7. 24. K 90 266.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Ford Motor Company, ihre Organisation und ihre Methoden. Von Emil Honemeier. Geheftet RM. 3.25, in Halbleinen RM 4.

Das sehr anregende Buch enthält eine Beschreibung der Ford Motor Company und ihrer Organisation der technischen und kaufmännischen Methoden in übersichtlicher Form. Es ist eine Zusammenfassung alles dessen, was in der deutschen Literatur in den letzten Jahren über den gleichen Gegenstand bekannt geworden ist.

Die Darstellung ist leicht faßlich und wird zur Einführung in die Materie gute Dienste leisten. E. P.

Irrtum und Wahrheit über Wasserkraft und Kohle. Von Oberbaurat M. Gerbel. Die Bedeutung der Energiequellen für die industrielle und landwirtschaftliche Produktion. VI. u. 68 S. Verlag von Julius Springer. Wien 1925, Preis: geh. RM 1,80, geb. RM 2,40.

Wenn auch die Ausführungen des Verfassers rein auf österreichische Verhältnisse zugeschnitten sind, so können sie doch mit gutem Recht die Beachtung weitester Kreise für sich in Anspruch nehmen.

Verfasser war von der Gesellschaft für Wärmewirtschaft mit der Aufgabe betraut, den Einfluß des Ausbaues der österreichischen Wasserkräfte auf die Kohlenwirtschaft der österreichischen Länder zu untersuchen. Er legt in dem vorliegenden Buche das Ergebnis seiner Untersuchungen vor.

Es gehört mit zu den wenig erfreulichen Erscheinungen der Nachkriegszeit, daß auch in wirtschaftlich-technischen Erwägungen und in der Vorbereitung von Unternehmungen das Schlagwort vielfach eine Rolle gespielt und eine Wirkung ausgeübt hat, die schwer verträglich war mit der nüchternen Sprache der Tatsachen und den Forderungen nach Wahrheit und Sachlichkeit. Zu den Gebieten, auf denen diese Wirkung am lautesten sich äußerte, gehört unzweifelhaft das des Wasserkraftausbaues. Wasserkräfte sollten mit einem Male Helfer aus aller Not, vor allem der Not mit der Kohle sein. Daß diese Erscheinung in einem Lande besonders lebhaft sich zeigte, das wie Österreich plötzlich vollkommen arm an Kohle wurde, nachdem es vorher über reiche Schätze verfügt hatte, ist verständlich. Aber auch bei uns in Deutschland sind wir nicht vor gleichem verschont geblieben. Auch wir haben eine Überschätzung der Bedeutung unserer Wasserkräfte hinsichtlich ihres Einflusses auf die Beseitigung auch unserer Kohlennot erfahren müssen. Die Zeiten haben sich augenblicklich wieder gewandelt. Zur Zeit haben wir wieder einmal Kohlen genug, auf der anderen Seite fehlen die Mittel vielfach zum Ausbau unserer Wasserkräfte.

Es mag darum fraglich erscheinen, ob das Buch Gerbels im gegenwärtigen Zeitpunkt für uns in Deutschland noch das — um ein Fremdwort einmal zu gebrauchen — aktuelle Interesse hat. Der Anschein spricht dagegen. Und doch möchte ich ein Interesse bejahen, einmal, weil für uns die Voraussetzungen für den Ausbau unserer Wasserkraftwirtschaft doch noch anders gelagert sind als für unsere österreichischen Nachbarn, dann auch, weil auch bei uns die wissenschaftliche, auf Tatsachenmaterial gestützte Erkenntnis über die günstigste volkswirtschaftliche Verwendung unserer Wasserkräfte m. W. noch nicht vorliegt. Gerbel hat für Österreich im vorliegenden Buche den Nachweis erbracht, in welchem Zweige der Volkswirtschaft

seines Landes am zweckmäßigsten die Wasserkräfte ihre Verwendung finden können; er findet sie in Anlagen zur großzügigen Erzeugung von künstlichem Dünger zwecks Verringerung der notwendigen Einfuhr von Getreide. Für Deutschland fehlt meines Wissens eine gleichartige grundsätzliche Untersuchung. Ich verkenne nicht die Schwierigkeiten ihrer Durchführung, die bei uns ungleich größer sein werden als in Österreich. Immerhin aber sollten diese Schwierigkeiten nicht Anlaß sein, sie überhaupt nicht zu versuchen. Wenn wir auf dem Standpunkte stehen, daß der Ausbau unserer — ausbauwürdigen — Wasserkräfte, eine wichtige, vielleicht eine der wichtigsten volkswirtschaftlichen Notwendigkeiten nach wie vor ist, dann müssen wir auch über die weitere wichtigste Frage Klarheit gewinnen, wie die beste volkswirtschaftliche Verwendung der zu gewinnenden Kräfte sein muß. Dazu kann das Buch Gerbels ein brauchbarer Wegweiser sein. Heiser.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ausbildung der akademischen Bauingenieure.

Im Anschluß an die im Rahmen der Vortragsreihe über „Wirtschaftlichkeit im Bauwesen" im letzten Winter stattgehabten Erörterungen über die Frage: „Wie kann beim akademischen Studium der Bauwissenschaften der Notwendigkeit wirtschaftlicher Ausbildung Rechnung getragen werden?" — sind in einem besonderen Arbeitsausschuß für Ausbildungsfragen der akademischen Bauingenieure praktische Vorschläge für Ausgestaltung des Hochschullehrplanes für Bauingenieure und damit zusammenhängende Ausbildungsprobleme behandelt worden. In diesem Ausschuß arbeiten Hochschullehrer von verschiedenen preußischen und außerpreußischen technischen Hochschulen, namhafte Vertreter großer Ingenieurbauunternehmungen sowie beamtete Bauingenieure zusammen. Die Beratungen gingen von den bekannten, seinerzeit im Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen erörterten Richtlinien von Professor Dr. Ing. e. h. Aumund-Berlin über „Die nächsten Aufgaben in der Weiterentwicklung der technischen Hochschule" aus. Es wurde dazu vom Standpunkt des Bauingenieurwesens aus im wesentlichen zustimmend Stellung genommen und beschlossen, die von den Bauingenieuren dazu zu stellenden Forderungen zu klären und seinerzeit im Einvernehmen mit dem Deutschen Ausschuß für technisches Schulwesen bei den maßgebenden Stellen zur Sprache zu bringen.

Bei der Arbeit des Ausschusses stand naturgemäß zunächst der wirtschaftliche Unterricht der Bauingenieure auf den technischen Hochschulen im Vordergrund, doch wurde im weiteren Verlauf auch auf die Ausgestaltung des gesamten Lehrplanes und die Art des Unterrichts, ferner auf die dringenden Fragen der Praktikantenausbildung sowie der Fernhaltung ungeeigneten Zuzuges vom Studium der Bauingenieurwissenschaften eingegangen.

Aus den Verhandlungen über die Ausbildungsfragen seien folgende Punkte hervorgehoben, über die im Ausschuß im wesentlichen grundsätzliche Übereinstimmung herrschte:

1. Eine Weiterentwicklung des Hochschulunterrichts der Bauingenieure ist als notwendig zu bezeichnen, insbesondere in Richtung der Durchdringung des technischen Unterrichts mit wirtschaftlichem Erkenntnisstoff und Einführung besonderer wirtschafts-, betriebs- und rechtswissenschaftlicher Vorlesungen. Dabei ist der volkswirtschaftliche Unterricht nach andern Gesichtspunkten zu behandeln, als es auf den Universitäten geschieht, und möglichst durch einen Ingenieur zu erteilen. Die genannten Lehrfächer sollen auch Prüfungsfächer sein.

2. Die Ausbildung besonderer „Verwaltungsingenieure" kommt für das Bauingenieurwesen nicht in Frage.

3. Für das akademische Bauingenieurstudium ist ein einheitlicher Lehrgang festzustellen und dessen Einführung an allen technischen Hochschulen zu fordern.

4. Lehrpläne, Handhabung des Unterrichts und Gestaltung der Prüfungsbestimmungen müssen in allen Teilen auf zeitgemäße Höhe gebracht werden.

5. Die Ausgestaltung des Hochschulunterrichts soll nicht durch die besonderen Anforderungen des Staates für seinen Dienst entscheidend beeinflußt werden.

6. Eine vorzeitige Spezialisierung des Studiums auf Einzelgebiete der Bauingenieurwissenschaften ist aus grundsätzlichen pädagogischen Erwägungen heraus und im Hinblick auf die Ungewißheit der späteren Betätigung der Studierenden in der Praxis abzulehnen. Die beiden ersten Studienjahre sollen im wesentlichen den Hilfswissenschaften und den Grundlagen der Fachwissenschaft gewidmet sein, während das Studium der eigentlichen Fachwissenschaft unter Betonung eines Hauptgebietes die beiden letzten Jahre in Anspruch nehmen soll. Tieferes Eindringen in Spezialgebiete muß weiterer Fortbildung nach dem Studium vorbehalten bleiben, wozu die Außeninstitute der technischen Hochschulen ihren Wirkungskreis entsprechend auszubauen haben werden.

7. Die Ausgestaltung des Unterrichts im Bauingenieurwesen darf eine weitere Belastung der Studierenden nicht bringen. Es ist im Gegenteil eine Entlastung auf dem Wege der Erhöhung des Wirkungsgrades des Unterrichtsbetriebes durch Vereinfachung und Verbesserung der Organisation, Vermehrung des Lehr- und Assistentenpersonals, Ausnutzung der modernsten Hilfsmittel zur Förderung des Anschauungsvermögens und des Übungsunterrichts u. a. m., aber auch auf dem Wege der Beseitigung gewisser Hilfswissenschaften aus dem Hochschulunterricht und Durchsetzung der Forderung ihrer ausreichenden Behandlung im Lehrplan der höheren Schulen anzustreben.

8. Eine Verbesserung der praktischen Ausbildung vor, während und nach der Studienzeit ist notwendig, insbesondere ein Ausnutzen der Ferien zu wirklich praktischer Tätigkeit auf der Baustelle, nicht im Entwurfsbüro.

9. Die Ausbildung nach vollendeten Hochschulstudien beim Eintritt in die Praxis wird teils dem Staate, wie bisher, teils Selbstverwaltungskörpern, teils den einzelnen privaten Unternehmungen überlassen bleiben müssen, die dafür besonders zu interessieren sein würden.

10. Den in der Praxis stehenden Ingenieuren ist die Möglichkeit zu geben, sich mehr als bisher fortzubilden.

Die vorgenannten Fragen sollen nunmehr im einzelnen weiter eingehend untersucht werden, um zu bestimmten Vorschlägen für die zur Durchführung der aufgestellten Forderungen zu treffenden Maßnahmen zu gelangen.

Ganz besondere Wichtigkeit wurde in dem genannten Arbeitsausschuß ferner der Frage der Fernhaltung ungeeigneten Zuzuges vom akademischen Studium der Bauwissenschaften, insbesondere der Ingenieurwissenschaften beigemessen. Es herrschte Übereinstimmung darüber, daß die zur Zeit vorliegenden Verhältnisse hinsichtlich der Zahl der Studierenden sowohl, wie hinsichtlich ihrer Vorbildung und Eignung so ernst sind, daß alles versucht werden muß, um die einer wirksamen Abhilfe zweifellos entgegenstehenden großen Schwierigkeiten zu überwinden. Als Mittel zur Abhilfe kommen in Betracht: Aufklärung durch die Presse und durch Einwirkung in den höheren Schulen, Treffen einer Auslese, möglichst bei Beginn, jedenfalls in einem möglichst frühen Zeitpunkt des Studiums, durch Beurteilung der Praktikantentätigkeit und Einführung von Semesterprüfungen für die ersten Semester, schließlich Verschärfung der Vor- und Hauptprüfung. Von der Aufklärung durch die Presse wird ausgiebiger Gebrauch zu machen sein. Auch soll der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gemeinsam mit dem DATSCH herausgegebene Führer für die Berufswahl, „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs", der bereits die scharfe Selbstprüfung des angehenden Akademikers auf besondere Eignung als unerläßlich bezeichnet, in der nächsten Auflage die Eignungsfrage in besonders eingehender Weise behandeln und die Folgen der Vernachlässigung eindringlich darstellen.

Die Auswertung der Praktikantenzeit für die Auslese verlangt, daß für die Ausbildung der Praktikanten ein bestimmter — wenn auch nicht starrer — Plan vorgeschrieben und die Zulassung zum Studium von dem Nachweis der Erfüllung dieser Ausbildungsvorschriften abhängig gemacht wird. Freilich ist dazu grundlegende Voraussetzung, daß die Ausbildung des akademischen Nachwuchses durch die sich dieser Aufgabe unterziehenden Bauunternehmungen mit dem größten Ernst gehandhabt wird, daß für die Betrauung mit dieser verantwortungsvollen Aufgabe besondere Eignung vorhanden und sichere Gewähr für zuverlässige Durchführung gegeben ist, und daß schließlich die ordnungsmäßige Erfüllung der übernommenen Ausbildungsverpflichtung durch wirksame Zwangsmittel sichergestellt wird.

Eine Auslese erst durch besonders scharfe Handhabung der Vor- und Hauptprüfung und nur durch diese allein zu erzwingen, bedeutet in dem fortgeschrittenen Stadium eine zu große Härte und wird deshalb kaum je voll wirksam werden. An der Notwendigkeit, ernsthaft nach Mitteln zu suchen, die ungenügende Eignung zum Bauingenieurstudium und -beruf so früh wie möglich klarzustellen und daraufhin die Ungeeigneten mit Erfolg vom Studium fernzuhalten, kann daher nicht mehr vorübergegangen werden. Daß bei der außerordentlichen Notlage auch vor der Anwendung außerordentlicher Mittel nicht zurückgeschreckt werden darf und vielleicht manche der in normalen Zeiten geübten Rücksichten — vorübergehend wenigstens — zurücktreten muß, wird nach Ansicht des Ausschusses in den Kauf genommen werden müssen. B.

Besichtigungen.

Am Mittwoch, den 1. September d. Js., nachmittags 4½ Uhr, wird eine Besichtigung der Baustelle der Siemens-Bauunion G. m. b. H. bei dem Kreuzungstunnel der AEG.-Schnellbahn mit dem Landwehrkanal stattfinden.

Treffpunkt 4½ Uhr pünktl. Kottbuser Ufer, Ecke Kottbuser Brücke.

Für Ende nächsten Monats ist die Besichtigung der Wasserwerksbauten bei Stolpe vorgesehen.

Besondere Einladung für beide Besichtigungen an die Mitglieder der Ortsgruppe Brandenburg ergeht noch.

Den Einladungen derjenigen Mitglieder, die mit Beitragsanteilen für 1926 noch rückständig sind, legen wir eine Zahlkarte bei und bitten um umgehende Übersendung auf das Postscheckkonto der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin, Nr. 100 329. Der Mitgliedsbeitrag beträgt jährlich RM. 8,—, für Mitglieder, die gleichzeitig Mitglied des VDI sind RM. 6,— und für Junioren RM. 3,—

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 3. September 1926 Heft 36

ERFAHRUNGEN MIT GUSSBETON BEIM BAU DER NORDKAJE DES HAFENS II IN BREMEN*).

Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Hafenbauamt, Bremen.

(Fortsetzung von Seite 664.)

III a) Temperaturmessungen.

An dem eingebauten Beton wurden Temperaturmessungen sofort nach Fertigstellung der einzelnen Baublöcke in den verschiedensten Tiefenlagen vorgenommen. Die Messungen wurden durchschnittlich 4 Wochen lang durchgeführt, und zwar wurde in den ersten 6 Tagen alle 6 Stunden, und später alle 12 Stunden gemessen. Das Ergebnis war folgendes:

1. Verhältnis der Betontemperatur zur Außentemperatur (Abb. 15).

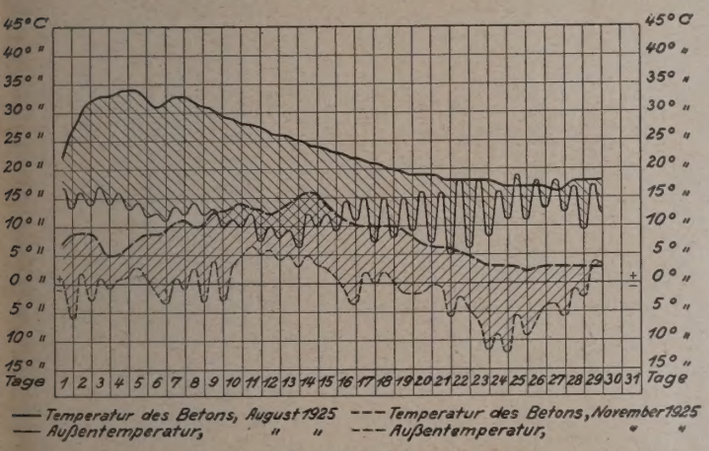


Abb. 15.

Es zeigte sich, daß die Betonwärme im aufsteigenden Ast ihrer Kurve von der Außentemperatur in hohem Maße beeinflußt wird.

Bei hohen Außentemperaturen und geringen Unterschieden zwischen Tag- und Nachttemperaturen setzt die Abbindewärme des Betons rascher und mit höheren Wärmegraden ein als wie bei niedrigen Außentemperaturen und geringen Unterschieden in den Tag- und Nachttemperaturen.

Die Höchstwärme liegt im Durchschnitt auf 35° bei einer Außentemperatur von im Mittel 12/13° C. Bei starken Temperaturunterschieden in den Tages- und Nachtzeiten zeigt die Betonwärme ebenfalls Schwankungen von im Durchschnitt 5° C. Bei Außentemperaturen nahe der Frostgrenze sinkt die Abbindewärme des Betons auf 15° bis 20° C. Geht die Außentemperatur unter 0° C, dann geht auch die Betonwärme zurück, um bei wachsender Außentemperatur alsdann in die alte Kurve wieder zurückzugehen.

Mit der Tiefe im Baublock nimmt der Einfluß der Außentemperatur ab (Abb. 16).

Die Zeit für das Sinken der Betonwärme auf 18° C betrug im Durchschnitt 18/22 Tage. Je tiefer die Außentemperatur lag, desto weniger brauchte der Beton an Zeit, um eine Wärme von 18° C zu erreichen.

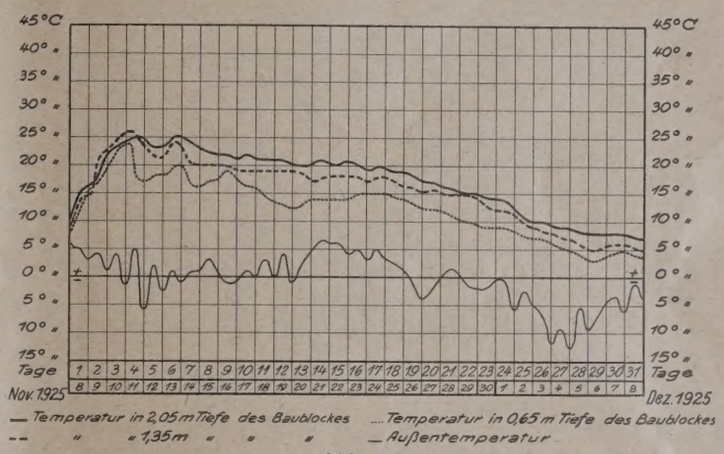


Abb. 16.

Verlauf der Temperaturkurven im Bauwerk.

2. Verhältnis der Betontemperaturen zu den verschiedenen Zementen (Abb. 17):

Verwendet wurden:
Eisenportlandzement, Nordd. Hütte, Bremen,
Nordd. Zementfabrik, Misburg,
Alemannia Zement, Höver.

Zwischen dem Eisenportlandzement und dem Nordd. Zement, kurz „Misburg" genannt, besteht kein wesentlicher Unterschied. Ihre Temperaturkurven laufen annähernd parallel.

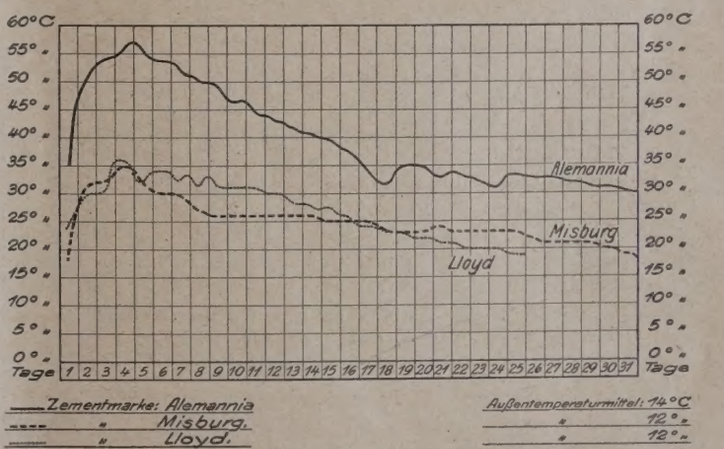


Abb. 17.

Anders verhält es sich mit dem Alemannia-Zement, der meiner Ansicht nach infolge seines glänzend durchgeführten Brenn- und Mahlprozesses und wegen seines höheren Kalkgehaltes eine höhere Energie entwickelt und bei einer zur Zeit der Prüfung allerdings um etwa 2° C höheren Außentemperatur und einem etwas stärkeren Baublock eine Betonwärme bis zu 58° C am vierten bzw. fünften Tage entwickelte.

*) Der in Heft 34 und im vorliegenden Heft veröffentlichte Aufsatz bildet den Anfang einer Buchveröffentlichung des Verfassers unter dem Titel: „Die rationelle Bewirtschaftung des Betons" (Verlag von Julius Springer, Berlin W 9). Die weiteren Kapitel werden umfassen: a) Einfluß von Zuschlagstoffen und Bindemitteln auf die Betonfestigkeit, b) Einfluß des Wassergehaltes, c) Einfluß des Traßzusatzes, d) Die Prüfung der Baustoffe und des Betons und die Überwachung der Betonbereitung, e) Zusammenfassung und Folgerungen.

3. Verhältnis der Betontemperatur zur Stärke der Baublöcke (Abb. 18):

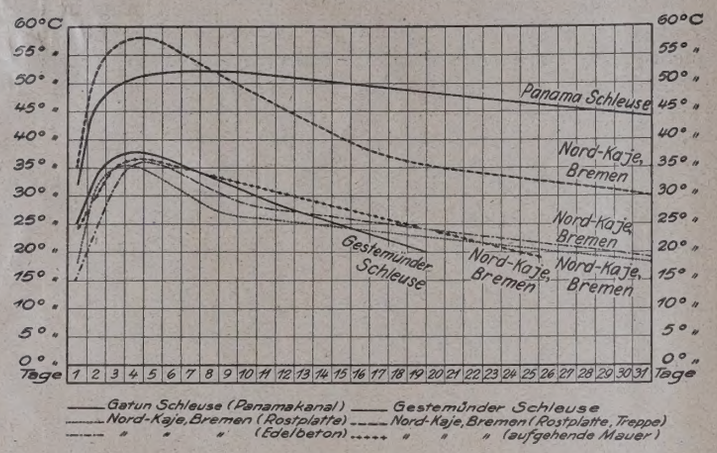


Abb. 18.

Die Stärke des Baublockes hat auf die Abbindewärme des Betons keinen so großen Einfluß, wie man wohl glaubt, da bei den verhältnismäßig großen Baublöcken in Geestemünde Temperaturen von 38° C und bei den Panamaschleusen solche von 52° C gemessen und bei den verhältnismäßig schmalen Mauerquerschnitten bei der Kajemauer in Bremen Durchschnittstemperaturen von 37° C, bei Verwendung von Alemannia-Zement sogar 58° C ebenfalls erreicht wurden.

III b) Risseerscheinungen.

Risseerscheinungen im Bauwerk wurden bis auf einen Fall nlcht festgestellt. Dieser letztere betrifft einen Baublock, der allerdings an einem Vorsprung der Mauer lag und sich dadurch ungleichmäßig ausdehnen konnte. Es ist hier nicht der Beton des in Arbeit befindlichen Baublocks gerissen, sondern der als Schalung dienende Splittbeton und das Verblendmauerwerk, die bereits früher hergestellt waren und Temperaturen von nur etwa 18° C besaßen.

Die Ursache ist darin zu suchen, daß der infolge seiner großen Hitze sich zuerst ausdehnende Baublock durch seine Haftung an dem Splittbeton und an dem Verblendmauerwerk diese nach der freien zurückspringenden Seite auseinanderriß, weil die bereits auf 18° C abgekühlten Bauwerksteile, Splittbeton und Verblendmauerwerk, dem raschen Temperaturwechsel nicht folgen konnten.

In den geraden Mauerstrecken, wo ebenfalls alle 60 m Temperaturfugen angeordnet wurden, traten Risseerscheinungen nicht auf, trotzdem an den Bauwerksteilen, die im Sommer betoniert wurden, nach etwa 3 Monaten Schwindmaße an den Temperaturfugen bis 10 mm festgestellt wurden. Ich führe das Nichtauftreten von Rissen auf den verringerten Wasserzusatz und ferner darauf zurück, daß zwischen den Temperaturfugen Baublöcke von 15 m Länge betoniert wurden. Infolge dieser drei weiteren Arbeitsfugen, deren Arbeiten bis zu 2 mm festgestellt wurde, übte das Schwinden des Betons auf das Bauwerk keinen schädlichen Einfluß aus. Daß die Schwindmaße bei den vertikalen Arbeitsfugen kleiner sind als an den Temperaturfugen, ist darauf zurückzuführen, daß die Konstruktionseisen bei den Arbeitsfugen durchlaufen.

Die Erfahrung lehrt also:

Der schwächste Teil des Gußbetonbauwerkes sind und bleiben, trotz aller theoretischen Versuche, in der Praxis immer die Arbeitsfugen. Alles Aufrauhen, Nässen, Schlemmen und Vernähen mit Bruchsteinen und Rundeisen hilft nichts. Man sehe daher die vertikalen Schichtfugen im Bauwerk von vornherein an den Punkten vor, wo sie ohne Schaden arbeiten können und benutze sie als Ausgleich der auftretenden inneren Betonspannungen, dann kann man damit das Unangenehme mit dem Zweckdienlichen verbinden.

Horizontale Arbeitsfugen sind hinsichtlich der Schwindmaße nicht so unangenehm, da sie durch das Schwergewicht der darüberliegenden Massen zusammengepreßt werden. Außerdem treten sie wegen der im allgemeinen geringen Höhe nur in ganz geringem Umfange auf.

III c) Ermittelung des Betondruckes.

Es ist bekannt, daß der Seitendruck sowohl auf die Schalung wie auf die Verblendung bei Gußbeton ein erheblich größerer ist als bei Stampfbeton. Die Angaben, die bislang über die Höhe des Druckes gemacht waren, gehen erheblich auseinander. Während die Amerikaner mit einem Druck von etwa $^1/_3$ mehr als bei Wasser rechnen, bin ich seinerzeit nach den Erfahrungen für die Berechnung der Betonschalungen für den Schleusenbau Geestemünde zu $^3/_4$ des Wasserdruckes gekommen.

Bei dem Bau der neuen Kajemauer in Bremen habe ich wiederum den Betondruck für die Berechnung der Stärke der Verblendung (vergl. Abb. 19) mit $^3/_4$ Wasserdruck angenommen und durch Versuche über die Zugfestigkeit von Betonmörtel 1 : 3, der für die Herstellung des Klinker- und Sandsteinmauerwerkes verwendet wurde, nach 20 und 24 Stun-

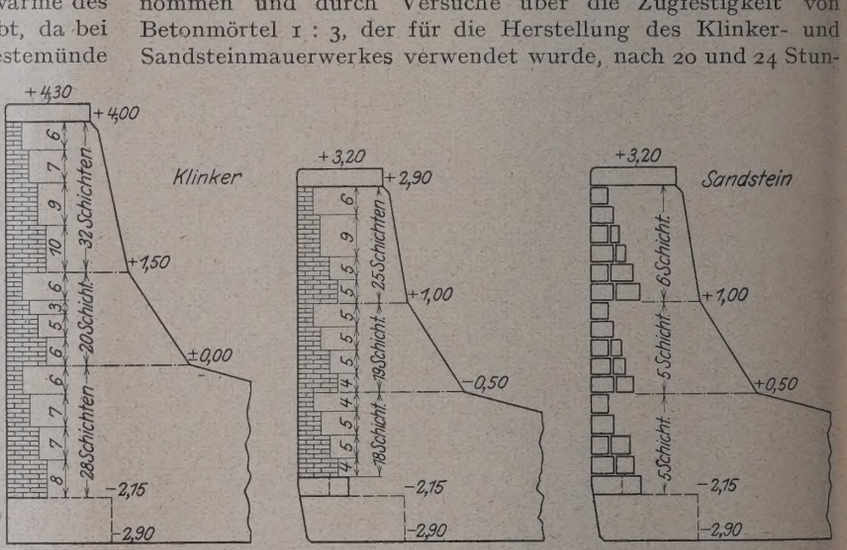


Abb. 19. Verblendmauerwerk für die Kajemauer.

den und nachträglicher Rechnungsführung mit den Erfahrungswerten, die bei einem Ausweichen des Verblendmauerwerks gewonnen wurden, die Richtigkeit meiner Annahme festgestellt. Durch Entfernung der Trennwandschalungen in verschiedenen Baublöcken wurde der mittlere Böschungswinkel des Betons zu 30° festgestellt. Auch die Ermittlung nach der Erddruckformel

$$E_b = \frac{1}{2}\,\gamma\, h^2\, tg^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$$

ergab die Höhe des Betondruckes zu $^3/_4$ des Wasserdruckes

Der Betondruck auf die Seitenwände hängt von folgenden Faktoren ab:

1. Art des Mischungsverhältnisses.
2. Art der Zuschlagsstoffe.
3. Zusatz von Traß.
4. Wasserzusatz.
5. Größe des Schalungsraumes.
6. Betonleistung pro Stunde.
7. Betonierungshöhe pro Tag.
8. Lage der Gießrinnen im Schalungsraum.
9. Fließgeschwindigkeit und Fallhöhe des Betons.

Hiervon üben die sechs letzten Umstände den größten Einfluß aus.

Zu beachten ist ferner, daß beim Einbringen des Betons in den Schalungsraum die Gießrinnen nicht zu dicht an die Schalung bzw. Verblendung, also mindestens in 2 bis 3 m Entfernung in der Gießrichtung und 1,5 m seitlich der Gießrichtung, herangerückt werden, da sich sonst der Betondruck naturgemäß durch die Wucht der herabstürzenden Betonmassen in erheblichem Maße vermehrt und alsdann zum Einstürzen der Seitenwände führen kann. Ist der Schalungsraum kleiner als die oben angegebenen Mindestentfernungen, dann müssen entweder die Seitenwände verstärkt werden oder die Einbringung des Betons muß mit sehr langsamer Fließgeschwindigkeit und in geringer Fallhöhe erfolgen.

III. d) Betonfestigkeitsprüfungen.

Die während der Bauausführung der Kajemauer vorgenommenen Festigkeitsprüfungen von Beton erstreckten sich auf folgende Gebiete:

1. Prüfung der Festigkeiten des für den Bau der Kajemauer verwendeten Betons.
2. Vergleich der Festigkeiten der unter 1. hergestellten Probewürfel mit den aus dem fertigen Bauwerk herausgestemmten Würfeln.
3. Die Prüfung der Festigkeiten verschiedener Zemente im Beton bei verschiedenen Mischungsverhältnissen, aber gleichem Wasserzusatz in Raumprozent.
4. Die Feststellung des Einflusses von Traßzusatz auf den Beton bei Verwendung verschiedener Zemente, verschiedener Mischungsverhältnisse und verschieden hohen Wasserzusatzes in Raumprozent.
5. Vergleich der Festigkeiten von Beton bei Verwendung verschiedener Zuschlagstoffe und verschiedener Mischungsverhältnisse, aber gleichen Wasserzusatzes in Raumprozent.
6. Vergleich der Festigkeiten von Beton bei verschiedenem Wasserzusatz und verschiedenen Mischungsverhältnissen.

Die Versuchsreihen wurden durchschnittlich zweimal, oft sogar drei- und viermal, und zwar zeitlich getrennt, mit jeweils zwei Würfelproben durchgeführt.

Es hatte sich nämlich gezeigt, daß es infolge der verschiedenen Wertigkeit der einzelnen Zementsorten, wie ich später unter Kapitel III f noch näher ausführen werde, zu Trugschlüssen führen kann, wenn man sich auf eine Probe zu drei Würfeln beschränkt und aus ihnen alsdann das Mittel zieht.

Ein einwandfreieres Bild ergibt die zeitlich getrennte doppelte Prüfung zu je zwei Würfeln mit verschiedenen Zementproben und, wenn dann die Versuchsergebnisse noch nicht übereinstimmen, die 3. Prüfung.

Meiner Ansicht nach sind auch die vielen widersprechenden Untersuchungsergebnisse auf die zu einseitig aufgebauten einmaligen Prüfungen zurückzuführen. Wie sehr die Ergebnisse schwanken können, zeigen die nachfolgenden Druckergebnisse von vier Versuchsreihen:

Betonmischungsverhältnis: =	(1 : 6) 193 Lit. Zement und 13 Raum % Wassergehalt	(1 : 1/4 : 6) 193 Lit. Zement und 48,25 Lit. Traß und 13 Raum % Wassergehalt
1. Versuchsreihe: =	(198)/(176) kg/cm²	148/142 kg/cm²
2. Versuchsreihe: =	117 „	„
3. Versuchsreihe: =	125/137 „	138/150 „
4. Versuchsreihe: =	138/130 „	169/155 „

Sie zeigen ferner nur zu deutlich, daß wir trotz aller Versuchstätigkeit restlos das „Rätsel Beton" immer noch nicht haben lösen können. — Die geringste Verschiebung in dem Verhältnis der die Festigkeit des Betons erzeugenden, vermehrenden und vermindernden Faktoren, wie ich sie später unter Kapitel III f noch näher besprechen werde, hat auch eine Verschiebung der Druckfestigkeit zur Folge. Wir müssen uns darüber klar sein, „daß trotz seiner rohen und ungefügen Masse der Beton ein Körper ist, der gar nicht vorsichtig und liebevoll genug von der Herstellung des Zementes an bis zur Nachbehandlung des fertigen Betons bearbeitet werden kann".

A. Die Baustoffe.

I. Bindemittel.

1. Zemente:

Portlandzement A.
Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 500 bis 570.
Portlandzement B.
Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 400 bis 500.
Eisenportlandzement C.
Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 400 bis 500.
Hochofenzement D.
Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 400 bis 500.

2. Traß:

Rheinischer Traß.

II. Zuschlagstoffe.

1. Ungesiebter Kies.

Der Kies wurde in der Weser zwischen Allermündung und Dörverden gebaggert.

Um bei allen Würfeln gleiche Zusammensetzungen zu erhalten, wurde der Kies, wie die folgende Kurve (vgl. Abb. 20) zeigt, in seiner Kornzusammensetzung durch Aussiebung festgelegt und das gesamte Material später in den festgesetzten Anteilen für die einzelnen Korngrößen wieder zusammengesetzt. Der Hohlraumgehalt des Kieses wurde in getrocknetem und eingerütteltem Zustande zu 26% festgestellt.

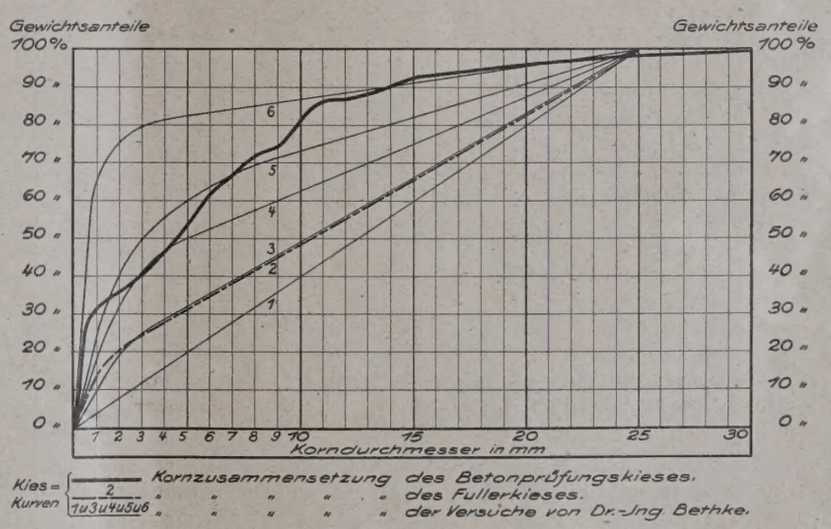


Abb. 20. Kieskurven.

Nach den Untersuchungen der Moorversuchsstation Bremen besteht der „Kies" weit überwiegend aus Buntsandstein. Von Kieselsteinen sind sehr zahlreich Feuerstein und Quarzite, in untergeordneter Menge Basalt, Porphyr und Granit vorhanden. Der „Sand" besteht ganz überwiegend aus Quarzkörnern, denen in geringeren Mengen folgende Mineralien beigemengt sind: Feldspat, Augit, Hornblende; äußerst spärlich Olivin und Glimmer. Organische Bestandteile sind nicht vorhanden.

2. Gesiebter Piesberger Splitt.

Steinmehl von 0 bis 5 mm Korngröße.
Feinsplitt von 2 bis 12 mm Korngröße.
Grobsplitt von 4 bis 24 mm Korngröße.

An Stelle des Steinmehls wurde bei verschiedenen Prüfungen Kiessand von 0 bis 6 mm Korngröße verwendet.

Die Zusammensetzung des Materials geht aus der folgenden Kurve hervor (vgl. Abb. 21, S. 695).

Nach den Mitteilungen des Georgs-Marien-Bergwerks- und Hütten-Vereins, A.-G., Osnabrück, besteht das Piesberger Steinmaterial aus hartem Kohlensandstein.

Das Raumgewicht beträgt 2,5.
Das spezifische Gewicht beträgt 2,667.
Der Dichtigkeitsgrad beträgt 0,968.

Der Bruch ist scharfkantig, flachmuschlig rauh.

Die Druckfestigkeit, im trockenen Zustande parallel zur Lagerichtung ausgeführt, beträgt im Mittel 1947 kg/cm².

3. Fullerkies.

Verwendet wurde ebenfalls Weserkies, der nach der Fullerkurve mit den vorgeschriebenen Korngrößen zusammengestellt wurde.

Sämtliche Zuschlagstoffe wurden im getrockneten Zustande verarbeitet.

III. Wasserzusatz.

Verwendet wurde Leitungswasser. Die Angabe des Wasserzusatzes erfolgte:

a) in Raumprozent der Summe der Einzelrauminhalte der Bindemittel und Zuschlagstoffe;
b) in Litern;
c) als Wasserzementfaktor.

[B. Mischungsverhältnisse.]

Gewählt wurden die Mischungsverhältnisse mit und ohne Traß, wie sie in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt sind:

C. Beton-Mischung.

Gemischt wurde zwei Minuten trocken, zwei Minuten naß unter langsamer Zugabe des Wassers.

D. Lagerung.

Die fertiggestellten Probekörper wurden im erdfeuchten Sand gelagert, um möglichst annähernd gleiche Verhältnisse wie im Bauwerk zu erhalten.

E. Würfelform.

Für die Prüfungen wurden die genormten eisernen Würfelformen 30 × 30 × 30 cm gewählt, da sie den Bauwerksfestigkeiten bei Massenbeton näherkommen als die kleineren 20 × 20 × 20 cm großen Würfel. — Ausgeschalt wurde nach 48 Stunden.

F. Das Abdrücken der Würfel.

Die Würfel wurden nach 28 Tagen in dem Prüfungslaboratorium der bremischen Baudirektion abgedrückt. Verwendet wurde eine 400-t-Öldruckpresse, System Martens, mit Handbetrieb. Die Prüfung erfolgt ständig unter Aufsicht eines Ingenieurs. Das Abdrücken von etwa 1000 Würfeln ergab die Möglichkeit, Erfahrungen zu sammeln.

Zusammensetzung des Betons.

Auf 1 m³ festen Beton entfallen:

Bislang übliche Angabe des Mischungsverhältnisses in Raumteilen der losen Masse	Zement	Traß	Wassergehalt																			
			8 Raum %		9 Raum %		10 Raum %		11 Raum %		12 Raum %		13 Raum %		14 Raum %		15 Raum %		16 Raum %		17 Raum %		18 Raum %		19 Raum %	
	Liter	Liter	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.	Liter	W. Z. F.
1:5	232	—	111,4	0,480	125,3	0,540	139,2	0,600	153,1	0,660	167	0,720	181	0,780	194,9	0,840	208,8	0,900	222,7	0,960	236,6	1,020	250,6	1,080	264,5	1,140
1:1/8:5	232	29	113,7	0,490	127,9	0,551	142,1	0,612	156,3	0,673	170,5	0,735	184,7	0,796	198,9	0,857	213,2	0,918	227,4	0,980	241,6	1,041	255,8	1,102	270	1,163
1:1/4:5	232	58	116	0,500	130,5	0,562	145	0,625	159,5	0,687	174	0,750	188,5	0,812	203	0,875	217,5	0,937	232	1,000	246,5	1,062	261	1,125	275,5	1,187
1:1/2:5	232	116	120,6	0,520	135,7	0,585	150,8	0,650	165,9	0,715	181	0,780	196	0,845	211,1	0,910	226,2	0,975	241,3	1,040	256,4	1,105	271,4	1,170	286,5	1,235
1:3/4:5	232	174	125,3	0,540	140,9	0,607	156,6	0,675	172,3	0,742	187,9	0,810	203,6	0,877	219,2	0,945	234,9	1,012	250,6	1,080	266,2	1,147	281,9	1,215	297,5	1,282
1:6	193	—	108,2	0,560	121,8	0,630	135,3	0,701	148,8	0,771	162,4	0,841	175,9	0,911	189,4	0,981	202,9	1,051	216,5	1,121	230	1,191	243,5	1,261	257,1	1,331
1:1/8:6	193	24,12	110,2	0,570	123,9	0,642	137,7	0,713	151,5	0,785	165,3	0,856	179	0,927	192,8	0,998	206,6	1,070	220,3	1,141	234,1	1,213	247,9	1,284	261,7	1,355
1:1/4:6	193	48,25	112,1	0,580	126,1	0,653	140,1	0,726	154,1	0,798	168,2	0,871	182,2	0,943	196,2	1,016	210,2	1,089	224,2	1,161	238,1	1,234	252,2	1,306	266,2	1,379
1:1/2:6	193	96,50	116	0,600	130,5	0,675	145	0,751	159,4	0,826	173,9	0,901	188,5	0,976	202,9	1,051	217,4	1,126	231,9	1,201	246,4	1,276	260,9	1,351	275,4	1,426
1:3/4:6	193	144,75	119,8	0,620	134,8	0,698	149,8	0,776	164,8	0,853	179,7	0,931	194,7	1,008	209,7	1,086	224,7	1,164	239,6	1,241	254,6	1,319	269,6	1,396	284,6	1,474
1:8	145	—	104,4	0,720	117,4	0,810	130,5	0,900	143,6	0,990	156,6	1,080	169,7	1,170	182,7	1,260	195,8	1,350	208,8	1,440	221,9	1,530	234,9	1,620	248	1,710
1:1/8:8	145	18,12	105,9	0,730	119,1	0,821	132,3	0,912	145,5	1,003	158,8	1,094	172	1,186	185,2	1,277	198,5	1,368	211,7	1,460	224,9	1,551	238,2	1,642	251,4	1,733
1:1/4:8	145	36,25	107,3	0,740	120,7	0,832	134,1	0,925	147,5	1,017	161	1,110	174,4	1,202	187,8	1,295	201,2	1,387	214,6	1,480	228	1,572	241,4	1,665	254,8	1,757
1:1/2:8	145	72,50	110,2	0,760	124	0,855	137,8	0,950	151,5	1,045	165,3	1,140	179,1	1,235	192,9	1,330	206,6	1,425	220,4	1,520	234,2	1,615	248	1,710	261,7	1,805
1:3/4:8	145	108,75	113,1	0,780	127,2	0,877	141,4	0,975	155,5	1,072	169,7	1,170	183,8	1,267	197,9	1,365	212,1	1,462	226,2	1,560	240,3	1,657	254,5	1,755	268,6	1,852

Die neuesten Betonvorschriften besagen, daß der Druck während der Prüfung langsam und stetig zu steigern ist, ungefähr derart, daß die Spannung im Probekörper in der Sekunde um 2 bis 3 kg/cm² zunimmt.

Dieser Vorschrift werden Druckpressen mit Handpumpen nicht einwandfrei entsprechen können, da hier wiederum die große Fehlerquelle der menschlichen Arbeitskraft nicht ausgeschaltet ist. Anfangs erfolgt die Druckzunahme zu rasch, nachher zu langsam Ganz abgesehen davon, daß gerade bei hohen Druckfestigkeiten der Würfel eine Ermüdung des Bedienungsmannes in erheblichem Maße eintritt.

Zu fordern ist daher, daß allgemein Prüfungsmaschinen ohne maschinellen Antrieb nicht mehr verwendet werden dürfen.

Ich weise hierbei auf die Erfahrung hin, die ich bei der Normenprüfung mit Zement gemacht habe. Meine Prüfungsergebnisse lagen immer bis zu 25% unter den Werksattesten. Eine unreelle Prüfungsmethode war bei der in Frage kommenden Zementfabrik meiner Ansicht nach ausgeschlossen. Um dieser

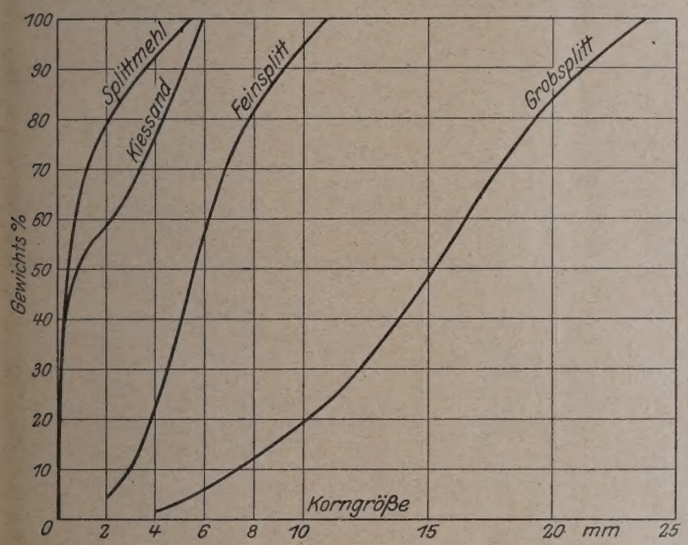


Abb. 21. Zuschlagskurven.

Fehlerquelle auf den Grund zu gehen, erfolgten weitere Zementprüfungen durch den Laboranten der Zementfabrik in dem Prüfungsraume des Hafenbauamtes unter unserer Aufsicht. Tatsächlich kamen nunmehr unsere Ergebnisse bis auf 5 bis 10% an diejenigen heran, die mit demselben Zement aus demselben Sack in der Fabrik gemacht worden waren. — Und worin lag die Ursache? Einzig und allein in der verschiedenartigen Bedienung der Ölpumpe durch den Bedienungsmann, trotz der neuen Betonvorschriften.

Diese erhebliche Fehlerquelle kann aber nicht durch die vorgeschriebene Druckzunahme von 2 bis 3 kg/cm² pro Sekunde ausgeschaltet werden, da die menschliche Arbeitskraft durch Erlassen von Vorschriften nicht zwangsläufig geführt werden kann, sondern nur „durch den maschinellen Antrieb".

Eine weitere Fehlerquelle liegt in der ungleichen Beschaffenheit der Würfel. Trotz aller Sorgfalt bei der Herstellung der Probekörper, trotz peinlichster Sauberhaltung der eisernen Würfelformen läßt es sich, zumindest auf Baustellen, nicht verhindern, daß durch das Arbeitspersonal Verschiebungen in der Planparallelität bis zu 2 mm vorkommen, und diese Verschiebungen und Unebenheiten kann die Prüfmaschine mit der gelenkigen Lagerung der unteren Druckplatte nicht ausgleichen. Die plötzlich abfallende Druckfestigkeit solcher Würfel, die Lage ihrer Druckrisse, weisen immer wieder auf dieselbe Ursache hin.

Ich ging nunmehr dazu über, jeden Würfel im Durchschnitt 5 Tage vor dem Abdrücken auf den betreffenden Druckseiten mit einer 0,5 cm starken Zementabgleichschicht aus Feinsand unter 0,5 mm Korngröße zu versehen. Um hierbei einwandfreie Planparallelität der Abgleichschichten zu erreichen, wurde ein besonders konstruierter Abgleichkasten benutzt, wie die Abbildung erkennen läßt (vgl. Abb. 22 u. 23).

Die oberen Kanten der Seitenteile wurden geschärft und gehärtet; das Abgleichen erfolgte mit einem eisernen Dreikant mit verschieden scharfen Kanten. Die Stärke von 0,5 cm der Abgleichschicht wurde durch ebenso starke Stahlplatten, die unter die Seitenwände in die Zapfen eingelassen wurden, erreicht.

Auf diese Weise wurde die absolut gleiche Planparallelität bei allen Prüfungswürfeln erzielt.

Bei der Herstellung der Guß- und Flußbetonprobewürfel in den eisernen Formen stellte es sich heraus, daß an den Kanten, wo die Seitenteile und der Boden zusammenstoßen, das Wasser austrat. Da jedoch jeder Verlust an Wasser aus der

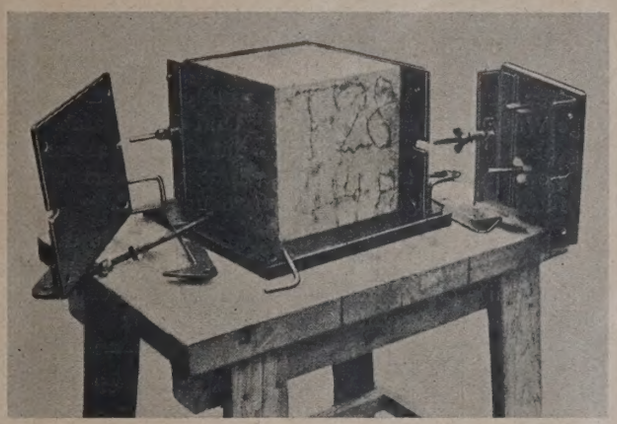


Abb. 22. Geöffneter Abgleichkasten.

Abb. 23. Geschlossener Abgleichkasten.

Würfelform die Druckfestigkeit des Betons erhöht und damit das Prüfungsergebnis verschiebt, ist es unbedingt notwendig, daß sämtliche Kanten gedichtet werden.

Ein weiterer Nachteil des nassen Betons zeigte sich beim Abdrücken, wo die Zerstörung immer am Boden der Würfel zuerst eintrat (vgl. Abb. 24).

Und warum? Das überschüssige Wasser setzt sich sowohl beim Einbringen wie während der 48 stündigen Abbindezeit und Anfangserhärtung in den eisernen Würfelformen in den unteren Schichten des Betonwürfels ab und gibt damit dem Beton zweierlei Festigkeitszonen. Der obere Teil mit geringerem Wasser hat höhere Festigkeit als die untere wasserdurchsättigte Zone. — Zur Kontrolle wurden zwei 60 cm hohe

Säulen von 30 × 30 cm² Querschnitt aus Kiesbeton mit 17 Raumprozent Wassergehalt, mit 232 und 193 Liter Zementzusatz auf „1 cbm festen Beton" hergestellt.

Die Druckfestigkeit nach 28 Tagen ergab sich zu

Säule A			Säule B		
	oben			oben	
Gewicht: 59 kg	134	kg/cm²	Gewicht: 60,5 kg	96	kg/cm²
Gewicht: 61,3 kg	108	kg/cm²	Gewicht: 61 kg	81	kg/cm²
	unten			unten	
232 Liter Zement			193 Liter Zement		

Mit Recht ist daraus für die Praxis zu schließen, daß bei hohen eingebrachten Betonschichten und nassem Beton, der obere Teil des in Arbeit befindlichen Körpers erheblich höhere Festigkeiten erzielen wird, als die unteren, in die das überschüssige Wasser hineinziehen wird. Und diese Gefahr wächst, wenn grobes Zuschlagmaterial in falscher Kornzusammensetzung gewählt und auf die Herstellung eines dichten Betongefüges nicht die nötige Sorgfalt verwendet wird.

Um alle zur Beurteilung der Druckfestigkeit des Betons erforderlichen Faktoren bei Vornahme der Proben zu erfassen, ist es notwendig, die Prüfungsliste dementsprechend auch aufzustellen, wie es das nachfolgende Beispiel zeigt:

Ferner sollte man grundsätzlich die Betonkörper vor der Festigkeitsprüfung weißen, um das erste Auftreten und den Verlauf der Risse genau verfolgen zu können. Denn gerade die

Abb. 24. Verlauf der Druckrisse.

Lage der Risse gibt manchen Aufschluß über die erreichte Festigkeit. Man sollte sich daher, wenn irgend angängig, nicht mit der Vorlage der Festigkeitsergebnisse begnügen, sondern selbst bei der Prüfung anwesend sein. Die anscheinend „verlorene" Zeit macht sich später doch „glänzend" bei der Beurteilung des Betons bezahlt.

Mischungsverhältnis	Wasserzusatz in Raumprozent	Wasserzusatz in Litern	Mahlfeinheit des Zementes, Rückstand auf dem Maschensieb 900	Mahlfeinheit des Zementes, Rückstand auf dem Maschensieb 4900	Normenfestigkeit des Zementes nach 28 Tagen kg/cm²	Gewicht des Würfels in kg	Bezeichnung des Würfels	Art der Lagerung des Würfels	Druckfestigkeit nach ..... Tagen kg/cm²	Lage der Druckrisse
.. . Liter Zuschlagstoffe										
.... Liter Zement										
.... Liter Traß										

(Schluß folgt.)

DER FUNKTURM IN BERLIN.

Von Franz Czech, Essen.

Als Wahrzeichen der vorjährigen Berliner Radiomesse hat die Messeleitung einen Funkturm erstellen lassen (Abb. 1), der unter den in Deutschland bestehenden zwar nicht der höchste, aber zweifelsohne architektonisch der wirksamste ist. Möglich wurde die Entfaltung architektonischer Mittel nur dadurch, daß der Turm in weitgehendem Maße zum Aussichtsturm ausgebaut wurde.

Das über einem quadratischen Grundriß von 18 m Seitenlänge aufsteigende vierwandige Bauwerk gliedert sich in den Unterbau, den Aufbau und die Spitze. Der mit einem Haupt- und einem Zwischensystem ausgefachte Unterbau läuft in eine doppelte Rahmenkonstruktion aus, die dem Restaurant und den darunter liegenden Wirtschaftsräumen den Ausblick und den Querverkehr freigibt. Während die aufsteigenden Umgrenzungslinien des Unterbaues leicht geschwungen sind, steigt der in seinen Pfosten und in der Ausfachung wesentlich leichter und einfacher gehaltene Aufbau in gradliniger Verjüngung an, als Abschluß den Turmkopf tragend, der aus einem geschlossenen Aussichtsturm mit darüberliegender Plattform besteht. Die Turmspitze verläuft zunächst gradlinig weiter, setzt an der Scheinwerferplattform ab und mündet in 133,5 m Höhe in der Dachbekrönung des Scheinwerferraumes.

Die Zweckbestimmung des Turmes erforderte natürlich einen entsprechenden Ausbau. Bequem und ohne jede Einschränkung ist das mit allen neuzeitlichen Mitteln (elektrisches Licht, Zentralheizung, Wasser aus eigenem Hochbehälter) ausgestattete Restaurant durch einen Aufzug und eine 1,3 m breite Treppe zu erreichen. Diese Verkehrsmöglichkeit besteht bis zur Aussichtsplattform des Turmkopfes, jedoch bis hierher mit einer Einschränkung. Der Turmaufbau über dem Restaurant bietet gerade noch Platz für den Aufzug und für die Treppe, jedoch keinen mehr für den zwischen der Treppe und dem offenen Aufzugschacht vorgeschriebenen Schutzstreifen von mindestens 70 cm. Gegen die Verkleidung des Aufzugschachtes sprachen mehrere Gründe: Aussehen, Kosten und die nicht unbeträchtliche Windangriffsfläche. Die Einschränkung besteht nun darin, daß der Turmkopf vom Restaurant aus nicht gleichzeitig durch die Treppe und durch den Aufzug zugänglich ist. An den Zugangstüren der Treppe (im Restaurant und im Turmkopf) sind elektrische Schalter angebracht, die beim Öffnen dieser Türen den Strom zum Antriebsmotor des Fahrstuhls unterbrechen, infolgedessen kann der Fahrstuhl, sobald jemand die Treppe betritt, nicht fahren. Automatisch tritt außerdem beim Öffnen der Zugangstüren ein Riegel vor, der das vollkommene Schließen

der Türen und damit zusammenhängend das Wiedereinschalten des Stromes verhindert. Das Zurückziehen des Riegels ist nur dem Turmwärter mit einem besonderen Schlüssel möglich. Auf diese Weise ist dafür gesorgt, daß etwa auf der Treppe sich befindende Menschen nicht gefährdet werden. Die in der Turmspitze unterhalb der Scheinwerferplattform untergebrachte elektrische Aufzugwinde besitzt der großen Förderhöhe und

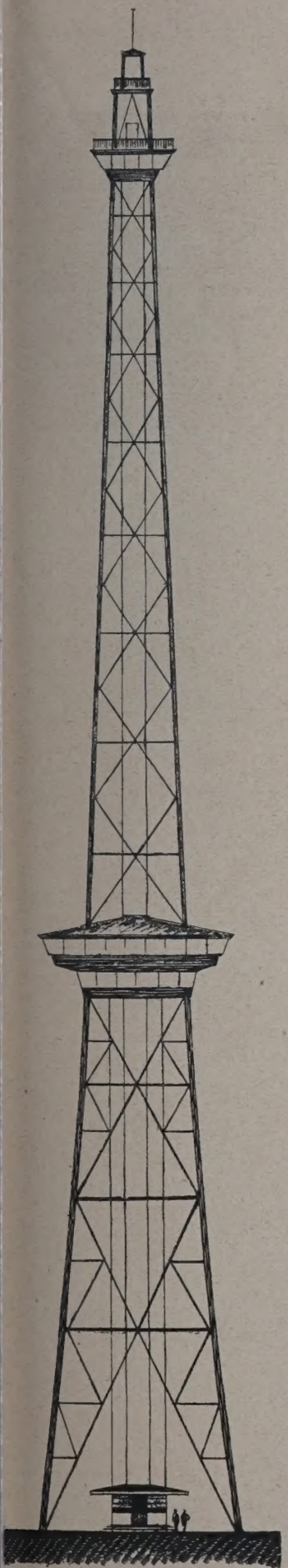
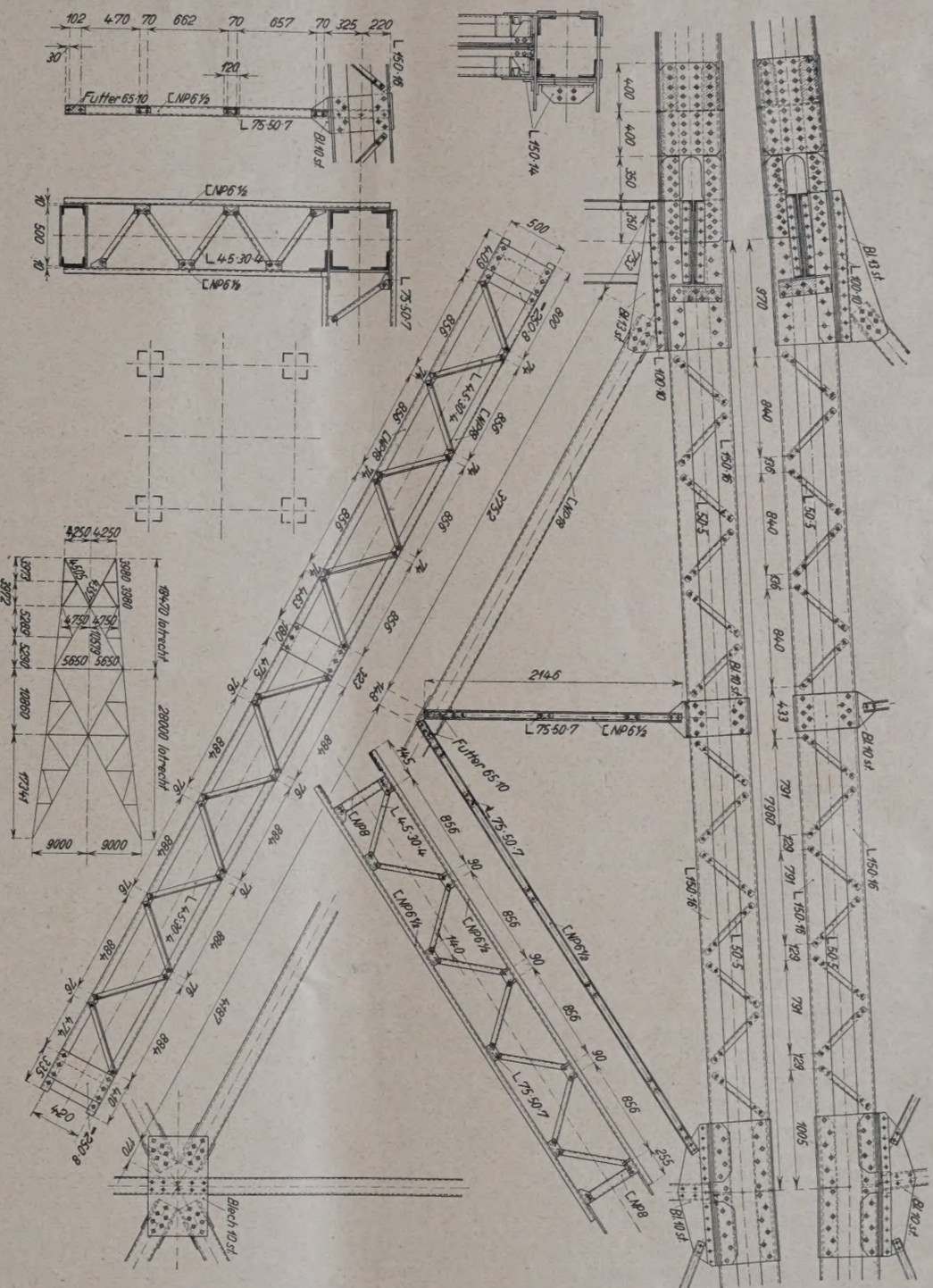


Abb. 1. Der Funkturm in Berlin.


102 470 70 662 70 657 70 325 220
30
120
Futter 65·10
[NP6½
L 75·50·7
L 150·16
[NP6½
L 45·30·4
[NP6½
L 75·50·7
500
[NP8
L 45·30·4
[NP8
[NP6½
L 75·50·7
4250 4250
3880 3880
4750 4750
5650 5650
18440 lotrecht
28000 lotrecht
9000 9000
2146
Futter 65·10
L 75·50·7
[NP6½
L 45·30·4
[NP8
[NP6½
[NP6½
L 75·50·7
[NP8
Blech 10 St
Bl 10 St
L 150·16
L 150·16
L 150·16

Mehr an Werkstatt- und Nietarbeit, da nun einmal ohne jeden Aufwand nichts zu erreichen ist. Bis zu etwa 80 m Höhe besteht der Eckpfosten aus vier starken Winkeleisen, die so eng wie möglich zusammengelegt und in allen vier Ebenen vergittert sind. Über 80 m Höhe besteht der Eckstiel aus geschlossenen Profilen, was wegen des Eisansatzes in größerer Höhe notwendig ist. Die aus ⌐⌐ bestehenden Füllungsstäbe sind bei größeren Profilen in zwei Ebenen vergittert, bei kleineren nur in der Mittelebene (kurze Anschlußwinkel in Stegmitte). In einem wie im anderen Falle sind die Stäbe nicht nur an den Enden und an den Zwischenknotenpunkten durch Bindebleche und Stege verbunden, sondern auch noch zwischendurch. Die Vergitterung ist so eng gehalten, daß der Schlankheitsgrad des Einzelstabes denjenigen des Gesamtstabes niemals überschreitet. Besondere Schwierigkeiten waren bei der Konstruktion der doppelten Stockwerksrahmen des Restaurants zu überwinden, die aus der Neigung der Turmpfosten und aus der Durchdringung der Auslegerunterzüge erwuchsen.

Lieferung und Aufstellung der Eisenkonstruktion besorgte die Fa. Hein, Lehmann & Co. in Berlin, von der auch der technische Entwurf zu dem Bauwerk stammt, während dem Architekten Prof. Heinrich Straumer die architektonische Durchbildung der Einzelheiten oblag. Die beim Bau des Turmes zu überwindenden Schwierigkeiten lagen weniger auf technischem als auf baupolizeilichem Gebiete. Das Ungewöhnliche der Bauaufgabe, vermutlich auch noch die in die gleiche Zeit fallenden Unfälle beim Bau des Funkturms in Königswusterhausen, brachten alle möglichen Behörden mit ihren Sonderwünschen auf den Plan. Der Ausbau des Restaurants, das einen strittigen Punkt zwischen der Bauleitung und den zuständigen Behörden bildet, ist vorläufig zurückgestellt. Strittig sind nicht nur Fragen der Verkehrssicherheit, sondern auch noch rein architektonischer Natur. An den vier Ecken des auskragenden Restaurants sollen entgegen der Entwurfsanordnung und der statischen Notwendigkeit später Streben gegen die Turmpfosten eingebaut werden. Eine Kunstkommission soll dann an Hand der Ausführung entscheiden, ob diese Streben des besseren Aussehens wegen bleiben sollen oder nicht.

Die Montage, die für den eigentlichen Turm nicht mehr als acht Wochen in Anspruch nahm, verlief ohne jeden Unfall, während die Montage des bereits erwähnten Funkturmes in Königswusterhausen etwa ein Jahr dauerte.

Ausgangspunkt der Montage bildete ein 70 m hoher abgespannter Mast, der von der Messe-Gesellschaft zur Aufnahme einer provisorischen Antenne angefordert worden war und den die Firma Hein, Lehmann & Co. ohne weiteres ihrem Montagepark entnehmen konnte (Abb. 3). Von diesem Mast aus, der später auf 130 m verlängert wurde, erfolgte die Montage des Turmes. Zwei um 180 ° schwenkbare Ausleger, deren Aufzugseile von je einer elektrischen Winde getrieben wurden, dienten zum Hochziehen und zum Einbau der Einzelteile des Turmes.

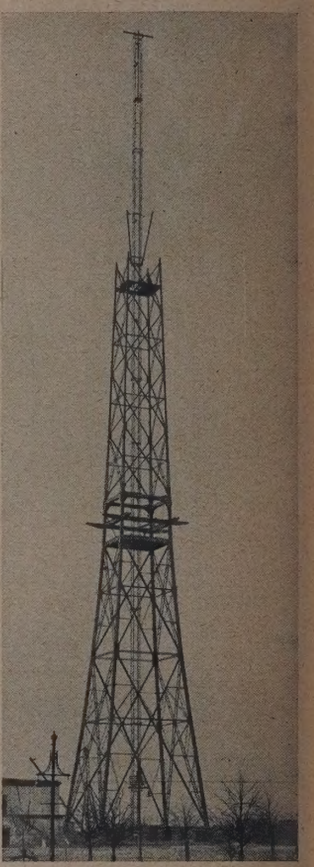


Abb. 3.
Während der Montage.

EIN EINFACHER SATZ ÜBER DIE BESTIMMUNG DER FIXPUNKTABSTÄNDE UND SEINE ANWENDUNG BEI DER RAHMENBERECHNUNG.

Von Dipl.-Ing. Karl Seytter, München.

Übersicht. Es wird ein einfacher Satz angegeben, ähnlich den bekannten Mohrschen Sätzen über Winkeldrehung und Durchbiegung, der die Beziehungen der Größen, von denen die Lage des Festpunktes abhängt, angibt. Es wird gezeigt, wie mit Hilfe dieses Satzes und der bekannten vier Mohrschen Sätze die Berechnung des in Stützen eingespannten kontinuierlichen Trägers ohne Inanspruchnahme fertiger unübersichtlicher Formeln durchgeführt werden kann.

Der in der Praxis stehende Ingenieur bevorzugt der Einfachheit halber die graphisch-rechnerische Methode gegenüber den rein mathematischen Methoden. Deshalb ist auch die Berechnung von rahmenartigen Tragwerken mit Hilfe der Festpunkte sehr verbreitet, obgleich sie in vielen Fällen noch eine Zusatzberechnung notwendig macht. Die Berechnung der Festpunkte erfolgt, soweit es sich nicht um den einfachen kontinuierlichen Balken handelt, meist nach Formeln, die mehr oder weniger elegant, in den einschlägigen Werken angegeben werden.

Diese Formeln werden mit Vorteil durch einen einfachen Satz ähnlich den Mohrschen Sätzen ersetzt, der die Beziehungen der für den Festpunkt maßgebenden Größen zur Lage desselben anschaulich macht. Da Verfasser, der ihn seit Jahren schon mit Vorteil verwendet, bisher in der Literatur nichts Ähnliches gefunden hat, sei der Satz hier veröffentlicht.

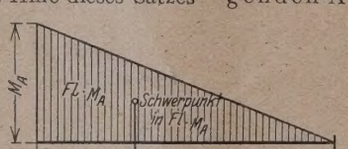


Abb. 1.

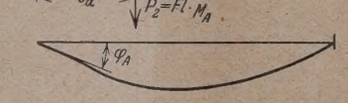


Abb. 2.

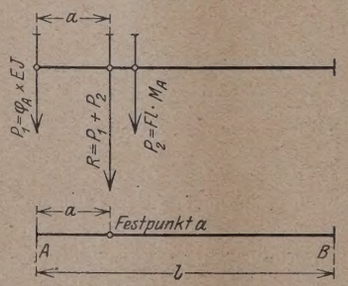


Abb. 3.

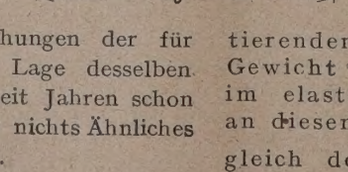


Abb. 4.

„Der Abstand des Fixpunktes an einem elastisch eingespannten Stab von dem ihm zunächst liegenden Auflager ist gleich dem Abstand einer resultierenden Kraft R, die sich zusammensetzt aus einem Gewicht P_1, dessen Größe gleich dem Drehwinkel im elastisch eingespannten Auflager, angreifend an diesem Auflager, und aus einem Gewicht P_2 das gleich der reduzierten Momentenfläche $\left(\frac{M}{EJ}\right)$ des

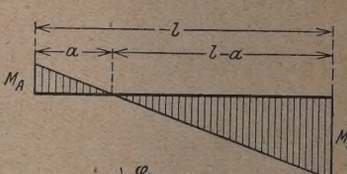
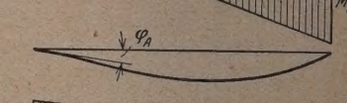


Abb. 5.



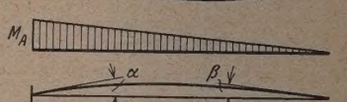
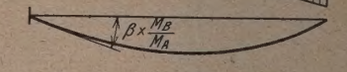


Abb. 6.

Abb. 7.



zu dem oben angegebenen Auflagerdrehwinkels gehörenden Einspannmomentes und das im Schwerpunkt dieser Momentenfläche angreift."

In vorstehenden Abb. 1—4 (Seite 698) ist der Satz an einem Beispiel für konstantes Trägheitsmoment dargestellt. In diesem Falle wird der E × J-fache Drehwinkel und die E × J-fache Momentenfläche von M_A verwendet.

Der Beweis für den angegebenen Satz sei an Hand vorstehender Abb. 5—7 (Seite 698) gegeben.

Wenn durch das Moment M_A die Einspannung am Auflager A elastisch um den Winkel φ gedreht wird, so muß wegen der Kontinuität die Winkeldrehung in Punkt A des mit der dazugehörenden Momentenfläche (Abb. 5) beanspruchten frei aufliegenden Stabes ebenfalls gleich φ sein.

Zerlegen wir die Momentenfläche Abb. 5 in 2 Momentenflächen, wie sie Abb. 6 und 7 zeigen, so muß infolge der Gegenseitigkeit der Verdrehungen die Winkeldrehung in A durch das Moment M_B gleich $\beta \frac{M_B}{M_A}$ sein.

Wir können nun sofort die oben angegebene Bestimmung der Kontinuität wie folgt anschreiben:

$$\varphi = -\alpha + \beta \frac{M_B}{M_A} \tag{1}$$

Ist a der Abstand des Festpunktes von A, so ist (Abb.)

$$\frac{M_B}{M_A} = \frac{l-a}{a} \tag{2}$$

in Formel (1) eingesetzt gibt:

$$\varphi = -\alpha + \beta \frac{l-a}{a},$$

oder

$$a(\varphi + \alpha + \beta) = \beta l$$

und hieraus

$$a = \frac{\beta l}{\varphi + (\alpha + \beta)}. \tag{3}$$

Nach dem bekannten Satze von Mohr sind die Verdrehungen eines frei aufliegenden Balkens in seinen Auflagerpunkten gleich den Auflagerreaktionen dieses Balkens, wenn er mit seiner reduzierten Momentenfläche $\left(\frac{M}{EJ}\right)$ belastet wird.

$(\alpha + \beta)$ stellt also die gesamte reduzierte Momentenfläche für das Moment M_A (Abb. 6) dar und βl bedeutet das statische Moment dieser reduzierten Momentenfläche in Beziehung auf A.

Mit $P_1 = \varphi_A$,

$P_2 = F_{M_A}$ = reduzierte Momentenfläche (im Schwerpunkt angreifend),

s_a = Schwerpunktabstand von F_{M_A} nach A

kann aus (3) folgende Beziehung für a angeschrieben werden.

$$\text{Fixpunktabstand } a = \frac{P_2 s_a}{P_1 + P_2},$$

dies bedeutet nichts anderes als den oben angegebenen Satz, dessen Richtigkeit zu beweisen war (siehe Abb. 1—4).

An zwei einfachen Beispielen soll nun die Brauchbarkeit des Satzes erprobt werden und zum Schluß ein größeres Beispiel, wie es sich aus der Praxis bei der Berechnung von Pilzdecken nach der Methode des stellvertretenden Rahmens ergibt, mit seiner Hilfe unter Anwendung der Mohrschen Sätze durchgerechnet werden.

Die hier angeführten Mohrschen Sätze seien im folgenden angegeben, um dem Leser das Nachschlagen zu ersparen.

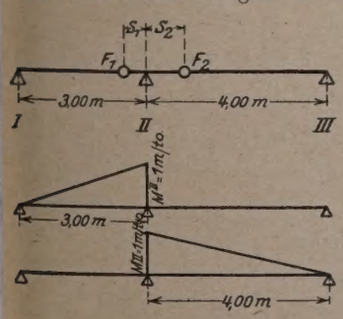


Abb. 8.

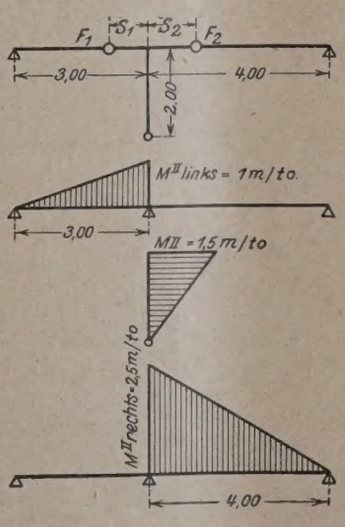


Abb. 9.

Satz 1. Die Durchbiegung in einem Punkte C eines an einem Ende eingespannten frei auskragenden Balkens ist gleich dem statischen Moment der zwischen der Einspannungsstelle und dem Punkt C gelegenen $\frac{1}{EJ}$-fachen (reduzierten) Momentenfläche in bezug auf den Punkt C.

Satz 2. Die Achsendrehung in einem Punkte C eines an einem Ende eingespannten frei auskragenden Balkens ist gleich dem Inhalt der zwischen der Einspannungsstelle und dem Punkte C gelegenen $\frac{1}{EJ}$-fachen (reduzierten) Momentenflächen.

Satz 3. Die Durchbiegung in einem Punkte C eines Balkens auf zwei Stützen ist gleich dem Balkenmoment in diesem Punkte des mit seiner $\frac{1}{EJ}$-fachen (reduzierten) Momentenfläche belasteten Balkens.

Satz 4. Die Achsendrehung in einem Punkte C eines Balkens auf zwei Stützen ist gleich der Balkenquerkraft in diesem Punkte des mit seiner $\frac{1}{EJ}$-fachen (reduzierten) Momentenfläche belasteten Balkens.

Als erstes Beispiel wählen wir einen Träger auf 3 Stützen, wie untenstehende Abbildung zeigt. Das Trägheitsmoment J sei über die ganzen zwei Felder konstant. Wir können nun nach dem Fixpunktsatz mit Hilfe der Mohrschen Sätze den Abstand des Fixpunktes sofort anschreiben:

$$s_2 = \frac{\frac{1 \cdot 4{,}0}{2} \cdot \frac{4{,}0}{3}}{\frac{1 \cdot 4{,}0}{2} + \frac{1 \cdot 3{,}0}{3}} = \frac{48}{54} = 0{,}888 \text{ m}$$

$$s_1 = \frac{\frac{1 \cdot 3{,}0}{2} \cdot \frac{3{,}0}{3}}{\frac{1 \cdot 3{,}0}{2} + \frac{1 \cdot 4{,}0}{3}} = \frac{54}{102} = 0{,}53 \text{ m}$$

darin bedeutet der Zähler das statische Moment der Momentenfläche für $M_0 = 1$ über dem Feld, in welchem der gesuchte Fixpunkt liegt, in Beziehung auf die Mittelstütze, und der Nenner die Summe aus dieser Momentenfläche und aus dem Stützendruck des anderen Feldes, das mit der Momentenfläche $M_s = 1$ mt als frei aufliegender Träger belastet ist.

Als zweites Beispiel wählen wir denselben Träger, der aber diesmal über seiner Mittelstütze elastisch in einen 2 m hohen Ständer mit einem Fußgelenk und vom gleichen Trägheitsmoment J wie der Riegel eingespannt ist.

Wir nehmen an $M^{II}_{links} = 1$ mt, dann ist vom linken Feld her $\varphi_{II} = \frac{1 \cdot 3{,}0}{3} = 1{,}0$ und das Stützenkopfmoment, das im Ständerkopf denselben Drehwinkel $\varphi_{II} = 1$ verursacht,

$$M^{II}_u = \frac{\frac{1 \cdot 3{,}0}{3}}{\frac{1 \cdot 2{,}0}{3}} = 1{,}5 \text{ mt}.$$

Das Moment rechts der Stütze M^{II}_{rechts} ist dann gleich der Summe von $M^{II}_{links} + M^{II}_u = 1 + 1{,}5 = 2{,}5$ mt. Mit dem Fixpunktsatz ergibt sich nun aus $\varphi_{II} = 1{,}0$ und dem statischen Moment der Momentenfläche des rechten Trägerfeldes bei $M^{II}_{rechts} = 2{,}5$ mt

$$s_2 = \frac{\frac{2{,}5 \cdot 4{,}0}{2} \cdot \frac{4{,}0}{3}}{\frac{2{,}5 \cdot 4{,}0}{2} + 1} = \frac{80}{72} = 1{,}11 \text{ mt}.$$

Die Übergangszahl ergibt sich von rechts nach links aus den ermittelten M^{II}-Momenten zu

$$1{,}0 \overleftarrow{\frac{2{,}5}{1{,}5}}$$

Der Fixpunktabstand s_1 ermittelt sich aus dem umgekehrten Rechnungsgang.

$$M^{II}_{rechts} = 1 \text{ mt (Annahme)}$$

$$\varphi_{II} = \frac{1 \cdot 4{,}0}{3} = 1{,}333..$$

$$M^{II}_{u} = \frac{1{,}333..}{\frac{1 \cdot 2{,}0}{2}} = 2{,}0$$

$$M^{II}_{links} = 1{,}0 + 2{,}0 = 3{,}0$$

$$s_2 = \frac{\frac{3{,}0 \cdot 3{,}0}{2} \cdot \frac{3{,}0}{3}}{\frac{3{,}0 \cdot 3{,}0}{2} + 1{,}333..} = \frac{4{,}5}{5{,}833} = 0{,}77 \text{ m}.$$

Übergangszahl von links nach rechts

$$3{,}0 \overrightarrow{\frac{1{,}0}{2{,}0}}$$

Nunmehr soll an einem Beispiel aus der Pilzdeckenberechnung die Anwendung des Fixpunktsatzes bei veränderlichem Trägheitsmoment gezeigt werden. Der Gang der Rechnung ist derselbe wie an dem vorhergehenden Beispiel gezeigt, nur muß noch der Einfluß des verschiedenen Trägheitsmomentes berücksichtigt werden.

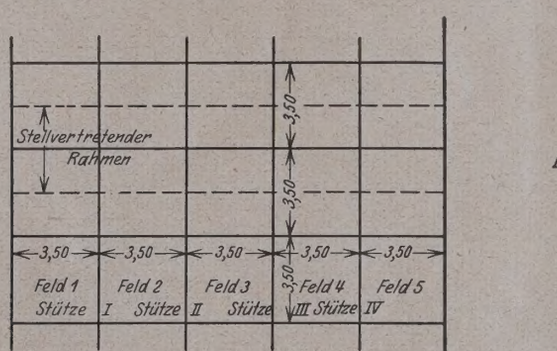


Abb. 10.

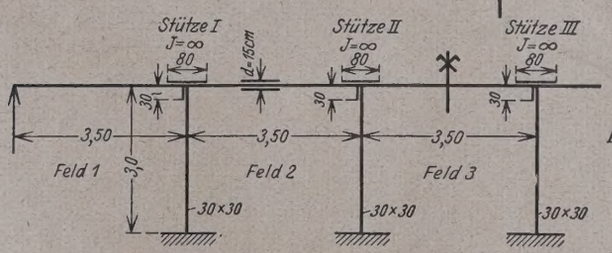


Abb. 11.

Als Beispiel wählen wir einen Rahmen, wie er bei der Berechnung von Pilzdecken nach der Methode des stellvertretenden Rahmens vorkommt.

Abb. 10 zeigt die Abmessungen der zu berechnenden Pilzdecke, Abb. 11 das dazugehörende Systembild für den stellvertretenden Rahmen.

Ermittlung der Festpunktabstände und Momentenübergangszahlen.

Infolge der Art der Stützenkopfausbildung wird auf die Länge b = 80 cm, h = 30 cm an jedem Stützenkopf das Trägheitsmoment als unendlich groß angenommen.

Stellvertretender Rahmen:

Riegel (Platte b = 350 cm, d = 15 cm) $J_p = \frac{350 \cdot 15^3}{12} = 98\,440 \text{ cm}^4$

Stiele (Stütze 30 × 30 cm) $J_s = \frac{30^4}{12} = 67\,500 \text{ cm}^4$

Festpunktabstand der Stützen vom Boden bei der Annahme voller Einspannung:

Der Festpunktabstand a ist gleich dem Abstand der Resultierenden aus der als Gewicht betrachteten Winkeldrehung ϱ, am Eck- oder Fußpunkt angreifend, und aus der mit $\frac{I}{EJ}$ reduzierten Momentenfläche als Gewicht im Schwerpunkt dieser Fläche angreifend.

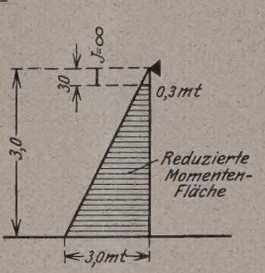


Abb. 12.

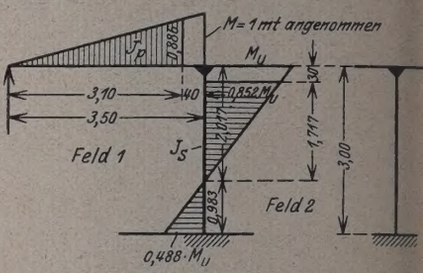


Abb. 13.

In diesem Fall ist ϱ am Fußpunkt infolge der festen Einspannung gleich null, somit ist der Festpunktabstand gleich dem Schwerpunktabstand des schraffierten Trapezes:

$$a = \frac{2{,}7}{3}\left(\frac{3{,}0 + 2 \cdot 0{,}3}{3{,}3}\right) = 0{,}983 \text{ m}.$$

Ermittlung der Momentenübergangszahlen am Stützenkopf I.

Es wird angenommen, daß vom Feld 1 her am Stützenkopf I ein Moment = 1 mt angreift und diesen um den Winkel ϱ_I verdreht. Infolge des steifen Ecks muß die Stütze dieselbe Winkeldrehung mitmachen. Man erhält dann nach den Sätzen von Mohr unter Berücksichtigung des beim Stützenkopf ∞ großen Trägheitsmoments das der Stützenkopfdrehung ϱ_I entsprechende Moment M_u und aus dem Verhältnis $M_{Riegel} = 1$ mt zu M_u die entsprechenden Momentenübergangszahlen für ein von rechts kommendes Moment.

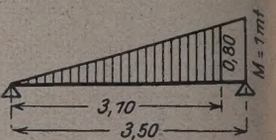


Abb. 14.

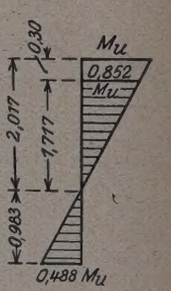


Abb. 15.

Winkeldrehung am Stützenkopf I infolge M = 1 mt im Riegel:

$$(1)\quad \varrho_I = \frac{0{,}886 \cdot 3{,}10}{2\,E\,J_p} \cdot \frac{2{,}067}{3{,}50} = \frac{0{,}812}{E\,J_p}.$$

Wegen der Ecksteifigkeit ist dann die Verdrehung des Stützenkopfes durch das Stützenkopfmoment ebenfalls gleich ϱ_I.

$$\varrho_I = \frac{\left[\frac{M_u \cdot 0{,}852 \cdot 1{,}717}{2} \cdot \frac{2{,}128}{3{,}0} - \frac{M_u \cdot 0{,}488 \cdot 0{,}983}{2} \cdot \frac{0{,}328}{3{,}0}\right]}{E\,J_s} \quad \text{(Satz 4 der Mohrschen Sätze)}$$

$$(2)\quad \varrho_I = \frac{0{,}493\,M_u}{E\,J_s}.$$

Aus (1) und (2) ergibt sich:

$$M_u = \frac{0{,}812\,E\,J_s}{E\,J_p \cdot 0{,}493} = \frac{0{,}812 \cdot 67\,500}{98\,440 \cdot 0{,}493} = 1{,}13 \text{ mt}.$$

Es muß somit am Stützenkopf I zur Verdrehung um ϱ ein Moment = 1,0 + 1,13 = 2,13 mt von rechts her angreifen.

Diese Beziehung ergibt die Übergangszahlen. Greift von rechts her ein Moment = 2,13 mt am Stützenkopf an, so nimmt davon auf:

Stütze: 1,13
Riegel: 1,0

$$1{,}0 \overleftarrow{\frac{2{,}13}{1{,}13}} \quad \text{oder} \quad 0{,}47 \overleftarrow{\frac{1{,}0}{0{,}530}}$$

Ermittlung des Festpunktabstandes im Feld 2 vom Stützenkopf I.

Nach dem Satz vom Fixpunkt ist:

$$P_1 = \varrho_I = \frac{0{,}812}{E\,J_p}$$

$$P_2 = \left(\frac{1{,}887 + 0{,}243}{2}\right) = 2{,}7 \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{2{,}875}{E\,J_p}.$$

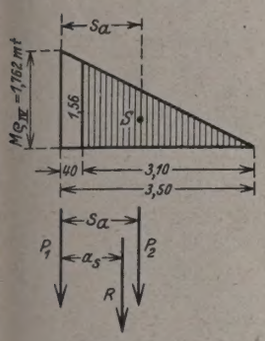


Abb. 16.

Schwerpunktsabstand der schraffierten Fläche von I:

$$s_a = 0{,}40 + \frac{2{,}70}{3}\left(\frac{1{,}887 + 2 \cdot 0{,}243}{2{,}13}\right) = 1{,}403 \text{ m}.$$

Dann ist:

$$a_2 = \frac{P_1\,0 + P_2\,s_a}{P_1 + P_2} = \frac{2{,}875 \cdot 1{,}403}{E\,J_p} \cdot \frac{1}{\frac{0{,}812}{E\,J_p} + \frac{2{,}875}{E\,J_p}} = 1{,}094 \text{ m}.$$

Ermittlung der Momentenübergangszahlen am Stützenkopf II.

Annahme $M = 1$ mt.

Winkeldrehung am Stützenkopf II infolge $M = 1$ tm im Riegel:

$$\varrho_{II} = \left[\frac{0{,}835 \cdot 2{,}006}{2} \cdot \frac{2{,}431}{3{,}50} - \frac{0{,}288 \cdot 0{,}694}{2} \cdot \frac{0{,}631}{3{,}50}\right] \frac{1}{E\,J_p} = \frac{0{,}564}{E\,J_p} \text{ (Satz 4 der Mohrschen Sätze).}$$

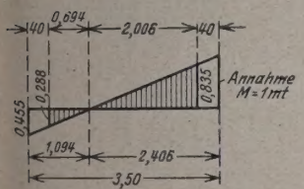


Abb. 17.

Für die Stütze ist (wie bei I):

$$\varrho_{II} = \frac{M_u \cdot 0{,}493}{E\,J_s}$$

(sämtliche Stützen sind gleich ausgebildet).

Daraus ergibt sich:

$$M_u = \frac{0{,}564 \cdot 67\,500}{98\,440 \cdot 0{,}493} = 0{,}785 \text{ mt}.$$

Gesamtmoment am Stützenkopf II zur Erzeugung von ϱ_{II}:

$$M_{\varrho_{II}} = 1{,}0 + 0{,}785 = 1{,}785 \text{ mt}.$$

Daraus Momentenübergangszahlen:

$$1{,}0 \overset{\leftarrow}{|}\, 1{,}785 \quad | \quad 0{,}56 \overset{\leftarrow}{|}\, 1{,}0$$
$$0{,}785 \quad \text{oder} \quad 0{,}44$$

Ermittlung des Festpunktabstandes im Feld 3 vom Stützenkopf II.

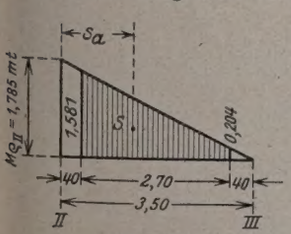


Abb. 18.

Es ist: $P_1 = \varrho_{II} = \frac{0{,}564}{E\,J_p}$

$$P_2 = \left(\frac{1{,}581 + 0{,}204}{2}\right) \cdot 2{,}7 \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{2{,}410}{E\,J_p}.$$

Schwerpunktsabstand der schraffierten Fläche (in sämtlichen Feldern gleich):

$$s_a = 1{,}403 \text{ m}.$$

Dann ist:

$$a_3 = \frac{2{,}410 \cdot 1{,}403}{E\,J_p} \cdot \frac{1}{\frac{0{,}564}{E\,J_p} + \frac{2{,}410}{E\,J_p}} = 1{,}137 \text{ m}.$$

Ermittlung der Momentenübergangszahlen am Stützenkopf III.

Annahme $M = 1$ mt.

Winkeldrehung am Stützenkopf III infolge $M = 1$ mt im Riegel:

$$\varrho_{III} = \left[\frac{0{,}831 \cdot 1.963}{2} \cdot \frac{2{,}446}{3{,}50} - \frac{0{,}312 \cdot 0{,}737}{2} \cdot \frac{0{,}646}{3{,}50}\right] \frac{1}{E\,J_p} = \frac{0{,}549}{E\,J_p}.$$

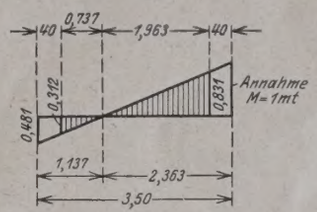


Abb. 19.

Für die Stütze ist:

$$\varrho_{III} = \frac{M_u \cdot 0{,}493}{E\,J_s} \text{ (wie oben).}$$

Daraus ergibt sich:

$$M_u = \frac{0{,}549 \cdot 67\,500}{98\,440 \cdot 0{,}493} = 0{,}764 \text{ mt}.$$

Gesamtmoment vom Stützenkopf III zur Erzeugung von ϱ_{III}:

$$M_{\varrho_{III}} = 1{,}0 + 0{,}764 = 1{,}764 \text{ mt}.$$

Daraus Momentenübergangszahlen:

$$1{,}0 \overset{\leftarrow}{|}\, 1{,}764 \quad | \quad 0{,}567 \overset{\leftarrow}{|}\, 1{,}0$$
$$0{,}764 \quad \text{oder} \quad 0{,}433$$

Ermittlung des Festpunktabstandes im Feld 4 vom Stützenkopf III.

Es ist: $P_1 = \varrho_{III} = \frac{0{,}549}{E\,J_p}$,

$$P_2 = \left(\frac{1{,}562 + 0{,}202}{2}\right) \cdot 2{,}7 \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{2{,}381}{E\,J_p}.$$

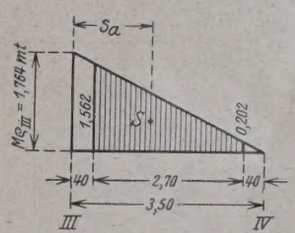


Abb. 20.

Schwerpunktsabstand der schraffierten Fläche:

$$s_a = 1{,}403 \text{ m}.$$

Dann ist:

$$a_4 = \frac{2{,}381 \cdot 1{,}403}{E\,J_p} \cdot \frac{1}{\frac{0{,}549}{E\,J_p} + \frac{2{,}381}{E\,J_p}} = 1{,}140 \text{ m}.$$

Ermittlung der Momentenübergangszahlen am Stützenkopf IV.

Annahme $M = 1$ mt.

Winkeldrehung am Stützenkopf IV infolge $M = 1$ mt im Riegel:

$$\varrho_{IV} = \left[\frac{0{,}830 \cdot 1{,}96}{2} \cdot \frac{2{,}447}{3{,}50} - \frac{0{,}314 \cdot 0{,}74}{2} \cdot \frac{0{,}647}{3{,}50}\right] \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{0{,}548}{E\,J_p}.$$

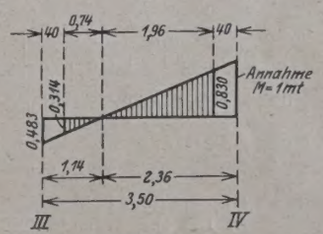


Abb. 21.

Für die Stütze ist:

$$\varrho_{IV} = \frac{M_u \cdot 0{,}493}{E\,J_s} \text{ (wie oben)}$$

Daraus ergibt sich:

$$M_u = \frac{0{,}548 \cdot 67\,500}{98\,440 \cdot 0{,}493} = 0{,}762 \text{ mt}.$$

Gesamtmoment am Stützenkopf IV zur Erzeugung von ϱ_{IV}:

$$M_{\varrho_{IV}} = 1{,}0 + 0{,}762 = 1{,}762 \text{ mt.}$$

Daraus Momentenübergangszahlen:

$$1{,}0 \xleftarrow{} 1{,}762 \quad | \quad 0{,}567 \xleftarrow{} 1{,}0$$
$$0{,}762 \qquad \text{oder} \qquad 0{,}433$$

Ermittlung des Festpunktabstandes im Feld 5 (letzten Feld) vom Stützenkopf IV.

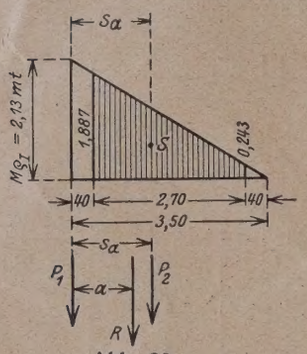


Abb. 22.

Es ist:

$$P_1 = \varrho_{IV} = \frac{0{,}548}{E\,J_p},$$

$$P_2 = \frac{1.56 \cdot 3{,}10}{2} \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{2\,418}{E\,J_p}.$$

Schwerpunktsabstand der schraffierten Fläche:

$$s_a = 0{,}40 + \frac{3{,}10}{3} = 1{,}433 \text{ m}$$

dann ist

$$a_s = \frac{2.418 \cdot 1433}{E\,J_p} \cdot \frac{1}{\frac{0{,}548}{E\,J_p} + \frac{2{,}418}{E\,J_p}} = 1{,}168 \text{ m.}$$

II. Ermittlung der Einflußwerte der Momente für eine Riegelbelastung $Q = 1$ t/m.

Der Rechnung werden die unter I. erhaltenen Werte für die Festpunktabstände und Momentenübergangszahlen zugrunde gelegt.

$$M_0 = \frac{1\,0 \cdot 3{,}5^2}{8} = 1{,}531 \text{ mt.}$$

Aus diesem mit der Belastung $Q = 1$ t/m erhaltenen Einflußwerten lassen sich nun durch Multiplikation mit den wirklichen Belastungswerten für ständige und für Verkehrslast die Größtmomente des stellvertretenden Rahmens ermitteln.

Die Verteilung dieser so erhaltenen Momente auf Gurt- und Feldstreifen erfolgt nach der Theorie des stellvertretenden Rahmens, die Dimensionierung nach den üblichen Verfahren, wobei über der Stütze der tatsächlich vorhandene Querschnitt einschließlich des Stützenkopfes, soweit er nicht unter einer Neigung von 45° gegen die Horizontale liegt, in Rechnung gesetzt werden darf.

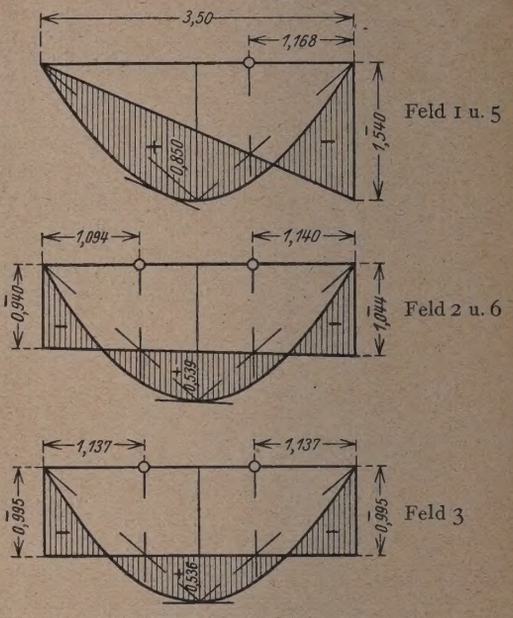


Abb. 23.
Bestimmung der Momentenfläche im belasteten Feld mit Hilfe der errechneten Fixpunkte.

Abb. 24.
Stützenkopfverbiegung.

Die weitere Durchführung der Berechnung gehört nicht mehr in den Rahmen dieser Abhandlung, welche zum Ziel hat, einen einfachen, übersichtlichen Weg zur Berechnung des Fixpunktes zu zeigen.

Einflußwerte der Momente für $Q = 1$ t/m im Riegel.

Stelle:	M Feld 1 (1,40 v.A)	M^l St. I	M^u St. I	M^r St. I	M Feld 2	M^l St. II	M^u St. II	M^r St. II	M Feld 3	M^l St. III	M^u St. III	M^r St. III	M Feld 4	M^l St. IV	M^u St. IV	M^r St. IV	M Feld 5 (1,40 v.B)
Momenten- ⟶		1,0	0,433	0,567	0,147	0,274 / 1,0*)	0,433	0,567	0,147	0,273 / 1,0	0,440	0,560	0,153	0,255 / 1,0	0,530	0,470	0,188
Fortpflanzung ⟵	0,188	0,470	0,530	1,0 / 0,255	0,153	0,560	0,440	1,0 / 0,273	0,147	0,567	0,433	1,0 / 0,274	0,147	0,567	0,433	1,0	
Feld 1 belastet	+ 0,850	− 1,540	+ 0,667	− 0,873	− 0,226	+ 0,422	− 0,183	+ 0,239	+ 0,062	− 0,115	− 0,051	− 0,064	− 0,018	+ 0,029	+ 0,015	+ 0,014	+ 0,005
Feld 2 belastet	− 0,177	− 0,441	− 0,498	− 0,940	+ 0,539	− 1,044	+ 0,453	− 0,593	− 0,154	+ 0,285	+ 0,126	+ 0,160	+ 0,044	− 0,073	− 0,039	− 0,034	− 0,014
Feld 3 belastet	+ 0,048	+ 0,119	+ 0,134	+ 0,254	− 0,152	− 0,557	− 0,438	− 0,995	+ 0,536	− 0,995	− 0,438	− 0,557	− 0,152	+ 0,254	+ 0,134	+ 0,119	+ 0,048
Feld 4 belastet	− 0,014	− 0,034	− 0,039	− 0,073	+ 0,044	+ 0,160	+ 0,126	+ 0,285	− 0,154	− 0,593	+ 0,453	− 1,044	+ 0,539	− 0,940	− 0,498	− 0,441	− 0,177
Feld 5 belastet	+ 0,005	+ 0,014	+ 0,015	+ 0,029	− 0,018	− 0,064	− 0,051	− 0,115	+ 0,062	+ 0,239	− 0,183	+ 0,422	− 0,226	− 0,873	+ 0,667	− 1,540	+ 0,850
Momentensumme für Belastung aller Felder	+ 0,712	− 1,882	+ 0,279	− 1,603	+ 0,187	− 1,083	− 0,093	− 1,179	+ 0,352	− 1,179	− 0,093	− 1,083	+ 0,187	− 1,603	+ 0,279	− 1,882	+ 0,712
Nur + Beiträge	0,903	0,133	0,816	0,283	0,583	0,582	0,579	0,524	0,660	0,524	0,579	0,582	0,583	0,283	0,816	0,133	0,903
Nur − Beiträge	0,191	2,015	0,537	1,886	0,396	1,665	0,672	1,703	0,308	1,703	0,672	1,665	0,396	1,886	0,537	2,015	0,191

□ Belastetes Feld.
*) Die obenstehende Zahl gehört zur linken Reihe, die untenstehende Zahl zur rechten Reihe.

FABRIKBESITZER DR. PAUL DE GRUYTER 60 JAHRE ALT.

Herr Dr. Paul de Gruyter — Inhaber der Firma Breest & Co., Berlin — begeht am 3. September cr. seinen 60. Geburtstag. Wie schon im Jahre 1921 anläßlich seiner 25 jährigen Zugehörigkeit zur Firma Breest & Co. an dieser Stelle hervorgehoben, hat Herr Dr. de Gruyter es verstanden, durch unermüdlichen Fleiß und außerordentliche Weitsicht sein Unternehmen zu einem der angesehensten zu entwickeln. Seit Jahren gehört Herr Dr. de Gruyter dem Vorstande des Deutschen Eisenbau-Verbandes und dem Reichsverband der deutschen Industrie an. Die Technische Hochschule zu Charlottenburg ernannte ihn in Ansehung seiner Verdienste zu ihrem Ehrenbürger; die Stadt Berlin nahm ihn in Anerkennung seiner verdienstvollen langjährigen Tätigkeit als Stadtrat von Charlottenburg in die Reihe ihrer Stadtältesten auf. Möge es ihm vergönnt sein, noch viele Jahre nicht nur zum Wohle seiner Firma, sondern auch zum Segen der Allgemeinheit zu wirken.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Betrieb und Eisenkonstruktion der Kuppeln des Planetariums in Düsseldorf.

Im südlichen Teil des großen Ausstellungsgeländes der „Gesolei" (Ausstellung für Gesundheitspflege, soziale Fürsorge und Leibesübungen) erhebt sich, alle Blicke auf sich lenkend, das nach den Entwürfen von Professor Kreis erbaute Planetarium. Den mächtigen, in der charakteristisch niederrheinischen Bauweise aus Klinkern aufgeführten Unterbau krönt ein feinliniges Kuppeldach. Bezwingende Monumentalität ist der Eindruck des Äußeren, doch befreiend, leicht und festlich stimmend der innere Kuppelraum.

Auf 16 starken verkleideten Eisenbetonpfeilern ruht eine breit ausladende Brüstung. Auf diese setzt sich die die Decke bildende große innere Kuppel, bestehend aus einem feinmaschigen Eisenflechtwerk, dem bekannten Zeißnetzwerk. Ihr Durchmesser beträgt 30,15 m. In der unteren Stellung liegt der Scheitel 19,5 m über dem Fußboden. Unter das eiserne Flechtwerk ist eine weiße Hülle aus etwa 50 cm breiten Stoffbahnen auf Holzleisten gespannt. Auf dieser Hülle werden bei astronomischen Vorführungen die Sterne und die Sternenbahnen sichtbar. Über dem Flechtwerk ist mit Rücksicht auf die Akustik und, um das Eindringen von Nebenlicht zu vermeiden, eine zweite Bekleidung aus schwarzem Stoff und Sperrholz vorgesehen.

Um auch den Innenraum für andere Zwecke, wie Konzerte, Vorträge usw., verwenden zu können und um den großen Ringbalkon auszunutzen, ist die innere Kuppel zum Heben und Senken eingerichtet (siehe Abb. 1).

Auf ein Klingelzeichen bewegt sich diese große Kuppeldecke

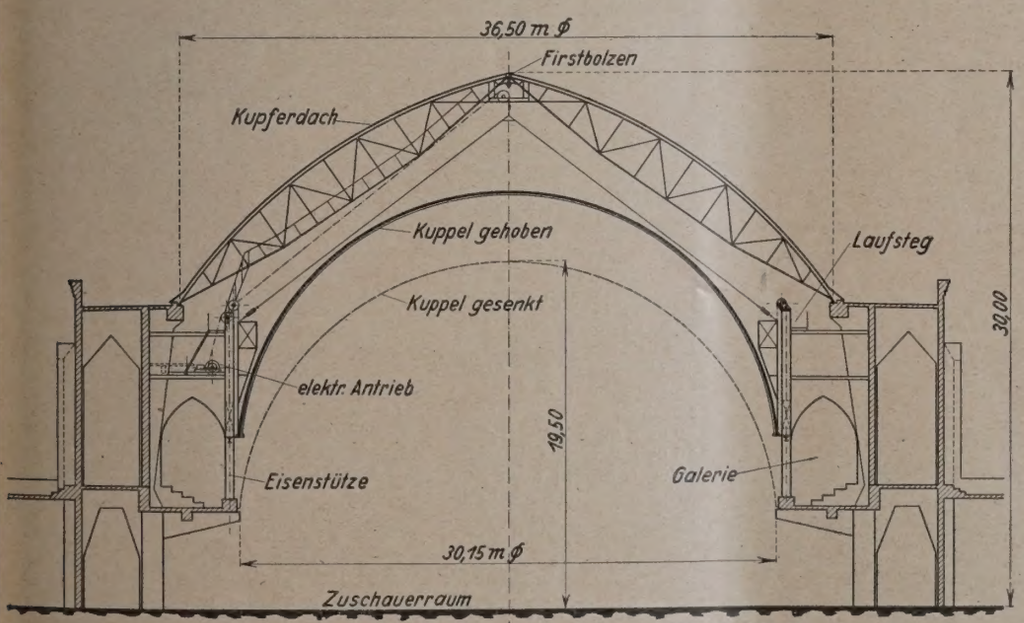


Abb. 1. Querschnitt durch den Kuppelraum.

langsam in geheimnisvollem Schweben nach oben. Etwa 3,65 m über der unteren Stellung kommt sie selbsttätig in eine neue Ruhelage. Die Galerie mit etwa 800 Sitzplätzen ist frei und eine ganz neue Raumwirkung entstanden.

Um das Heben und Senken der inneren Kuppel zu ermöglichen, sind zwei eiserne Ringe von 30,15 m Dmr. eingebaut. Die Zeißkuppel sitzt in Zement vergossen in dem unteren U-förmigen Ring. Dieser wird durch 64 gleichmäßig auf den Umfang verteilte Hängestangen an dem oberen eigentlichen Tragring befestigt. Der obere Tragring ist ein aus vier Wänden zusammengesetzter, kastenförmiger, gebogener Gitterträger von 1,60 m Höhe. Er ist an 16 Stahldrahtseilen von 24 mm Dmr. aufgehängt. Diese führen über die Rollen zu den Gegengewichten, die in den kastenförmigen eisernen Stützen laufen. Eine zweite Seilkonstruktion aus 16 Seilen von 13 mm Dmr. führt vom Tragring nach der Mitte und zum First. Dort sind die Seile zu einem Seilzopf vereinigt und werden von einem Tragseil von 26 mm Dmr. aufgenommen. Dieses führt über eine im First angebrachte Rollenkonstruktion zur elektrischen Antriebswinde.

Infolge des Ausgleiches der Massen durch Gegengewichte ist die zum Heben erforderliche Kraft verhältnismäßig klein. Zu überwinden ist nur das Übergewicht und die Reibung. Es genügt ein Motor von 3 PS, um die innere Konstruktion im Gewichte von etwa 45 t zu heben. Von diesem Gewicht entfallen auf die Zeißkuppel

einschließlich Stoff bei 1400 m² Ansichtsfläche	rd. 16 t
auf die obere Stoff- und Holzverkleidung	„ 4 t
auf die Ring- und Seilkonstruktion	„ 25 t
insgesamt . .	rd. 45 t

Durch ein Übergewicht der Innenkonstruktion von etwa 4 t gegenüber den Gewichten senkt sich die Kuppel bei losem Hubseil von selbst.

Die Winde ist auch für Handbetrieb eingerichtet.

In der oberen und unteren Endstellung schaltet sich der Antrieb automatisch aus.

Das Heben bzw. Senken dauert mit Motorantrieb 6 Minuten, geschieht also mit rd. 0,01 m Geschwindigkeit in der Sekunde. Die Geschwindigkeit wurde nicht größer gewählt, um Massenbeschleunigungen zu vermeiden und um der von der Kuppel umschlossenen Luftmasse von 6000 m³ Zeit zum Abfließen zu lassen. Versuche haben die Richtigkeit dieser Annahme bestätigt, denn schon bei nur wenig größerer Geschwindigkeit schwebt die Kuppel zeitweilig frei in der Luft, bis sich die Luftmassen verteilt haben. Für die Sicherheit ist das ein großer Vorteil, da selbst wenn das Hubseil reißen sollte, die innere Kuppel sich nur langsam auf die untere Unterstützung absenken kann. Das Hubseil ist mit achtfacher und die Gegengewichtsteile mit sechzehnfacher Sicherheit gerechnet.

Um ein Drehen der freihängenden Konstruktion zu vermeiden, sind vier Rollenführungen vorgesehen.

Das genaue Einstellen des inneren Systems erfolgt durch Regulierung der in die oberen, schirmartig gespannten Hubseile eingebauten Spannschlösser. Sie sind von einem auf den Tragring gelegten Laufsteg aus bequem zugänglich.

Während in der unteren Lage die Kuppel auf einem Betonring aufruht, wird sie in der oberen Stellung durch vier Klinken gehalten, so daß die Hubseile in den Ruhelagen entlastet sind. Die Klinken haben nur das Übergewicht von 4 t zu tragen, da die übrigen Lasten von den Tragseilen der Gegengewichte aufgenommen werden.

Die Gegengewichte sind aus Gußeisen, und zwar für ein rechnerisch ermitteltes Durchschnittsgewicht aus einem Stück. Der Ausgleich erfolgt durch Aufschrauben von einzelnen Platten.

Etwa in Höhe der Stützenköpfe ist ein weiterer Laufsteg angeordnet. Von diesem sind alle Führungsrollen sowie die Auflagerklinken zugänglich, ebenso die Befestigungen der Tragseile an den Gegengewichten prüfbar.

Abb. 2. Äußere Kuppel mit Gerüstturm.

Der Zugang zum Seilzopfe und der Firstrolle erfolgt durch einen zwischen zwei Bindern der äußeren Kuppel liegenden Laufsteg.

Die Konstruktionen wurden innerhalb acht Wochen vom Tage der Bestellung durchgearbeitet, hergestellt und fertig montiert.

Über den inneren Konstruktionen wölbt sich die äußere, feststehende Kuppel. Sie hat einen Durchmesser von 36,5 m und trägt die Dachhaut aus Kupferblech, Schalung und Holzsparren, sowie die Firstrolle für die Hubkonstruktion. Der Firstpunkt liegt etwa 30 m über dem Fußboden des Planetariums. Die Kuppel wird gebildet von 16 einzelnen fischbauchartigen Fachwerkträgern, von denen je zwei durch einen Verband im Obergurt miteinander verbunden sind. Jeder Träger ist unten durch ein Bolzengelenk auf dem Betonrahmen gelagert. Im First stützen sich alle Träger in einem gemeinsamen mit Rillen versehenen Stahlbolzen von 170 mm innerem und 210 mm äußerem Durchmesser, der durch die wagerechten Kräfte bei gleichmäßiger Vollbelastung $16 \times 11 = 176$ t Druck erhält.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion beträgt etwa 48 kg/m² Grundfläche.

Für die Montage war in der Mitte ein Gerüstturm aufgestellt. Mit einem einfachen Mast wurden die Binder paarweise gehoben und auf den Gerüstturm bzw. die Auflager abgesetzt. Während des Aufbaues lagerten die einzelnen Binder auf einem oberen Ring des Gerüstes. (Siehe Abb. 2.) Nach dem Ausrichten wurde der Stahlbolzen eingesetzt und die Binder mit dem Deckblech verbunden. Auch die Konstruktionen der äußeren Kuppel wurden in kurzer Zeit ausgeführt.

Seit Anfang dieses Jahres sind beide in Benutzung und haben sich gut bewährt. Die Berechnung und Lieferung des Zeißnetzwerkes für die Innenkuppel wurde durch die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich, Niederlassung Düsseldorf, ausgeführt. Eine genauere Darstellung dieser Konstruktion erscheint in Kürze an dieser Stelle.

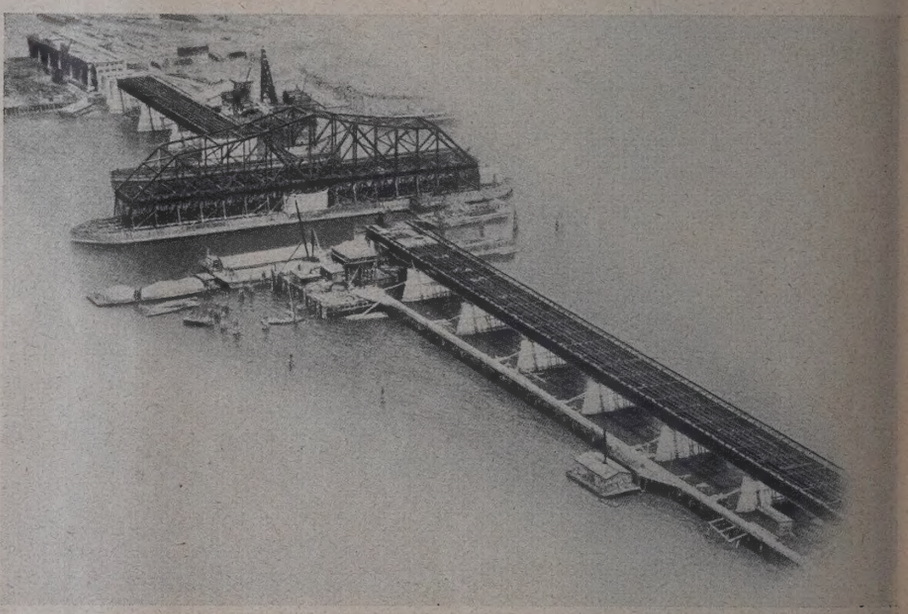
Die Ausführungen der Eisenkonstruktionen der äußeren Kuppel, sowie die Eisenkonstruktion und die Bewegungsvorrichtung für die innere Kuppel erfolgte nach eigenen Entwürfen der Flender A.-G. für Eisen-, Brücken- und Schiffbau in Benrath a. Rhein im Einvernehmen mit der Bestellerin, der Bürohausgesellschaft m. b. H. in Düsseldorf, unter Leitung des Regierungsbaumeisters Meyer.

Weitere Einzelheiten der Unterkonstruktion sind in Nr. 35, Jahrgang 1926, der „Deutschen Bauzeitung" veröffentlicht.

R. Ulbricht.

Neue Brücke über den Raritanfluß (New Jersey).

Die neue Brücke, als Ersatz der unzulänglich gewordenen alten, ist rd. 2,6 km lang und 14,5 m breit (11,50 m Fahrbahn und 2 × 1,50 m Fußwege) und besteht auf 325 m aus Betongewölben, auf 465 m Länge aus 16 Öffnungen mit Balkenträgern von gleichmäßiger Höhe, auf 110 m Länge aus einer Drehbrücke und auf 1700 m Länge aus Dämmen. 39 Uferpfeiler sind im Trocknen gegründet, 16 Strompfeiler auf Eisenbetonpfählen und die 3 Pfeiler der Drehbrücke mittels Druckluftsenkkästen auf Fels (Abb.). Die Eisenbetonpfähle umfassen zusammen 46 000 m Länge, die Betonpfeiler, ohne diejenigen der Drehbrücke, 39 000 m³. Die Druckluftgründungen reichen 35 m unter den Wasserspiegel, die 43 m weiten Schiffahrtsöffnungen dazwischen haben 9 m Wassertiefe. (Nach La Technique des Travaux, Lüttich, vom Mai 1926, S. 239—244 mit 6 Abb.) N.



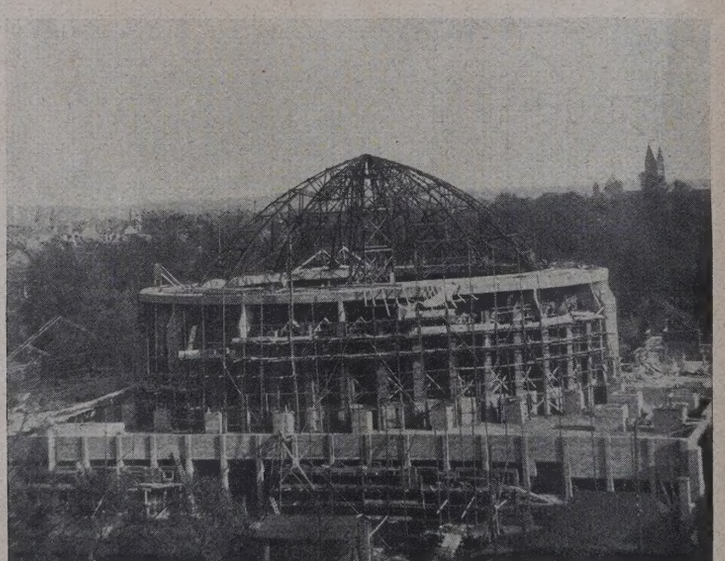


Abb. 3. Fertig montierte Kuppel.

Fließarbeit-Tagung auf der Kölner Herbstmesse.

Im Zusammenhang mit der Sonderausstellung „Fließarbeit" auf der Kölner Herbstmesse (12. bis 17. September) veranstalten am 15. September der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung und der Ausschuß für wirtschaftliche Verwaltung (beide beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit) in Verbindung mit dem Messeamt Köln eine wissenschaftliche Tagung, auf der die Hauptfragen der Fließarbeit in einer Reihe von Vorträgen behandelt werden. U. a. werden sprechen: Generaldirektor a. D. H. Hinnenthal, Geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Reichskuratoriums für Wirtschaftlichkeit, über „Die Voraussetzungen wirtschaftlicher Fertigung", Direktor Dipl.-Ing. F. Mäckbach, Obmann des Ausschusses für Fließarbeit beim Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung, über „Erfahrungen bei Durchführung von Fließarbeit", Dipl.-Kaufmann Dr. A. Hellwig über „Be-

triebswirtschaftliche Vorbedingungen zur Einführung von Fließarbeit", Universitätsprofessor Dr. E. Schmalenbach, Obmann des Fachausschusses für Rechnungswesen beim Ausschuß für wirtschaftliche Verwaltung, über ‚Allgemeinwirtschaftliche Erfordernisse zur Einführung der Fließarbeit".

Anmeldungen für die Tagung sind zu richten an den Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung, Berlin NW 7, Schadowstr. 1 b. Der Betrag für die Teilnehmerkarte (M. 3.—) zuzüglich Porto für Einsendung ist zu überweisen auf Postscheckkonto „Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung Berlin 11915".

Betongießwagen für einen großen Abwasserkanal.

Um den großen Abwasserkanal von 6,4 m Weite und 4,9 m Höhe in der Stadt Kansas vor den Frühjahrsregen bis zum Gewölbeanfang fertig zu bringen, ist ein beiderseits kippbarer Betonschüttrichter von 0,4 m³ Inhalt mit Gießrinnen auf das Turmgestell eines Kraftwagens gesetzt worden (Abb. 1), der den Beton von der Mischanlage herbeiholt und beim langsamen Abfahren der Baustelle ihn in die Formen einfließen läßt. (Nach Engineering News-Record vom 22. April 1926, S. 660 u. 661 mit 1 Abb.) N.

Abb. 1.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Ausstellung auf dem Internationalen Wohnungs- und Städtebaukongreß in Wien.

Mit dem vom 14. bis 19. September in Wien stattfindenden Wohnungs- und Städtebaukongreß ist auch eine Ausstellung verbunden, für welche von der Kongreßleitung dieselben Punkte als maßgebend bezeichnet worden sind, die auch auf dem Kongreß selbst behandelt werden sollen:

Die Bodenfrage in ihrer Beziehung zum Planungswesen und die Frage der zweckmäßigen Anwendung und Verteilung von Großhaus und Kleinhaus.

Die Ausstellung findet statt in den Räumen des Künstlerhauses in Wien. Den größten Raum wird naturgemäß die besondere Ausstellung der Gemeinde Wien einnehmen unter Hervorhebung des großen Wiener Wohnbauprogrammes. Hieran schließt sich eine Ausstellung der österreichischen Architekten, eine Ausstellung der englischen und amerikanischen Arbeiten, kleinere Ausstellungen sonstiger Staaten und die deutsche Abteilung an.

Die deutsche Abteilung ist sowohl mit der österreichischen wie mit der englisch-amerikanischen in organische Verbindung gebracht worden und nimmt, sowohl was die Anordnung wie auch die Raumgröße angeht, einen guten Platz ein. Sie enthält 272 m² Bruttoausstellungsfläche, einen für die Fülle der deutschen Arbeiten immerhin außerordentlich kleinen Raum. Für die Auswahl und Anordnung dieser deutschen Abteilung ist von der Auslandsvertretung des deutschen Städtebaues (Spitzenverband) ein Ausstellungsausschuß gebildet worden, in welchem die maßgebenden Verbände vertreten sind und dessen Geschäftsführung in der Hand des Leiters des Deutschen Archivs für Städtebau-, Siedlungs- und Wohnungswesen, Herrn Regierungsbaumeister a. D. Gustav Langen, liegt.

Die Ausstellung wird in drei klar gesonderten Abteilungen die Bodenfrage, die Frage der Bauzonen- und Flächennutzungspläne und die Frage der Anordnung von Großhaus und Kleinhaus behandeln. Da der geringe verfügbare Raum bereits voll besetzt ist, können Anträge um Aufnahme in diese Ausstellung nicht berücksichtigt werden. Es ist dagegen geplant, bei Gelegenheit eines später anzustrebenden internationalen Kongresses in Deutschland eine um so großzügigere Ausstellung vorzubereiten, in welcher das deutsche Planungswesen dann voll zur Geltung kommen soll.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W. 50.

Deutschland. Reform im patentämtlichen Verfahren bedeutet ein im Reichsgesetzblatt vom 12. Februar 1926 verkündetes Gesetz nebst Ausführungsverordnung des Reichsjustizministers. Das Einspruchsverfahren in Patentsachen geht vom Einzelprüfer wieder auf die Anmeldeabteilung über, während dem Prüfer dabei die Berichterstattung zufällt. Bei besonderen rechtlichen Schwierigkeiten soll ein rechtskundiges Mitglied der Anmeldeabteilung bei der Beschlußfassung mitwirken. Nach Art. III des neuen Gesetzes kann die Prüfungsstelle oder die Abteilung einen im Wege der Beschwerde angefochtenen eigenen Beschluß wieder aufheben oder abändern, wenn die Beschwerde für begründet erachtet wird und dem Beschwerdeführer kein anderer Beteiligter, wie z. B. im Einspruchsverfahren, gegenübersteht. Durch diese wichtige Änderung werden die Beschwerdeabteilungen erheblich entlastet und die Beschwerdeverfahren in vielen Fällen vereinfacht und beschleunigt werden. Von besonderer Bedeutung für die Verbesserung und Vereinheitlichung der patentamtlichen Entscheidungen ist Art. II des Gesetzes, wonach im Patentamt ein „Großer Senat" gebildet wird, der aus dem Präsidenten oder seinem Vertreter, drei rechtskundigen und drei technischen Mitgliedern besteht. In Warenzeichensachen kann der „Große Senat" auch ausschließlich aus Rechtskundigen bestehen. Die Entscheidung des „Großen Senats" muß eingeholt werden, wenn in einer grundsätzlichen Frage eine Beschwerdeabteilung von der Entscheidung einer anderen Beschwerdeabteilung oder des „Großen Senats" abweichen will. Die Entscheidung ist bindend. Die Geschäftsleitung des „Großen Senats" liegt in den Händen des Patentamtspräsidenten, dessen Vertretung die Reichsregierung bestimmt. Beisitzer und Stellvertreter des „Großen Senats" werden je für ein Kalenderjahr im voraus durch die Reichsregierung ernannt.

Nach Art. IV tritt das Gesetz am 1. 4. 1926 in Kraft. Vor dem 1. 4. 1926 veröffentlichte Patentanmeldungen werden im Einspruchsverfahren nach den bisher geltenden Vorschriften durch die Prüfungsstelle weiter behandelt.

Belgien. Die amtlichen Gebühren sind für alle Schutzrechte erhöht und die Anmeldevorschriften in einigen Punkten geändert worden.

China. Deutsche Warenzeichen werden nach einer Veröffentlichung im Reichsgesetzblatt vom 29. 1. 1926 im selben Umfang wie inländische zum Schutz zugelassen.

Italien. Durch Erlaß vom 24. Mai 1925, veröffentlicht am 1. Juli 1925 und in Kraft getreten am 15. Juli 1925, sind die italienischen Patent-, Muster- und Warenzeichengesetze auf das Gebiet von Fiume ausgedehnt worden.

Irland. Der Freistaat ist mit Wirkung vom 4. 12. 1925 dem Unionsvertrage beigetreten.

Rußland. Der gegenseitige gewerbliche Rechtsschutz wird im deutsch-russischen Handelsvertrag vom 12. Oktober 1925 genauer geregelt. Der Vertrag sieht die Wiedereinsetzung verfallener Patente, die am 31. 7. 1914 in Rußland gültig waren, vor, sofern die tatsächlichen Erfinder innerhalb 12 Monaten nach Inkraftsetzung des Vertrages ein entsprechendes Gesuch einreichen. Warenzeichen, die vor dem 31. 7. 1914 eingetragen waren und jetzt innerhalb 6 Monaten nach Inkraftsetzen des Vertrages neu angemeldet werden, genießen die Priorität der ursprünglichen Anmeldung. Wenn ein deutscher Staatsangehöriger innerhalb 6 Monaten nach Inkraftsetzung des Vertrages seine in Deutschland inzwischen angemeldete Erfindung auch in Rußland anmeldet, so kann er die Priorität seiner deutschen Anmeldung beanspruchen. Deutschen Staatsangehörigen gewährt Rußland von jetzt ab ein Prioritätsrecht von 12 bzw. 6 Monaten für Patente bzw. Muster und Warenzeichen.

Die Inkraftsetzung des Vertrages erfolgte am 12. März 1926.

Preise von Bau-Geräten und -Materialien

Gerät	Bauart	Größe	Theoretische Leistung	Gewicht kg	Preis 1. IV. 14 Mark	Preis 1. VII. 26 Mark	Verteuerung in v. H.
Aufbereitungsmaschinen:							
I. Steinbrecher	fest mit Riemenantrieb	320 × 200 Maul-	2 m³/h	3 450	1 900	2 800	47
		400 × 230 weite	4—6 ,,	5 000	2 575	3 735	45
II. Sandmühle	fahrbar mit Steinbrecher 400 × 250, Sortiersieb u. Becherwerk	—	2,5 ,,	14 500	13 000	19 500	50
III. Betonmaschine	fahrbar mit Aufzugskasten, Wasserbehälter u. Windwerk ohne Motor	250 l	8—19 ,,	4 470	3 460	4 700	36
		500 ,,	17—20 ,,	6 000	4 910	6 300	28
		750 ,,	25—30 ,,	10 150	6 380	8 000	26
Bagger:							
I. Greifbagger	Vierseil - Greifbagger ohne Gegengewicht	0,400 m³	—	12125 + 1175	10 600 + 985	16 000	38
	mit Greifer	0,8 ,,	—	20700 + 2100	18 100 + 1370	24 000	5
II. Löffelbagger	—	1 ,,	—	27 000	21 000	26 000	24
		2 ,,	—	56 250	36 000	50 000	39
III. Eimerketten-Trockenbagger	mit Dampfantrieb ohne Gegengewicht	100 l	120—150 m³/h	35000 — 40000	28 000	42 000	50
		250 l	300 ,,	105000 — 110000	75 000	114 000	52
IV. Eimerketten-Schwimmbagger	—	60 ,,	500 ,,	60 000	32— 35 000	54 000	54
		125 ,,	110 ,,	110 000	65— 70 000	102 000	46
		200 ,,	175 ,,	165 000	120—125 000	150 000	25
Wasserbehälter	genietet oder viereckig	in gebräuchlichen Größen	—	—	0,40/kg	0,60/kg	50
Dampfkessel:							
I. Quersiederkessel	mit Armaturen ohne Speisevorrichtungen	3,7 m²	—	1 125	1 250	1 500	20
		7,9 ,,	—	2 400	2 100	2 520	20
Elektrische Maschinen:							
I. Gleichstrommotor 220 Volt	mit Anlasser, Stellschienen und Schaltkasten	5 PS	n = 1430	145	284	362	27,5
		10 ,,	n = 1390	345	470	770	64
		20 ,,	n = 1010	445	855	1 280	50
		50 ,,	n = 1360	1 073	1 330	2 420	82
II. Drehstrommotor 120—500 Volt	mit Anlasser, Stellschienen und Schaltkasten	5 ,,	n = 1000	84	400	350	— 13
		10 ,,	n = 1000	195	582	630	8
		20 ,,	n = 1000	345	840	1 074	28
		50 ,,	n = 1000	745	1 320	1 770	34
Rammen:							
I. Kleindampf-R.	mit Dampfbär und fahrbarem Kessel	500 kg Bär	—	4 800	5 800	6 000	4
II. Reihenramme	mit endloser Kette	800 ,, ,,	—	9 800	6 100	14 000	130
III. dir. wirk. Dreh.-R	—	2000 ,, ,,	—	25 700	19 750	26 600	35
dir. wirk. Universal-Ramme	—	4000 ,, ,,	—	42 500	31 600	47 000	49
Hebezeuge:							
I. Flaschenzüge	Schraubenflaschenzug 3 m Hubhöhe mit Unterblock	1000 kg Tragkr.	—	36	80	110	38
		2000 ,, ,,	—	63	100	150	50
II. Zahnstangenwinden	mit Stahlblechmantel	3000 ,, ,,	—	36	60	90	50
		5000 ,, ,,	—	44	69	105	52
		10000 ,, ,,	—	73	77	130	69
III. Kabelwinde	Handantrieb mit einfacher Übersetzung	1000 ,, ,,	—	185	129	195	51
	doppelter ,,	2000 ,, ,,	—	405	220	285	30
		5000 ,, ,,	—	950	550	700	27
IV. Handdrehkrane	fahrbar 3500 mm Ausladung, Rollenhöhe 4000 mm	3000 ,, ,,	—	3 525	1 900	3 000	58
		5000 ,, ,,	—	4 650	2 400	3 850	60
Lokomobilen	fahrbar ohne Kondensation-Sattdampf	20/25/35 PS	—	4 250	6 250	8 200	31
		40/50/70 ,,	—	5 950	9 850	12 300	25
	fahrb. o. Kon. m. Überh.	70/85/110 ,,	—	12 000	16 000	19 700	23
	,, m. ,, ,, ,,	100/125/145 ,,	—	17 100	22 400	28 500	27
Dieselmotoren	stationär, liegend	40 PS	—	5 900	9 500	7 500	— 21
	,, ,,	80 ,,	—	14 800	35 500	14 750	— 68
	,, ,,	150 ,,	—	22 900	48 700	27 500	— 44
Benzolmotoren	,, stehend	4 ,,	—	385	1 135	1 150	—
	,, ,,	8 ,,	—	580	1 615	1 650	2
	,, liegend	20 ,,	—	2 100	4 500	3 500	— 22
Ventilatoren	Riemenantrieb	—	6—33 m³ bei n = 2150—2500	120	135	325	140

zu dem nachstehenden Artikel.

Gerät	Bauart	Größe	Theoretische Leistung	Gewicht kg	Preis I. IV. 14. Mark	Preis I. VII. 26 Mark	Verteuerung in v. H.
Oberbaumaterial:							
Rahmengleis	Brigadegleis	80 mm	—	44 kg/m	5—6/m	8/m	33
Schienen	—	—	—	—	115/t	165/t	43
Schwellen Kiefer	1800 × 150 × 140	—	—	—	1,10—1,50/ Stck	1,80 Stck.	33
1 Zungenweiche	600 mm 80 mm hoch	—	—	470	350	170	— 49
1 „	für 27 kg Schienen 115 mm hoch	—	—	2 400	400	650	62
Pumpen:							
Diaphragmapumpen	einzylinder mit 3 m Saugschlauch - Verschraubung, Saugkorb und einem Hebel	2½ mm	10 000 m³/h	65	86	175	104
		4 „	30 000 „	126	156	280	80
	zweizylinder	2½ „	15 000 „	110	227	385	69
		4 „	50 000 „	195	405	675	67
Dampfpumpen	vierf. wirkende schwungradlose Dampfpumpen	—	10 „	240	330	575	75
Kreiselpumpen	Niederdruckpumpen ohne Zubehör — mit Riemenscheibe	100 l. W.	72 „	200	348	350	—
		130 „ „	108 „	360	446	460	2
		175 „ „	168 „	400	560	580	1
		200 „ „	228 „	540	695	720	3
		250 „ „	360 „	750	725	750	—
Kompressoren	fahrbar mit Benzolmotor und Windkessel 6 atm	2 m³/min	—	4 300	7 000	5 600	— 20
		6 m³/min	stationär mit 1 Riemenscheibe u. Außenlager	3 150	3 300	3 000	— 9
		12 „		5 000	4 900	4 500	— 8
Rohrhämmer	—	65 mm Ø	—	26	135	135	—
Muldenkipper	ohne Bremse 600 mm	¾ m³	—	345	95	110	16
	600 „	1 „	—	650	250	240	— 4
	600 „	1¼ „	—	700	165	360	118
Kastenkipper	„ „ 900 mm	2 „	—	1 500	530	630	18
		4 „	—	2 370	650	800	23
Lokomotiven	600 mm Spur Benzol mit 2 Geschwindigkeiten	8 PS	35/36 t Bruttolast bei o‰	4 000	6 650	7 500	13
		20/25 „	43/25 t Bruttolast bei o‰	7 500	8 750	10 500	20
	Dampf-B-Tender-Lokomotive, 600 mm Spur	40 „	220 t „ „	7 000	5 750	9 750	69
		80 „	350 „ „ „	9 200	10 100	13 000	30
	Dampf B-Tender-Lokomotive, 900 mm Spur	80 „	450 „ „ „	10 800	11 050	14 300	30
		125 „	570 „ „ „	13 600	12 750	16 500	30
		160 „	650 „ „ „	15 000	13 200	18 300	39
		200 „	790 „ „ „	16 000	14 300	19 500	36
Lastkraftwagen	—	2 t	—	3 000	15 000	13 500	— 10
		5 „	—	4 100	18 500	16 500	— 11
Straßenwalze	Motor-Antrieb	4 „	—	4 000	7 500	9 500	27
	Dampf- „	11 „	—	11 000	10 000	15 000	50
Werkzeugmaschinen:							
I. Bohrmaschine	Handantrieb	25 mm Ø	—	110	95	—	—
	Kraftantrieb	40 „ „	—	320	430	1 100	160
II. Drehbank	—	180 × 1500	—	765	1 200	1 600	33
		250 × 2500	—	2 100	2 100	2 800	33
III. Shapingmaschine	—	500 mm Hub	—	1 000	1 500	2 100	40
IV. Kreissäge	—	10 000 mm Ø	—	1 000	950	1 100	16
V. Bandsäge	—	800 „ „	—	700	725	975	34
VI. Vollgatter	—	850 l. W.	—	7 650	5 500	7 500	36
Wasserfahrzeuge:			Außenmaße: m				
I. Schraubendampfer	—	40 PSi	14,9 × 3 × 1,5	17 000	17 500—19 000	22 000	26
		75 „	18,9 × 3,6 × 1,15	38 000	38—40 000	49 000	29
		175 „	23,3 × 4,8 × 1,45	74 000	70—75 000	96 000	37
II. Elevier-Schuten	—	30 m³	20 × 4,2 × 1,5	25 000	6 000— 8 500	16 000	130
		90 „	30 × 5 × 1,8	52 000	15—18 500	32 000	100
		150 „	36 × 6,5 × 2	76 000	25—30 000	45 000	67
III. Klappschuten	—	90 „	35 × 6,5 × 2	75 000	25—30 000	50 000	85
		150 „	45 × 7,5 × 2,2	110 000	40—50 000	70 000	55
Materialien und Löhne:							
Bauarbeiterstunde	in Frankfurt a. M.	—	—	—	0,58	0,97	67
Hintermauerungssteine	—	1000 Stck.	—	—	19	40	110
Zement	fr. Frkt. a.M. einschl. Sack	100 kg	—	—	3,85	4,93	28
Balkenholz	—	m³	—	—	50	60	20
Profileisen	Moniereisen, Träger usw.	1 t	—	—	98	155	58
Kohle	ab Zeche	1 t	—	—	14	16,63	19
Heißdampfzyl.-Öl	—	100 kg	—	—	70	50	— 29
Benzol	—	100 „	—	—	24	50	108
Teeröl	Treiböl	100 „	—	—	4,50	10	125

Die Doppelzahlen veranschaulichen Richt- und Markt- bzw. Lagerpreise.

Die Preislage auf dem Baumaschinenmarkt.

Von

Oberingenieur Dr. Georg Garbotz,

Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin.

Mit der Stabilisierung der Mark im November 1923 mußte notgedrungen auch auf dem Baumaschinenmarkt eine völlige Umwälzung eintreten. Die Preise der Baugeräte, die in den vorhergehenden Jahren erst sehr allmählich, dann in immer kürzeren Abständen der Markentwertung entsprechend heraufgesetzt worden waren, bewegten sich mit einem Male wieder in greifbaren Größenordnungen. Wie stürmisch dabei die Preisentwicklung vor sich gegangen ist, geht aus den Preiskurven für die wichtigsten Baugeräte in dem Buche „Betriebskosten und Organisation im Baumaschinenwesen" sowie aus den vom Verfasser im „Bauingenieur", Heft 3, Jahrgang 1922 und im Zentralblatt der Bauverwaltung, Heft 3/4, Januar 1923 veröffentlichten Preisen hervor.

Mit dem Übergang zu stabilen Währungsverhältnissen war aber keineswegs sofort eine völlige Beruhigung des Baumaschinenmarktes vorhanden. Die nachfolgende Übersicht gibt das Preisentwicklungsbild für die im Baubetrieb gebräuchlichsten 160/180 PS-Lokomotiven 900 mm Spur:

1914	14 000 M
1915	15 800 „
1916	18 700 „
1917	28 000 „
1918	41 000 „
1919	59 000 „
1. Hälfte 1920	250 000 „
2. „ 1920	225 000 „
1. „ 1921	180 000 „
21. September 1921	197 500 „
15. November 1921	558 000 „
14. Januar 1922	605 000 „
23 März 1922	646 000 „
9. Mai 1922	744 000 „
14. Juli 1922	1 152 000 „
16. September 1922	4 100 000 „
7. November 1922	9 690 000 „
10. Januar 1923	22 500 000 „
15. März 1923	93 400 000 „
15. Mai 1923	108 000 000 „
19. Juli 1923	724 000 000 „
20. September 1923	452 000 000 000 „
12. Dezember 1923	18 000 „
1. Hälfte 1924	19 200 „
2. „ 1924	17 300 „
1. „ 1925	17 300 „
2. „ 1925	19 000 „
1. „ 1926	19 000 „

Sie veranschaulicht die interessante Tatsache, daß kurz nach der Stabilisierung allgemein die gebräuchlichsten Baugeräte nahezu zum Friedenspreis, zum Teil sogar etwas billiger käuflich waren, daß aber in den folgenden Monaten und Jahren die Preise langsam aber stetig auf das etwa 1,3 bis 1,4 fache dieses Preises anzogen. Die Industrie mußte nämlich feststellen, daß die im Augenblick der Stabilisierungsaktion infolge einer psychologisch wohl verständlichen überschätzten Kaufkraft der Mark zustande gekommenen Goldmarklöhne, -Gehälter usw. den tatsächlichen Wirtschaftsverhältnissen nicht entsprachen, sondern wesentlich zu niedrig waren. Die Folge davon war ein Anziehen aller Preise, das noch unterstützt wurde durch eine kurze Scheinkonjunktur als Folge des künstlich durch die letzten Inflationsstadien zurückgedrängten allgemeinen Warenhungers.

Seit etwa einem Jahr jedoch ist nahezu eine völlige Beruhigung auf dem Baumaschinenmarkt eingetreten. Es dürfte deshalb von Interesse sein, die früher wiederholt gebrachten Preiszusammenstellungen der wichtigsten Baugeräte auf den derzeitigen Stand zu bringen (s. vorstehende Preisliste S. 706/707).

Wie liegen nun angesichts der mehr und mehr zunehmenden Betätigung deutscher Baufirmen im Auslande die Dinge auf den fremden Märkten? Es liegt nahe, hier in erster Linie an Amerika zu denken, denn abgesehen von der Amerikanisierungsmodekrankheit in unseren Technikerkreisen kann die Tatsache nicht bestritten werden, daß gerade in der Anwendung maschineller Bauweisen und in der Durchführung neuartiger Ideen die Amerikaner uns recht weit voraus sind. (Dabei soll hier nicht untersucht werden, ob die amerikanischen Methoden sich ohne weiteres auf deutsche Verhältnisse übertragen lassen.) Dementsprechend verfügen sie auch über eine sehr gut eingerichtete Baumaschinenindustrie, von der wir in Deutschland schon Manches gelernt haben.

Wie aber steht es mit den Preisen? Können die deutschen Baufirmen mit wirtschaftlichem Vorteil amerikanische Baumaschinen auf ihren Auslandsbauten verwenden? Die Frage stellen heißt sie auch mit wenigen Ausnahmen für Sondergebiete verneinen. Der Verfasser hat Gelegenheit gehabt, bei der Einrichtung der irischen Großbaustelle der Siemens-Bauunion angesichts der verständlichen Gefühle der Iren für Amerika dieser Frage seine besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Obgleich es sich dort um einen Großgerätepark handelte, dessen Ausmaße die Zahlen von 30 Baggern, 60 Lokomotiven, 130 km Schienen, 4500 PS Baukraftwerk usw. kennzeichnen mögen, beschränkten sich die nichtdeutschen Lieferungen auf einige Personenautos englischer Herkunft, einen pile-driver und einen fahrbaren Kompressor amerikanischer Herkunft.

Wieweit die amerikanischen Preise noch über den deutschen liegen, mag die nachfolgende Preisauswahl aus im vorigen Jahr eingegangenen Angeboten zeigen:

Maschinentyp	Größe oder Leistung	Kilopreis englisch oder amerikanisch M	Kilopreis deutsch M
Betonmaschine mit Aufzugkasten und Wasserbehälter, fahrbar	0,85 m³	1,89	0,80
Grabenbagger auf Raupen		3,50	0,84
Löffelbagger auf Raupen	1 m³	1,88	1,30
Dampframme	2 to Bär	0,95	0,88
Schienen		0,16	0,11
Zentrifugalpumpe	350 m³/h	2,32	1,30
Kompressoren zweistufig, 6 Atm.	6 m³ Ansaugeleistung	3,76	1,38
Lokomotiven	160 PS	2,17	1,10

Selbst auf dem südamerikanischen Markte, wo die Frachtbasis für die deutschen und amerikanischen Erzeugnisse der Baumaschinenindustrie nahezu als gleich angesprochen werden kann, sind die Aussichten im Wettbewerbskampfe für deutsche Baumaschinen keineswegs als ungünstig zu bezeichnen. Auch hier sind naturgemäß die Sondergeräte auszunehmen, die lediglich amerikanischem Erfindungsgeist ihr Dasein verdanken. Der Verfasser hat aber in zahlreichen Fällen feststellen können, daß für südamerikanische Bauten lediglich dann den amerikanischen Erzeugnissen der Vorzug gegeben werden mußte, wenn die deutschen Fabriken nicht rasch genug liefern konnten. Solange die ausländischen Vertretungen aber ein, wenn auch kleines, Vorratslager der gängigsten Baugeräte an den Hauptplätzen unterhalten, wird der deutschen

Baumaschinenindustrie auch der südamerikanische Markt nicht verschlossen sein. Hat sie doch vor allem auch in den neuerdings im Baubetrieb in breiter Front sich das Feld erkämpfenden kompressorlosen Dieselmotoren eine Energiequelle und Antriebsmaschine, die in gleicher Vollkommenheit nach den eigenen Aussagen des Vertreters einer der größten amerikanischen Baumaschinenkonzerne in Amerika auch nicht entfernt hergestellt werden kann.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 29. Juli 1926.

Kl. 5 a, Gr. 4. M 88 780. Carlton Mac Intosh, Stryj, Pol.; Vertr.: L. A. Nenninger, Pat.-Anw., Berlin W 57, Tiefbohrgestänge. 4. 3. 25.

Kl. 5 d, Gr. 9. A 44 180. Apparatebauanstalt Axmann & Co., G. m. b. H., Bochum, u. Erhard Scholl, Alten-Bochum, Wittener Straße 27. Bergeversatzschleuder. 10. 2. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. H 105 096. Albert Höing, Königssteele a. d. Ruhr. Gleishebebock mit einer auf das Kopfende des Hubhebels wirkenden Hub- u. Sperrvorrichtung. 25. 1. 26.

Kl. 19 a, Gr. 28. M 86 019. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Fahrbare Gleisrückmaschine mit während des Gleisrückens angehobenen als Belastung dienenden Gestellförderwagen. 14. 8. 24.

Kl. 19 e, Gr. 1. C 36 147. „Cutex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Mit entgegengesetzten Streichbrettern versehene fahrbare Vorrichtung zum Unterfüllen von angehobenen Gleisen. 2. 2. 25.

Kl. 20 a, Gr. 14. D 46 032. Louis Dehne, Brüggen a. d. Erft, u. Emil Apel, Liblar. Kettenbahnanlage für Trockenbagger- und Streckenförderbetrieb o. dgl. 22. 8. 24.

Kl. 20 i, Gr. 41. F 59 050. Ernst Fröhlich, Essen, Rosastr. 59. Vorrichtung zum Aufspeichern einer Mehrzahl durch eine Gebervorrichtung (Wiegevorrichtung) bewirkter Schaltungen zur späteren Abgabe an eine Empfängervorrichtung (Gewichtsanzeiger). 5. 6. 25.

Kl. 37 f, Gr. 3. M 91 925. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Aufbauen von Scheibengasbehältern. 28. 10. 25.

Kl. 65a[11], Gr. 1. M 92 292. Arthur H. Müller, Blankenese. Anlage zum Schleppen von Schiffen auf Binnenwasserstraßen. 30. 11. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. E 30 414. Fa. Gebrüder Eirich, Elektrizitätswerk, Hardheim, Nordbaden. Mischmaschine mit in der Höhenrichtung verstellbaren Mischwerkzeugen für Beton, Mörtel o. dgl. und sonstige erdige oder mineralische Massen. 4. 3. 24.

Kl. 84 b, Gr. 2. D 47 449. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Verfahren und Vorrichtung zum Betriebe von Schiffshebewerken mit ganz oder teilweise ausgewuchtetem und über den trockenen Scheitel geführten Trog. 2. 3. 25.

Kl. 84 b, Gr. 2. R 60 876. Reichsfiskus (Reichswasserstraßenverwaltung), vertreten durch den Regierungspräsidenten als Chef der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen, Potsdam. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke; Zus. z. Pat. 422 565. 20. 12. 23.

Kl. 84 d, Gr. 1. B 109 907. Raimondo Biondetti, Treviso, Italien; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schneckenbagger. 8. 6. 23.

Kl. 85 b, Gr. 1. H 90 675. Christian Hülsmeyer, Düsseldorf-Grafenberg, Richtweg 11. Verfahren, um Wasser zu entgasen und enthärten. 31. 7. 22.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 30 vom 29. Juli 1926.

Kl. 20 g, Gr. 1. 432 866. Otto Mäder, Emmendingen, Baden. Drehscheibe für Feldbahnen; Zus. z. Pat. 429 563. 8. 10. 25. M 91 756.

Kl. 20 g, Gr. 8. 432 867. Karl Jaeger, Brandenburg a. d. H., Gr. Gartenstr. 11. Gleitender Prellbock; Zus. z. Pat. 407 426. 21. 7. 25. J 26 432.

Kl. 20 g, Gr. 9. 432 548. Victor V. Stoika, Bukarest, Rumän.; Vertr.: K. Hallbauer u. Dipl.-Ing. A. Bohr, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61, Wasserkran für Eisenbahnen. 20. 9. 24. St 38 427. Rumänien 27. 8. 24.

Kl. 20 h, Gr. 9. 432 679. Bruno Fritzsche, Streckewalde. Heizbarer Schneeräumer. 12. 5. 25. F 58 809.

Kl. 20 i, Gr. 1. 432 869. F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Abhängigkeit zwischen getrennten Fahrstraßen- und Signalhebeln. 20. 5. 25. W 69 385.

Kl. 20 i, Gr. 4. 432 735. Albert Joseph Fleming, Soranton, Penns., V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Specht, Pat.-Anw., Hamburg 1. Weichenschutz für Eisenbahnschienen. 5. 4. 25. F 58 541.

Kl. 20 i, Gr. 6. 432 736. Lauritz Sophus Haasted, Drammen, Norw.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Einrichtung zur Kontrolle und Sicherung der Weichenstellung auf einer Bahnstrecke. 9. 12. 24. H 99 613. Norwegen 7. 12. 23.

Kl. 20 i, Gr. 11. 432 737. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Motorischer Antrieb, insbes. für Weichenstellwerke. 11. 1. 25. D 47 002.

Kl. 20 i, Gr. 11. 432 738. Fa. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Eisenkonstruktionen, Brücken- & Signalbau, Berlin-Reinickendorf. Elektrischer Weichenantrieb mit Zahnrad und Zahnstange. 15. 5. 24. H 97 309.

Kl. 20 i, Gr. 11. 432 870. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Stellwerk für Weichen, Signale o. dgl. 21. 5. 25. S 70 100.

Kl. 20 i, Gr. 14. 432 739. Adolf Körlin, Mallnow b. Carzig, Kr. Lebus. Herablaßbare Glühlampenlaterne für mehrflügelige Signale. 15. 4. 25. K 93 750.

Kl. 20 i, Gr. 19. 432 740. Fa. Suter-Strickler & Co., Horgen, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Elektrische Eisenbahnschranke; Zus. z. Pat. 423 872. 10. 4. 25. S 69 615.

Kl. 20 i, Gr. 24. 432 741. Karl Bölte, Frankfurt a. M., Dahlmannstr. 4. Signaleinrichtung für Straßenbahnzüge. 6. 11. 25. B 122 573.

Kl. 20 i, Gr. 33. 432 550. Minna Acker, Berlin-Frohnau, Nibelungenweg 2/3. Vorrichtung gegen Überfahren von Haltsignalen. 17. 1. 25. K 92 466.

Kl. 35 b, Gr. 1. 432 691. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Halbportalartiger Uferkran; Zus. z. Pat. 392 477. 19. 10. 24. D 46 400.

Kl. 35 b, Gr. 1. 432 692. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilträger für Kabelkrane. 16. 9. 24. G 62 210.

Kl. 37 b, Gr. 3. 432 549. Fa. Hahndorf & Wucherpfennig, Bremen. Knotenpunktverbindung für hölzerne Gitterwerke. 10. 3. 23. H 92 970.

Kl. 80 a, Gr. 43. 432 655. Johann Heintges, Andernach a. Rh. Verfahren zur Herstellung von allseitig geschlossenen Hohlsteinen aus Beton. 17. 9. 24. H 100 070.

Kl. 80 b, Gr. 1. 432 723. Dr. Wilhelm Kohen, Berlin, Lützowstr. 96. Verfahren zur Verbesserung von Mörtelbildnern und Mörtel. 9. 8. 23. K 86 822.

Kl. 80 b, Gr. 6. 432 542. Peter P. Budnikoff u. Morduch E. Lewin, Iwanowo-Wosnessensk, Rußl.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung einer zementähnlichen Masse. 15. 4. 24. B. 113 752.

Kl. 84 c, Gr. 4. 432 544. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Vorrichtung zum Einspülen von Hohlpfählen. 2. 9. 23. S. 63 706.

Kl. 84 c, Gr. 4. 432 787. Fa. Emil Klemm & Dreßler, Elektrizitäts-Gesellschaft m. b. G., Dresden. Unterschlagramme. 14. 9. 24. K 90 946.

Kl. 84 d, Gr. 1. 432 709. Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk. Schaufelrad mit in Gelenken beweglich gelagerten Bechern. 25. 3. 24. M 84 368.

Kl. 84 d, Gr. 2. 432 660. Maschinenfabrik Buckau, Act.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg-Buckau. Einrichtung zum Schmieren der Gelenke von Eimerketten für Bagger u. dgl. 29. 3. 25. M 89 081.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Nieten und Schweißen der Dampfkessel, dargestellt mit Berücksichtigung von Versuchen des Schweizerischen Vereins von Dampfkesselbesitzern 1924 bis 25. Von E. Höhn, Oberingenieur. Mit 154 Abb. im Text und 28 Zahlentafeln (148 Seiten). Verlag von Julius Springer. Berlin 1925. RM. 8,—.

Die Ausschußsitzung des Fachausschusses für Schweißtechnik gelegentlich der Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure am 12. Juni d. J. hat der deutschen Fachwelt ein klares Bild vom gegenwärtigen Stand und der Bedeutung des Schweißens nach dem Gasschmelzverfahren und nach dem elektrischen Lichtbogenverfahren dargeboten. Im Flugzeugbau ist heute das Gasschmelzverfahren bereits eingeführt. Im Schiffbau liegen erfreuliche Einzelausführungen vor. In den Werkstätten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zu Wittenberge an der Elbe werden monatlich etwa 40 Arbeiter im Schweißen angelernt. Auf Grund der Dresdner Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes und seiner Mitglieder ist, wie ich in meinem Referat in Hamburg darlegen konnte, der Nachweis erbracht, daß das elektrische Schweißen für Eisenbauteile ernstlich in Betracht zu ziehen ist. Als dringendste Aufgabe ist auf diesem Gebiete die Forderung zu bezeichnen, mit Hilfe unserer metallurgischen Kenntnisse die Güte der Elektroden weiter auszubilden, damit ein möglichst voller Ersatz gestoßener Stabquerschnitte mit hinreichender Sicherheit gewährleistet wird. Während unser vorzüglich bewährtes Nietverfahren bei Verbindung von Stäben untereinander oder mit Knotenblechen hinsichtlich der Sicherheit und der Zähigkeit bisher unerreicht dasteht, liegen die Verhältnisse bei Verbindung von Blechen untereinander, also bei Kesseln und Rohrleitungen für die Einführung des Schweißens weit günstiger. Hier handelt es sich hauptsächlich um die Forderung der Dichtigkeit einer Naht. Beim Nieten kann aber immer nur eine stellenweise oder besser gesagt punktweise, innige Verbindung der Bleche erreicht werden. Daher ist es begreiflich, daß heute schon eine Reihe von Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen nach dem Schweißverfahren ausgeführt worden sind, wie z. B. die des badischen Murgthalwerkes bei rd. 300 m Höhenunterschied nach dem Wassergasschweißverfahren.

In dem Entwicklungskampfe des Schweißens gegen das Nieten hat der Schweizerische Verein von Dampfkesselbesitzern unter der Führung von Oberingenieur E. Höhn einen tatkräftigen Vorstoß zur Förderung des Schweißens von Dampfkesseln unternommen. Der hier vorliegende Bericht über die im Jahre 1924 bis 25 in der Materialprüfungsanstalt Zürich von Dr. A. Huggenberger durchgeführten Messungen und Beobachtungen, sowie vor allem die Schlußfolgerungen, die E. Höhn hieraus zieht, sind so bedeutsam, daß sie das Interesse der gesamten Fachwelt im höchsten Maße erwecken müssen. Von der Fülle des Dargebotenen seien hier nur in aller Kürze einige Feststellungen wiedergegeben, die besonders für das Arbeitsgebiet des Bauingenieurs von Bedeutung sind.

Bereits 1921 war von demselben Verein die Festigkeit autogen und elektrisch geschweißter Nähte und Kesselteile untersucht worden. Im Jahre 1923 erschien bei Julius Springer die Druckschrift „Über die Festigkeit elektrisch geschweißter Hohlkörper". Bei den vorliegenden Versuchen handelt es sich u. a. um das hohe Ziel der Beantwortung der Frage: Wie können dicke Bleche, z. B. für Hochdruckkessel, genietet oder durch Schweißen einwandfrei verbunden werden? Der Bericht liefert zunächst einen wertvollen Beitrag zu der Frage der Dehnungsmessungen an Blechen und Laschen von vernieteten Probestäben sowie von genieteten Verbindungen von Kesseln. Durch Arbeiten von Bach und Baumann war der Begriff des Gleitwiderstandes bei vernieteten Blechen schon seit langem bekannt. Höhn weist nun an der Hand der Züricher Versuche besonders darauf hin, daß dieses Gleiten, das er „äußere relative Verschiebung" nennt, hauptsächlich von der Beschaffenheit und Zahl der Nieten abhängt (Kopfnieten oder versenkte Nieten, gestemmt oder ungestemmt, sattes Anliegen von Nietschaft an Lochwand.) Dagegen ist die Beanspruchung der Nieten naturgemäß von den „inneren relativen Verschiebungen" abhängig, die bei einer genieteten Naht bei jeder Belastung auf Zug auftreten. Die Lage und die Zahl der Nieten ändern auffallenderweise wenig oder nichts an diesen inneren relativen Verschiebungen, maßgebend hierfür sind vielmehr Dicke und Breite der Laschen und namentlich das Vorhandensein von Dichtungsschweißnähten. Ich möchte dieses bedeutsame Ergebnis kurz dahin zusammenfassen: Der Formänderungszustand und damit auch der Spannungszustand einer Nietverbindung kann durch die Veränderung der Lage und der Anzahl der Nieten nur wenig verbessert werden, dagegen wohl sehr stark durch die Veränderung des Querschnittes der Laschen und das Anschweißen ihrer Ränder. Gerade der Einfluß des Anschweißens der Ränder genieteter Laschen ist überraschend groß. Diese Maßnahme erhöht die Festigkeit der Verbindung in der Regel erheblich. Ferner wird über die Erhöhung der Sicherheit berichtet, die umgekehrt durch Laschen erzielt werden kann, die über geschweißte Längsnähte genietet werden. Nur dann, wenn diese Doppellaschen ziemlich breit sind und ihre gesamte Dicke diejenige des Bleches erheblich übersteigt, kann ein Erfolg erzielt werden. Ausführlich werden auch die Ergebnisse von Spannungsmessungen an genieteten Längsnähten von Kesseln und ihre Sicherheit erörtert. Für das Entwerfen von Nietverbindungen bei Kesseln werden neue Wege vorgeschlagen, ebenso für die Festigkeitsberechnung von Nietnähten, wobei auf die bekannte bereits durch die Dresdner Versuche von Dr. Findeisen erwiesene Beteiligung der verschiedenen aufeinanderfolgenden Nietreihen an der Lastübertragung Rücksicht genommen wird. Der Verfasser kommt zu dem Urteil, „genieteten Verbindungen haftet etwas künstliches an, die Verbindung von Blechen durch Schweißnähte ist im Hinblick auf ihr elastisches Verhalten die natürlichste".

Die sicherste Trommel ist zweifellos die nahtlose mit zugezogenen halbkugelförmigen Böden. (Der Verfasser macht den Vorschlag, in solche nahtlose Mäntel halbkugelförmige Böden einzunieten und die Ränder von Mantel und Boden zu verschweißen.) Völlig nahtlose Zylindermäntel für Dampfkessel führt z. B. die Firma Krupp bis zu 1,50 m Dmr. und 13 m Länge und bis zu 3,30 m Dmr. und 4,50 m Länge aus, sicherlich ein Beweis staunenswerter Vervollkommnung unserer Technik.

Neben diesen nahtlosen Trommeln haben sich neuerdings die wassergasgeschweißten Mäntel mit zugezogenen Böden vielfach bewährt. Sie werden in der Regel einer Wasserdruckprobe unterzogen, wobei die in der üblichen Weise gerechnete Tangentialspannung bis zu 1500 kg/cm² gesteigert wird. Zur Beseitigung dabei entstehender Gefügeänderungen werden diese Kessel nachher in besonderen Öfen geglüht. Das Verfahren der Gasschmelzschweißung oder das der elektrischen Schweißung kann nach Ansicht von E. Höhn für Kessel und Behälter dann angewendet werden, wenn die Wandstärken nicht allzu groß und die Betriebstemperaturen nicht besonders hoch sind. Zur Sicherung der geschweißten Nähte empfiehlt er auf Grund seiner Versuche, sogen. Stücklaschen beiderseitig über die Nähte elektrisch anzuschweißen. Diese Stücklaschen haben rechteckige Ansichtsflächen von z. B. 60 mm Länge in Richtung der Naht und 150 mm Breite rechtwinklig dazu gemessen, bei einem Abstand von 200 mm. Werden sie längs ihres ganzen Umfanges angeschweißt, so brechen sie eher, als daß sie vom Blech abgerissen werden. Sie erhöhen nicht nur den Querschnitt einer Naht (um den Betrag ihres eigenen Querschnittes), sondern auch das Widerstandsmoment hinsichtlich der Nahtmitte, so daß Biegungsspannungen unschädlich werden. Die Versuche bringen den Nachweis, daß solchen Verbindungen auch eine gewisse Zähigkeit innewohnt und daß diese wohl den Flankennähten der Laschen zu verdanken ist. Nach diesem Verfahren können, wie die Bruchproben zeigen, die Nähte so weit verstärkt werden, daß der Hohlkörper bei höchster Beanspruchung in der vollen Wand brechen muß.

Dieser Bericht über die vorliegenden äußerst wertvollen Versuche mit seinen sehr übersichtlichen und klaren Schlußfolgerungen kann allen denen, die mit dem Entwerfen oder der Ausführung von Eisenbauten zu tun haben, aufs wärmste empfohlen werden. Er bietet eine Fülle von Versuchsergebnissen und Anregungen. W. Gehler.

Großstadt-Garagen. Von Dr.-Ing. Georg Müller, Berlin-Lankwitz. Verlag Deutsche Bauzeitung G. m. b. H. Klasing & Co. G. m. b. H., Berlin. Ganzleinen RM. 15,—.

Mit dem starken Anwachsen des Kraftwagenverkehrs auch in Deutschland hat die Frage nach der Unterbringung der Kraftwagen innerhalb der Verkehrszentren immer mehr an Raum gewonnen. Ganz abgesehen von der Wirtschaftlichkeit des Kraftwagens zur Personenbeförderung zum und vom Stadtinnern mit Berücksichtigung der Anfahrtslänge gegenüber den anderen mehr oder minder an bestimmte Bahnen festgelegten Verkehrsmitteln wird sich die Unterbringung der Masse der Kraftwagen nicht nur aus betriebswirtschaftlichen, sondern in erster Linie aus verkehrstechnischen Gründen als notwendig erweisen. Die Großgarage wird im Rahmen der Stadtplanung besondere Berücksichtigung erfahren müssen; ihre nachträgliche Unterbringung in die vorhandene Planung wird unter dem Eindruck wechselseitiger Beziehungen zwischen Verkehrs- und Städtebild einer Großstadt die Bewältigung schwieriger Aufgaben erheischen, deren Lösung ein tieferes Eingehen auf diesen besonderen Zweig des städtischen Verkehrswesens zur Voraussetzung hat. Ein weiteres Problem, nicht ohne inneren Zusammenhang mit der Eingliederung der Großgarage ins Stadtbild ergibt sich bei der Wahl des wirtschaftlichen Aufbaues der Garage, ihres Systems. Es ist zweifellos ein Verdienst des Verfassers, mit dem vorliegenden Werk die Reihe der dieses Sondergebiet des Städtebaues behandelnden Fachbücher eröffnet zu haben; seine Tätigkeit als Leiter der Garagenausstellung auf der Verkehrsausstellung München und als garagentechnischer Beirat des Deutschen Automobilhändler-Verbandes hat ihm Gelegenheit gegeben, aus der Fülle der Studien und Erfahrungen heraus einen klaren Überblick über das Gesamtgebiet zu gestalten und in systematischer Folge die grundsätzlichen Fragen im Garagenbau zu beantworten. Im ersten Teil wird die Garage im Verkehrs- und Städtebild der Großstadt und in diesem Zusammenhange u. a. die Bedürfnisfrage, die Lage und Reichweite von Garagen, ferner die Beziehung des Automobils zu anderen großstädtischen Verkehrsmitteln behandelt. Die bauliche, konstruktive Einzeldurchbildung von Großgaragen bildet den Inhalt des folgenden Kapitels, dem die Besprechung ausgeführter Garagenbauten des In- und Auslandes folgt. Weiterhin wird auf die wirtschaftlichen Grundlagen des Garagenbaues Bezug genommen und die hier maßgebenden behördlichen Vorschriften angeführt und besprochen.

Das Buch verdient unter Einschluß seiner vorzüglichen Ausstattung weiteste Verbreitung in den interessierten Kreisen; dem Städtebauer wird es eine wertvolle Ergänzung der ihm auf diesem Gebiet zur Verfügung stehenden Fachliteratur sein. G. E.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 10. September 1926 Heft 37

STANDSICHERHEIT VON FUNKTÜRMEN.

Von Professor Kirchner, Berlin-Steglitz.

Mit der Entwicklung der Funkentelegraphie und -telephonie hat auch der Bau eiserner Funktürme und -maste ständig steigende Bedeutung gewonnen. Das bedeutendste diesem Zwecke heute dienende Bauwerk, zugleich das höchste Bauwerk der Erde überhaupt, der Eiffelturm, ist ursprünglich nicht hierfür, sondern für repräsentative Zwecke erbaut worden. Die Grundsätze und die Formen, nach denen moderne Funktürme und -maste zu errichten sind, werden auch ganz andere sein müssen, als beim Bau des Eiffelturmes, bei welchem z. B. Rücksichten auf Sparsamkeit völlig in den Hintergrund treten konnten. Diese Rücksichten werden u. a. besonders dazu nötigen, die angreifenden Windkräfte auf das schärfste abzuschätzen, damit einerseits kein Material verschwendet, andererseits aber nicht durch ungenügende oder zu günstige Abschätzung der Windkräfte das Bauwerk gefährdet wird. Eine Reihe solider deutscher Eisenbauanstalten konnte auf diesem Gebiet im Laufe der Jahre wertvolle Erfahrungen sammeln, welche heute im Verein mit den behördlichen Vorschriften die Einführung gut zutreffender Werte ermöglichen. Allgemein gültige behördliche Vorschriften werden meist nur landläufige Ausführungen erfassen können; für außergewöhnliche Bauwerke dagegen müssen besondere Bestimmungen von Fall zu Fall in gemeinsamer Arbeit von Aufsichtsbehörde, Bauherrn und bauausführender Firma geschaffen werden. Die „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt vom Jahre 1925 verlangen für Dächer, für Wandteile, welche höher als 25 m liegen, für Eisengitterwerk, Holzgerüste und Masten die Annahme einer Windbelastung von 150 kg/m²; für hohe Bauwerke mit kleiner Grundfläche kann die sinngemäße Anwendung der Bestimmungen für Schornsteine verlangt werden. Letztere stammen noch aus dem Jahre 1902 und verlangen ebenfalls nur die Berücksichtigung eines Winddruckes von 150 kg/m².

Bereits bei der Durchbildung der ersten höheren Funkenmaste ist indessen anerkannt worden, daß derartige Annahmen nicht ausreichen.

Der Winddruck auf die Flächeneinheit einer senkrecht getroffenen ebenen Wand wird meistens nach der Beziehung

$$p = 0{,}122\ v^2$$

ermittelt. Dem Wert p = 150 kg/m² entspricht: v = ∾35 m/sek während der höchste Wert der Beaufort-Skala, 12, mit einer Windgeschwindigkeit von 40,2 m/sek einen Winddruck von 197,2 kg/m² liefert. Die Beaufort-Skala gibt die Windstärken in der Nähe der Erdoberfläche; in größeren Höhen werden noch entsprechend höhere Windstärken herrschen. So starke Stürme werden indessen nur verhältnismäßig selten und immer nur kurze Zeit auftreten und, soweit dadurch nur erhöhte Spannungen in den Teilen des Fachwerkes, der Verankerung, den Abspannseilen oder in den Fundamenten ohne Gefährdung der Standfestigkeit eines Turmes entstehen, wird man sie als Ausnahme ausschließen können. Nach Feststellung von Eisenbaufirmen, die sich seit langen Jahren mit dem Bau von Masten und Türmen für drahtlose Telegraphie beschäftigen, können sich bei starkem böigen Sturm die Windstöße in Abständen von etwa 6 sec folgen. Freistehende Türme haben nun infolge ihrer Form und großen Massen eine Eigenschwingung von annähernd gleicher Schwingungsdauer, sodaß also leicht Resonanzwirkung entstehen kann. Die Beanspruchung wird dann besonders hoch und sehr schwer zu erfassen sein. Immerhin rechnen solide Firmen, welche sich ihrer Verantwortung bewußt sind, und nur solche sollten sich überhaupt an den Bau von Eisenkonstruktionen und besonders von Funktürmen wagen, schon längst mit derartigen Umständen. Es mußte daher überraschen, daß in der Nacht vom 25. zum 26. November die drei neuen von der Firma Honnef, Dinglingen, erbauten, eben vollendeten 150 m hohen freistehenden Funktürme in Norddeich einstürzten, während die unmittelbar danebenstehenden 4 alten, 85 m hohen, s. Z. von einer Berliner Eisenbaufirma errichteten abgespannten Maste unversehrt blieben. Nähere Angaben über die eingestürzten Türme sind nicht bekannt geworden, jedoch darf angenommen werden, daß auch die Norddeicher Türme, ebenso wie der neue von der gleichen Firma erbaute Funkturm in Königswusterhausen — vgl. Nr. 52 der „Technischen Rundschau", Wochenschrift des „Berliner Tageblatts" vom 30. Dezember 1925 — mit einem nach der Spitze hin zunehmenden Winddruck von 150 kg/m² am Fuß berechnet waren.

Nach einem Gutachten der Deutschen Seewarte war zwar der in jener Nacht herrschende Sturm ein „recht heftiger, jedoch keineswegs ein ungewöhnlich starker." Auch ein „Abdrehen" der Türme durch Sturmwirbel dürfte nach dem Gutachten der Deutschen Seewarte so gut wie ausgeschlossen sein. Hiergegen spricht auch der Umstand, daß nirgends in der Umgebung Anzeichen für die Wirkung eines Wirbelwindes zu bemerken waren. Die in Tagesblättern vielfach verbreitete Mitteilung, die Türme seien einem Wirbelsturm zum Opfer gefallen, trifft also nicht zu. In unmittelbarer Nähe von Norddeich sind leider Aufzeichnungen der Windrichtungen und -geschwindigkeit nicht gemacht. In Borkum, westnordwestlich Norddeich, sind Böen in Stärke 10—11, also von 102 bis 136 kg/m² Druck, in Wangeroog, ostnordöstlich von Norddeich, solche von 33 m/sek Geschwindigkeit, also 136 kg/m² Druck gemessen. In der Zeit von 8 Uhr 10 bis 8 Uhr 30 wurden am 25. November 1925 in Norddeich nach der Schätzung des Beobachters Böen aus Ost zu Nord von Stärke 12, also von 197,2 kg/m² geschätzt. Die Seewarte fügt aber selbst hinzu: „Freilich sind diese Schätzungen immer vorsichtig aufzunehmen, da erfahrungsgemäß der eine Beobachter nicht gleich hoch wie ein anderer wertet und er sich durch Ereignisse, wie z. B. den Einsturz der Türme dort, beeinflussen läßt und glaubt, dies könnte nur bei Windstärke 12 möglich gewesen sein." Nach allem dürfte daher wohl der Sturm die der Rechnung zugrunde liegenden Werte kaum überschritten haben. Indessen weisen die Ergebnisse des angeführten Aufsatzes über den Königswusterhausener Funkturm auf einen anderen, dem Einsturz möglicherweise zugrunde liegenden Fehler der Berechnung hin, der anscheinend auch bei dem Königswusterhausener Turm gemacht worden ist, nämlich die zu niedrige Annahme der Windangriffsflächen.

Aus den bisherigen in Göttingen durchgeführten Versuchen läßt sich folgern, daß es für gespreizte und vergitterte Fachwerkstäbe nicht genügt, die wirkliche aus den Angriffsflächen der einzelnen Teile errechnete Fläche einzusetzen, wobei meist die leeseitig gelegenen Flächen nur etwa mit der Hälfte oder einem Drittel eingesetzt werden, daß vielmehr der vergitterte

Stab als voller, also mit Vernachlässigung der sämtlichen, durch die Vergitterung gegebenen Lücken, einzuführen ist.

In dem angeführten Aufsatz über den Königswusterhausener Turm ist das Kippmoment des Turmes zu 18 350 tm angegeben. Dieses Kippmoment setzt sich zusammen aus dem Moment eines zu 15 t angenommenen Spitzenzuges und einem Windmoment, hervorgerufen durch einen vom Fuß bis zur Spitze anwachsenden Winddruck von 150 bis 250 kg/m². Es soll zunächst nicht untersucht werden, ob der Spitzenzug von 15 t reichlich genug ist, um sowohl dem tatsächlichen durch die

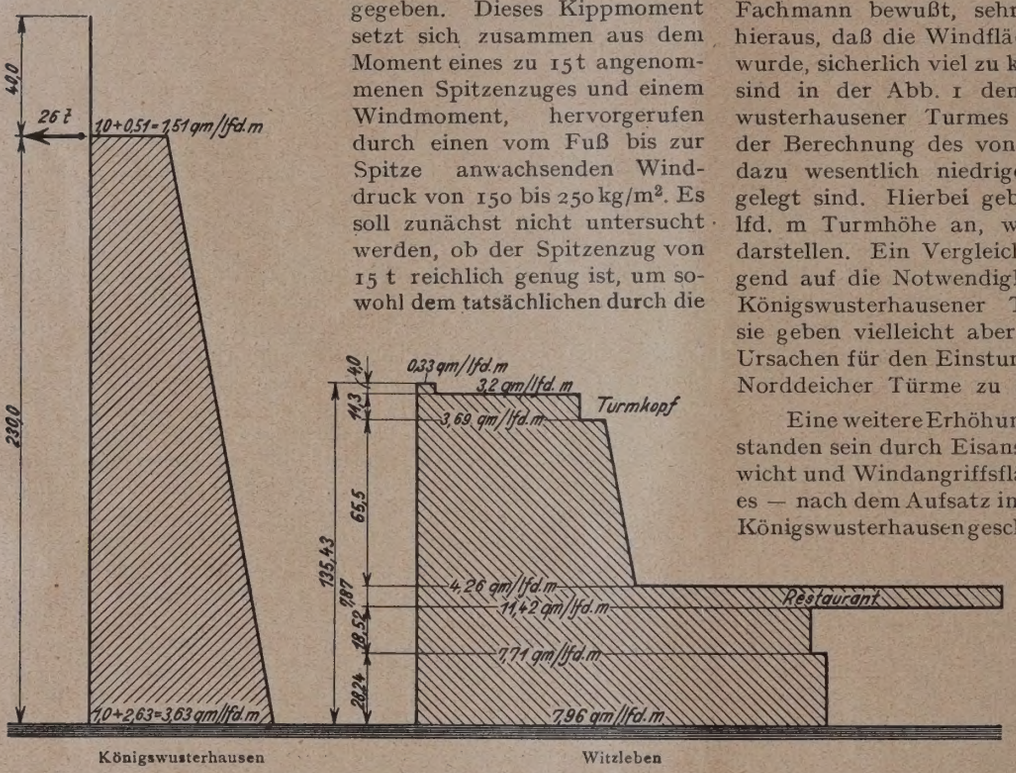


Abb. 1. Vergleich der Windangriffsflächen für die Funktürme in Königswusterhausen und Witzleben.

Antenne hervorgerufenen Spitzenzug, als auch dem Winddruck auf die etwa 40 m hohe aufzusetzende Turmspitze mit darunter befindlichem Sendehäuschen zu genügen. Bei der Annahme, daß in den 15 t Spitzenzug in 230 m Höhe der Winddruck auf den 40 m hohen Aufbau eingeschlossen ist und unter der Voraussetzung, daß die Windangriffsfläche vom Fuß bis zur Spitze des Turmes gleichmäßig abnimmt, ergibt sich dann eine Windangriffsfläche an der Spitze von 2,37 m²/lfm Turmhöhe und am Fuß von 3,13 m²/lfm Turmhöhe. Rechnet man für das mittlere Rohr mit seinem ca. 90 cm Ø einschließlich der Wendeltreppe auch nur 1 m²/lfm Höhe, so bleiben für den Turm selbst oben nur 1,37 und unten 2,13 m²/lfm Windangriffsfläche übrig. Diese an sich schon offenbar zu kleinen Windflächen verringern sich aber ganz erheblich, wenn man den angegebenen Spitzenzug von 15 t vergleicht mit der Windangriffsfläche der 40 m hohen Spitze, die auf den Turm noch aufgesetzt werden soll, und des zweistöckigen Sendehauses, welches bereits auf der Spitze des Turmes aufgebracht worden ist. Die wagrechte Belastung durch Wind auf das Sendehäuschen und die Spitze beträgt allein aber etwa 19 t und die Angriffspunkte dieser Lasten liegen höher als 230 m. Infolgedessen erhöht sich, auf eine Höhe von 230 m umgerechnet, die Windbelastung auf diese Teile auf etwa 20 t. Es bleibt infolgedessen für die Antennenbelastung in 230 m Höhe nicht nur nichts mehr übrig, sondern diese Antennenbelastung müßte sogar entlastend wirken. Nimmt man nun für die Spitzenbelastung nur 6 t an, was bestimmt zu wenig ist, da von der Firma Hein, Lehmann & Co. als Unterlage für die Ausschreibung der Maste s. Zt. 10 t ermittelt waren, so ergibt sich in 230 m Höhe ein reduzierter Spitzenzug von 26 t. Bei dieser Spitzenbelastung bleibt aber für den Turm allein an der Spitze nur noch 0,51 m², und am Fuß 2,63 m² als Windfläche pro lfm Turm übrig.

Die Konstruktion des Königswusterhausener Turmes besteht in den drei Eckstielen aus räumlichen Fachwerken von etwa 0,7 × 0,7 m Seitenlänge. Die Füllungsstäbe, für die der schon zu engmaschige K-Verband gewählt ist, haben ebenfalls räumlich etwa 0,5 × 0,7 m Seitenlänge. Alle diese Stäbe sind sehr lang und weisen sämtlich enge Vergitterungen auf. Derartige Stäbe sind aber, und dessen ist sich jeder erfahrene Fachmann bewußt, sehr große Windfänger. Es ergibt sich hieraus, daß die Windflächen, nach denen der Turm berechnet wurde, sicherlich viel zu klein angenommen sind. Zum Vergleich sind in der Abb. 1 den Windbelastungsflächen des Königswusterhausener Turmes diejenigen gegenübergestellt, welche der Berechnung des von einer Berliner Firma erbauten, noch dazu wesentlich niedrigeren Turmes in Witzleben zugrunde gelegt sind. Hierbei geben die Abszissen die Windfläche pro lfd. m Turmhöhe an, während die Ordinaten die Turmhöhe darstellen. Ein Vergleich und die obigen Zahlen weisen dringend auf die Notwendigkeit hin, auch die Standfestigkeit des Königswusterhausener Turmes noch einmal nachzuprüfen; sie geben vielleicht aber auch einen Fingerzeig dafür, wo die Ursachen für den Einsturz der von der gleichen Firma erbauten Norddeicher Türme zu suchen sind.

Eine weitere Erhöhung der wagerechten Belastung kann entstanden sein durch Eisansatz an der Antenne, welcher deren Gewicht und Windangriffsfläche erhöhte. Es genügt da nicht, wie es — nach dem Aufsatz im „Berliner Tageblatt" zu urteilen — in Königswusterhausen geschehen ist, mit hohlen Drähten aus Aludur zu rechnen. Als während des Krieges einmal in Königswusterhausen infolge Reißens der Drähte die Antenne von oben kam, wurden etwa 6 bis 7 cm Eisansatz festgestellt, welcher natürlich das Antennengewicht und die Windangriffsfläche erheblich vergrößerten. Bei einer kürzlich heruntergefallenen Antenne in Oslo ist an den Drähten sogar ein Eisansatz von etwa 50 cm Ø mit 120 kg Gewicht pro lfd. m festgestellt worden. Gerade die geringe Kenntnis der Sturmverhältnisse in größeren Höhen sowie die infolge Vereisung schwer zu erfassenden Belastungen

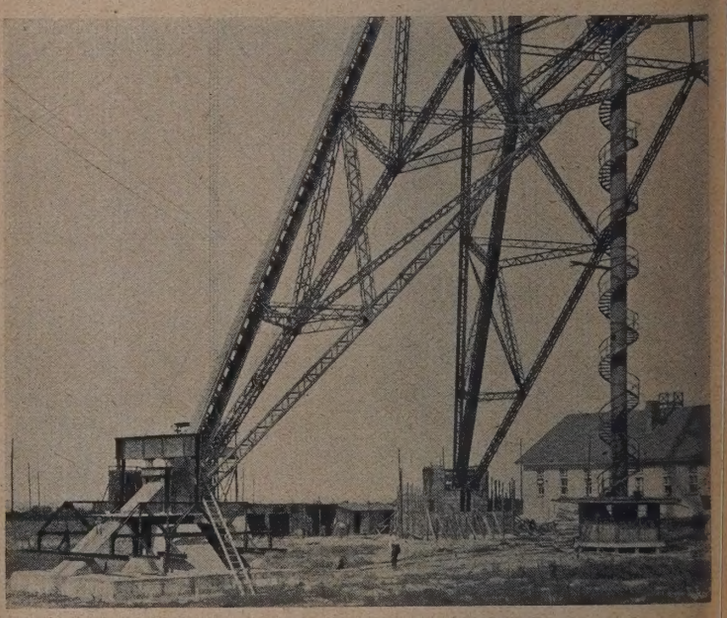


Abb. 2.

der Türme erfordern, daß in dieser Beziehung größere Vorsicht angewandt wird. Zu vergessen ist nicht, daß auch durch Eisbildung an der Turmkonstruktion selbst hohe senkrechte Mehrbelastungen und erheblich vergrößerte Windangriffsflächen entstehen können. Es sind Wetterlagen festgestellt worden,

bei denen das Eis wochenlang an den betreffenden Türmen und Antennen hängen blieb und währenddessen auch starke Stürme auf die vereisten Türme gewirkt haben. Es ist leicht einzusehen, daß eng vergitterte Stäbe sich vollständig mit Eis zusetzen können, wie dies wiederholt festgestellt ist. Da das Eis an solchen vergitterten Stäben nicht herunterfallen kann und ein Auftauen in so großer Höhe so leicht nicht eintritt, bilden solche vergitterten Stäbe durch die Eisbildung besondere Gefahren.

Die Mängel der zu gering eingesetzten Windfläche bei dem Turm in Königswusterhausen sind anscheinend auch nachträglich erkannt worden. Um die Standsicherheit zu erhöhen, sind kürzlich Arbeiten zur Beschwerung der Fundamente in Angriff genommen. Aus nebenstehender, vor einigen Wochen aufgenommenen Abb. 2 ist zu ersehen, daß an den Verankerungen oberhalb der Fußisolation (links im Bild) eiserne Träger angehängt sind, die, wie in der Mitte des Bildes zu sehen ist, mit Beton beschwert werden.

Aus Abb. 3 kann ferner die Windfläche beurteilt werden, wenn man weiß, daß das Rohr in der Mitte des Mastes einen Durchmesser von 90 cm hat.

Wo der Fehler bei den Türmen in Norddeich lag, kann nach den wenigen bisher bekannt gewordenen Konstruktionsangaben mit Sicherheit natürlich noch nicht festgestellt werden. Ebensowenig ist bisher bekannt geworden, wer den entstandenen

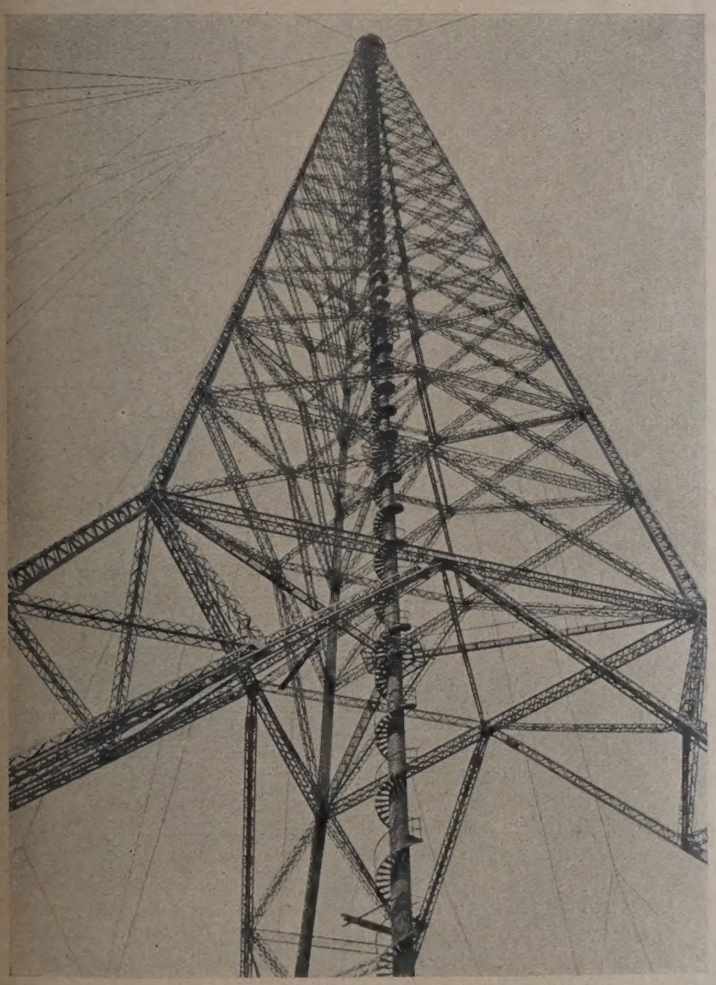


Abb. 3.

Schaden zu tragen hat; das deutsche Volk, auf dessen Kosten die Türme erbaut sind, hat aber ein Recht zu verlangen, daß die Schuldfrage restlos geklärt wird. Die gleiche Forderung muß der solide deutsche Eisenbau stellen, er muß, wie dies s. Z. nach dem Einsturz des Nauener Funkmastes die bauausführende Firma selbst getan hat, fordern, daß durch unparteiische Sachverständige, denen alle Unterlagen zugänglich zu machen sind, die Ursachen des Einsturzes, soweit dies möglich ist, geklärt und der Öffentlichkeit rückhaltlos bekanntgegeben werden. Nur so kann das Ansehen der deutschen Ingenieurwissenschaft und das des soliden deutschen Eisenbaues, dessen Leistungen gerade auf diesem Gebiete auf der ganzen Erde richtunggebend geworden sind, wieder hergestellt werden.

Mit den in der Tagespresse verbreiteten Auslegungen, die „von höherer Gewalt" und vom „Versagen statischer Formeln" sprechen, kann weder diese Angelegenheit abgetan, noch eine Entlastung der verantwortlichen Stellen herbeigeführt werden.

In dem oben erwähnten Aufsatz in der Technischen Rundschau — Wochenschrift des „Berliner Tageblatts" — vom 30. 12. 25 schreibt Herr Dr. Werner, daß die Ausführung von Funkmasten und -türmen bereits zu verschiedenen Einstürzen geführt hätte. Verfasser hat während des Krieges in einer aufsichtsführenden Militärbehörde mit der Konstruktion und Beaufsichtigung derartiger Mastausführungen in erheblichem Umfange zu tun gehabt. Wenn Herr Dr. Werner die wenigen angeführten Fälle, wie den Einsturz des alten 200 m hohen Mastes in Nauen, den Einsturz eines 120 m hohen provisorischen Rohrmastes in Lüttich und eines gleichen etwa 70 m hohen Mastes in Kreuznach anführt, so übersieht derselbe, daß auf der ganzen Erde eine außerordentlich große Zahl derartiger Türme und Maste seit langen Jahren steht. Es erscheint notwendig, kurz auf die von Herrn Dr. Werner angeführten Einstürze der von einer Berliner Firma errichteten Maste einzugehen.

Im Jahre 1911 mußte plötzlich der im Jahre 1906 erbaute 100 m hohe Mast in Nauen auf 200 m erhöht werden. Der Auftrag wurde im April 1911 erteilt, und am 1. Oktober 1911 sollte der Mast fertiggestellt sein. Die Genehmigung der Ausführung durch die in Frage kommenden Behörden zog sich aber bis zum Oktober hin, und da die radiotechnischen Versuche, die mit dem erhöhten Turm vorgenommen werden sollten, unter allen Umständen in den dunklen Winternächten um Neujahr herum erfolgen mußten, so war der Turm innerhalb 3 Monaten durchzukonstruieren, auszuführen und aufzustellen. Eine längere Zeit stand, wie schon gesagt, wegen der notwendigen Versuche nicht zur Verfügung, und die Anlage wurde notgedrungen unter der Bedingung für den Betrieb freigegeben, daß die genaue Einstellung der Abspannungen usw. um ein harmonisches Zusammenwirken zwischen dem neuen oberen Mast und dem alten herbeizuführen, sofort bei Wiederfreigabe vorgenommen werden sollte. Diese verzögerte sich aber trotz Anmahnens der Firma und deshalb konnten die erforderlichen Ergänzungsarbeiten nicht rechtzeitig vor Beginn der Frühjahrsstürme vorgenommen werden. Am 30. März erfolgte der Einsturz. Es ist z. Z. einwandfrei festgestellt worden, daß ein Konstruktionsfehler usw. nicht vorlag, sondern lediglich der erwähnte, einem Provisorium entsprechende Bauzustand, die Veranlassung war.

Die eingefallenen Maste in Lüttich und Kreuznach bestanden aus ganz leichten Rohrgebilden, die speziell für Kriegszwecke konstruiert waren, und die liegend auf der Erde zusammengebaut und innerhlab weniger Stunden gebrauchsfertig aufgerichtet wurden. Bei dem Einsturz dieser Maste ist festgestellt, daß unsachgemäße Behandlung die letzte Ursache war. Diese bestand darin, daß die Gegengewichte der Antenne, die bei starker Eis- und Windbelastung hochgehen sollten, seitens der Bedienenden mit starken Tauen vorher festgebunden waren.

Derartige Fälle für die allgemeine Beurteilung neuer feststehender Maste und Türme für Zwecke der drahtlosen Telegraphie heranzuziehen, ist nicht angängig, da die jeweiligen Umstände und die Zweckbestimmung eines jeden Bauwerkes bei der Beurteilung von Unfällen berücksichtigt werden müssen.

DIE INNENKUPPEL DES PLANETARIUMS IN DÜSSELDORF.*)

Von Dipl.-Ing. Ulrich Finsterwalder bei der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Den Mittelpunkt der großen Düsseldorfer Ausstellung der „Gesolei" bildet das nach den Plänen von Prof. Kreis erbaute Planetarium, ein Bauwerk, das auch wegen seiner Konstruktion bemerkenswert ist. Insbesondere war die Überdeckung des 36 m weiten Rundbaues eine für den Ingenieur reizvolle Aufgabe. Bekanntlich dient das Planetarium zur Vorführung der Bahnen, die die Gestirne am Himmelsgewölbe durchlaufen. Mit einem von der Firma Carl Zeiß in Jena hergestellten Apparat werden die Sterne auf eine halbkugelförmige Fläche von 30 m Ø projiziert. Nun stellt sich aber die Schwierigkeit ein, daß eine halbkugelförmige Raumüberdeckung akustische Nachteile besitzt. Die Schallwellen, die von einem Punkt des Raumes ausgehen, sammeln sich wieder und erzeugen ein in Abständen von $^1/_{10}$ Sekunden wiederkehrendes Echo, welches die Verständigung erschwert. Für einen Raum, in welchem nicht viel gesprochen wird, z. B. für Kuppeln, die nur Planetariumsvorführungen dienen, fällt dieser Mangel nicht ins Gewicht, so daß sich die Betonschale selbst als Projektionsfläche verwenden läßt. In Düsseldorf jedoch soll der Bau nicht nur den astronomischen Vorführungen dienen, sondern auch als Konzertsaal, Lichtspielhaus, Vortragssaal, Arena und dergleichen Anwendung finden. Die Anforderungen an eine gute Akustik waren demnach sehr weitgehend. Es ist das Verdienst der Firma Carl Zeiß, der akustischen Frage auf den Grund gegangen zu sein. Zwei Dinge spielen hier eine Rolle: Der Nachhall, d. h. die Zeit, welche vergeht, bis ein Geräusch wieder verschwindet und das Echo, welches von einer Sammlung der Schallwellen in einzelnen Brennpunkten herrührt. Beide Erscheinungen sind voneinander ziemlich unabhängig. Der Nachhall hängt im wesentlichen von der Größe des Raumes im Verhältnis zur Größe der begrenzenden Wandflächen, sowie von deren Fähigkeit, den Schall zu schlucken, ab. Durch entsprechende Wahl der Ausstattung (Fußbodenbelag und Einrichtung) läßt er sich immer auf ein günstiges Maß zurückführen. Das Echo ist jedoch allein von der Form des Raumes abhängig und auch bei geringer Nachhalldauer störend. Deshalb kam man dazu, bei einigen Planetarien die Projektionskuppel schalldurchlässig als eine stoffbespannte Netzwerkkuppel zu bauen und nochmals zu überdecken. Hinter der Stoffkuppel wird der Schall vernichtet. Im Zeiß-Planetarium in Jena, wo in 0,75 m Abstand von der Projektionsfläche eine Betonkuppel angeordnet ist, wurde dieses Problem in vollkommener Weise gelöst. Zahlreiche zwischen den Kuppeln kreuz und quer gestellte Blechtafeln von 2 m² Fläche zerstreuen den Schall nach allen Richtungen, so daß keinerlei störende Echowirkungen mehr auftreten (siehe Heft 36, Seite 703).

In Düsseldorf wurde eine andere Lösung gewählt, indem eine eiserne Spitzkuppel mit Holzdeckung in größerem Abstand von der Projektionskuppel angeordnet wurde. Auch hier ist die akustische Frage befriedigend gelöst, da teils die in den Raum ragenden Konstruktionsteile und teils die Spitzkuppelform die Echowirkung aufheben.

Bei der astronomischen Vorführung muß der Horizontkreis der Projektionskuppel etwa 4 m über dem Fußboden liegen. Er ruht auf einer breit ausladenden ringförmigen Brüstung auf. Der Architekt äußerte nun den Wunsch, diese Brüstung bei anderen Vorführungen als Zuschauerraum verwenden zu können. Diese schwierige Aufgabe wurde dadurch gelöst, daß die ganze 30 m weit gespannte Innenkuppel hebbar gemacht wurde. 3,70 m über der Brüstung kommt sie in eine neue Ruhelage, ein neuer Raum mit erheblich besseren Verhältnissen ist entstanden.

*) Vergleiche hierzu auch die in Nummer 36 über das gleiche Bauwerk erschienene kleine Mitteilung und die in ihr enthaltene Querschnittszeichnung des Düsseldorfer Planetariums.

Für die Innenkuppel wurde das bekannte Zeißnetzwerk verwendet. (Dischinger, Fortschritte im Bau von Massivkuppeln, Bauingenieur VI. Jahrgang, 1925, Heft 10.) Dieses ist ein in der Kugelfläche liegendes eisernes Dreiecksflechtwerk von 55 cm durchschnittlicher Stablänge. Es besteht aus mehr als 15 000 Stäben und über 5000 Knotenverbindungen. Zur genauen Anpassung an die Halbkugelform waren 76 Stabsorten notwendig, die sich in der Länge um geringe Beträge unterscheiden. Die Stäbe besitzen sämtlich den gleichen Querschnitt 25/8 mm, sind hochkant gestellt und durch das in Abb. 1 dargestellte Schloß verbunden. Beide Konstruktionsglieder wurden mit den Hilfsmitteln moderner Massenfabrikation mit höchster Genauigkeit hergestellt. Es ist klar, daß diese nötig war, da schon Fehler von weniger wie 1 mm das Zusammenschließen des Dreiecksverbandes unmöglich machen würden. Die Stäbe, deren Gesamtlänge rd 10 km beträgt, wurden aus Flacheisenstangen gestanzt. Nachmessungen, die zur Kontrolle der Genauigkeit an 200 willkürlich herausgenommenen Stäben gemacht wurden, ergaben einen mittleren Fehler von $\pm\,^1/_{20}$ mm, also eine Genauigkeit von etwa $^1/_{10\,000}$. Die Scheiben der Knotenverbindung wurden auf automatischen Drehbänken hergestellt. Sie haben eine umlaufende Rille, mittels welcher sie in die Nocken des Stabkopfes eingreifen. Die konische Form von Nocken und Rillen macht die Montage ganz mühelos. Durch Anziehen der Mutterschraube werden die Scheiben auf die Stabköpfe gepreßt und so die Verbindung hergestellt. Sämtliche Knotenverbindungen auf der Kuppel sind vollkommen gleichartig. Dagegen wurde der geringe Winkelunterschied an den Stäben jedes Knotens berücksichtigt, indem die Außenscheibe einen etwas größeren Durchmesser erhielt wie die Innenscheibe. Der Netzteilung wurde ein Parallelkreissystem zugrunde gelegt, so daß Ring- und Schrägstäbe entstehen. Die Teilung wurde so berechnet, daß sämtliche Schrägstäbe gleiche Länge bekommen. Die Ringstäbe weichen um $\pm$ 20% vom Mittel ab. Da die Ringe nach oben zu immer kleiner werden, war es nötig, Wechselzonen einzufügen, in welchen die Anzahl der Stäbe eines Ringes abnimmt. Die Montage geschah vom Kämpfer aus in ringförmigen Zonen mit Hilfe eines leichten Leitergerüstes, indem ein Stab an den anderen gefügt wurde. Das Netzwerk, welches das Bestreben hatte, sich an dem in Montage befindlichen Rand in Wellen zu legen, wurde jeweils provisorisch unterstützt, worauf sich die Kuppel einige Zonen unterhalb des Randes ohne besonderes Zutun tadellos in die Kugelform drückte. 10 Tage nach Arbeitsbeginn wurde bereits der letzte Knoten im Scheitel eingesetzt.

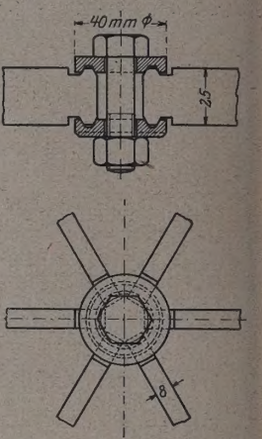


Abb. 1. Zeißknoten.

Die Abb. 2 zeigt eine Zeißkuppel im Bau. Sie gibt eine Vorstellung von dem Düsseldorfer Netzwerk, von dem sich leider keine gute Aufnahme anfertigen ließ.

In statischer Hinsicht hat das Netzwerk den Charakter einer homogenen Schale, da die Knoten eine biegungssteife Verbindung der Stäbe gewährleisten. Es läßt sich sogar eine vollwandige Schale angeben, welche in den elastischen Eigenschaften vollkommen mit der Netzwerkfläche übereinstimmt. Durch Biegungs- und Zerrungsversuche wurde der Elastizitätsmodul dieser gedachten Schale zu E = 11 700 kg/cm² und ihre Dicke zu d = 2,57 cm festgestellt. Es entspricht also das Netzwerk in der Stärke einem zölligen Brett, dagegen hat es nur den neunten Teil des Elastizitätsmoduls von Holz. Mit

Hilfe dieser Werte von E und d lassen sich alle Rechnungen, für welche das elastische Verhalten des Materials in Frage kommt, z. B. über die Randspannungen und das elastische Ausknicken der Flächen, durchführen. Erstere spielen für die

Abb. 2. Zeißkuppel im Bau.

Netzwerkkuppel keine wesentliche Rolle, da das Auflager im Bauzustand radial verschieblich war und die Ringedehnungen am Kämpfer sich zwanglos auswirken konnten. Praktisch wurde das erreicht, indem der unterste Ring des Netzwerkes in ein U-Profil 10 gelegt wurde, welches erst nach Fertigstellung der Kuppel mit Beton ausgegossen wurde. Dadurch war auch ein fester Verband zwischen der Netzwerkkuppel und der Eisenkonstruktion der vorhin erwähnten Hebeeinrichtung erreicht.

Die Gefahr des Ausknickens einer so dünnwandigen Fläche liegt natürlich sehr nahe. Ebenso wie ein schlanker Stab unter einer Druckkraft ausweicht, kann eine dünne unter Druck stehende Fläche Beulen bzw. Falten bilden. Auch diese Frage wurde im Zeißwerk eingehend versuchstechnisch bearbeitet. Es stellte sich dabei heraus, daß die von R. Zoelly in seiner Züricher Dissertation 1915 angegebene theoretische Lösung nicht den praktisch eintretenden Knickfall beschreibt und die Verhältnisse mehrfach günstiger darstellt als sie sind. Immerhin hat die Netzwerkkuppel 4,5fache Knicksicherheit.

Die in den Stäben wirkenden Kräfte sind trotz der Größe der Kuppel sehr gering; sie ermitteln sich aus Gleichgewichtsbetrachtungen zu 55 kg Druck für die Schrägstäbe und 87 kg Zug für die Ringstäbe am Kämpfer. Die Dimensionierung der Stäbe erfolgte demnach nicht nach den Spannungen, sondern fast ausschließlich nach dem elastischen Ausknicken der Fläche.

Nur das geringe Gewicht und die peinlich genaue Ausführung der gewölbten Fläche erlaubten es, die Kuppel hebbar einzurichten und damit ein Raumproblem in einer Art zu lösen, die wohl einzig dasteht. Die Konstruktion der Hebeeinrichtung sowie der Außenkuppel wurde von der Firma Flender ausgeführt und ist in einem besonderen Artikel in dieser Zeitschrift beschrieben worden.

Die Berechnung und Ausführung der Innenkuppel erfolgte durch die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Düsseldorf, im Einvernehmen mit der Bestellerin: Bürohausgesellschaft m. b. H. in Düsseldorf, unter Leitung des Reg.-Baumstr. Meyer.

EINE KONSTRUKTION ZUR ÜBERTRAGUNG VON BREMSKRÄFTEN AUF DIE HAUPTTRÄGER VON FACHWERKBRÜCKEN MIT OBENLIEGENDER FAHRBAHN

Von Reichsbahnrat Regierungsbaurat a. D. Grohnert in Frankfurt a. d. Oder.

Bei dem Entwurf einer zweigeschossigen, schiefen, eisernen Brücke mit untenliegender Straßen- und obenliegender Eisenbahnfahrbahn, der häuslichen Probearbeit für die Staatsprüfung im Eisenbahnbaufach hat der Verfasser vor rund 16 Jahren für die Übertragung der Brems- und Anfahrkräfte der Eisenbahnfahrzeuge eine Konstruktion ersonnen, durch die der für die Berechnung der Zusatzspannungen in Frage kommende Hebelarm des Bremsversetzungsmoments auf ein Minimum herabgemindert werden kann. Soweit bekannt, ist die gewählte Konstruktion bisher noch nicht ausgeführt worden und wird nachstehend näher beschrieben.

Das Hauptsystem besteht aus einer großen Mittelöffnung von 67,33 m und zwei kleineren Seitenöffnungen von je 47,33 m Stützweite. Es wurden Parallelträger mit 13 bzw. 9 Feldern von 5 m und je einem kleineren Endfeld von 2,33 m Länge entsprechend der Schiefe der Brücke von 70° gewählt.

Die Ausbildung und Berechnung der Straßenfahrbahn ist

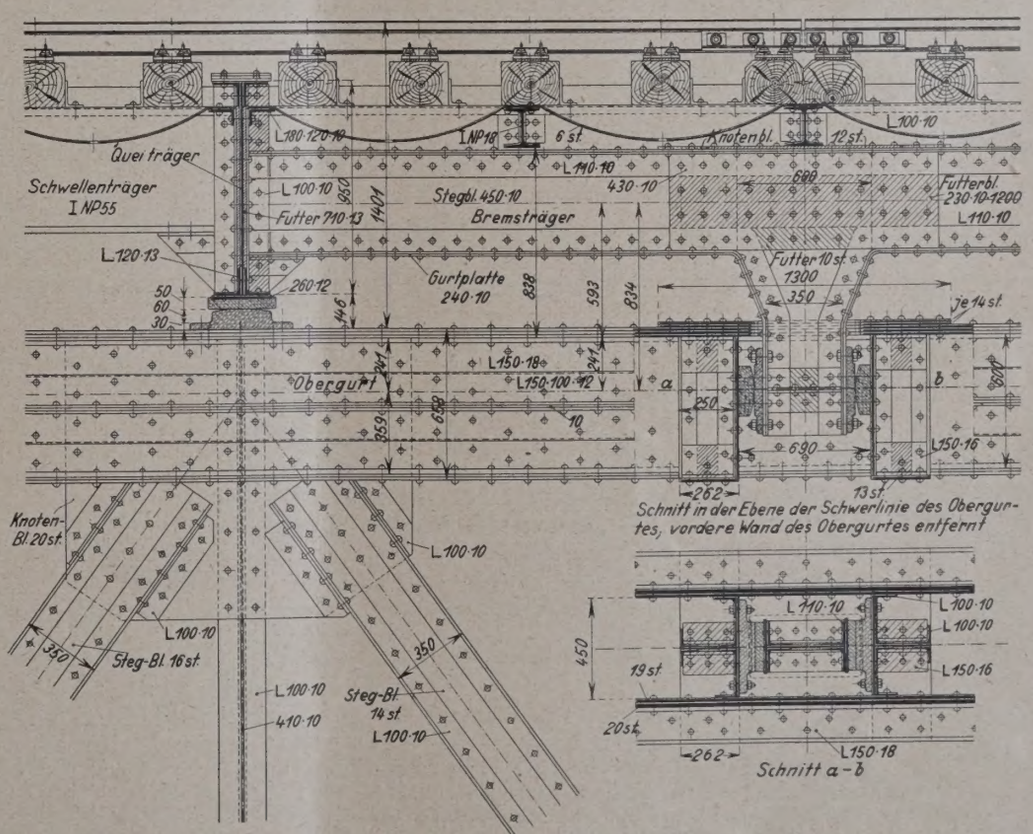


Abb. 1. Ausbildung des Bremsträgers, Ansicht sowie wagerechter Schnitt des Kragarmes.

die übliche. Ihre Querträger sind mit dem Untergurt der Hauptträger fest vernietet. Die zweigleisige Eisenbahnfahrbahn, bestehend aus Querträgern und Längsträgern, auf denen unmittelbar die hölzernen Eisenbahnschwellen und zwischen denen Buckelplatten lediglich zur Abdichtung und Schalldämpfung mittels Kiesausfüllung zum Schutz der darunterliegenden Straßenfahrbahn befestigt sind, steht dagegen in keinem festen Zusammenhang mit den Hauptträgern, um den mehrfach statisch unbestimmten steifen Rahmen zu vermeiden. Die Querträger, im Abstande der Felderweite, ruhen vielmehr durchweg auf Linienkipplagern, deren untere gewölbte Teile an den Knotenpunkten auf den Gurtplatten des Obergurts der Hauptträger fest aufgeschraubt sind. Die seitliche Verschiebung der Fahrbahn durch Wind und Schlingern wird durch beiderseitige Ansätze an den oberen Lagerplatten, ihr Abheben durch Hakenbleche verhindert. Die Brems- und Anfahrkräfte würden die durchweg lose aufliegende Fahrbahn fortbewegen und zum Abgleiten von den Lagern bringen. Es hätte also ein gegenüberliegendes Auflagerpaar als fest ausgebildet werden müssen. Abgesehen davon, daß die zu wählenden gegenüberliegenden Knotenpunkte der Hauptträger ihrer Unsymmetrie wegen nicht die gleichen sein könnten, würden infolge der wesentlichen Abstände zwischen Angriffshöhe der Bremskraft und Schwerlinie des Hauptträgerobergurts erhebliche Versetzungsmomente entstehen, die durch die in den Abb. 1 und 2 dargestellte Konstruktion vermieden werden.

In dem mittelsten Felde der Eisenbahnfahrbahn ist zwischen zwei Querträgern in der Ebene der Hauptträger je ein weiterer Längsträger, als „Bremsträger" bezeichnet, angeordnet. An seiner oberen Gurtung greift der als Fachwerk ausgebildete, sämtliche Träger des Feldes verbindende Bremsverband an. Gleichfalls in der Mitte hat dieser Bremsträger ein Kragstück nach unten, dessen Stegblech beiderseits von den Winkeleisen der unteren Gurtung des Bremsträgers eingefaßt wird. Dieser Arm wird durch eine in den Gurtplatten des Hauptträgerobergurts ausgesparte Öffnung in seinen kastenförmigen Querschnitt gesteckt. Auf beiderseitigen, kräftigen Aussteifungen im Innern sind in der Schwerlinie des Obergurts die Hälften von Linienkipplagern senkrecht befestigt, deren andere Hälften fest an dem Kragarm angebracht sind. Beiderseits berühren sich die Lagerteile. Es könnte aber auch unschwer eine Vorrichtung zum Nachregulieren der Lager geschaffen werden, um stets die beiderseitige Berührung zu gewährleisten. Der durch die Aussparung entstandene Verlust an Querschnitt wird durch zwei weitere Gurtplatten ersetzt, so daß auch die Knicksicherheit gewahrt bleibt.

Die Bremskräfte eines Zuges und die Anfahrkräfte eines gleichzeitig in entgegengesetzter Richtung anfahrenden Zuges wirken in Höhe der Schienenoberkante wagerecht und errechnen sich nach dem damals vorgeschriebenen Lastenzuge für die größere Öffnung von rd. 68 m Stützweite zu insgesamt rd. 57 t.

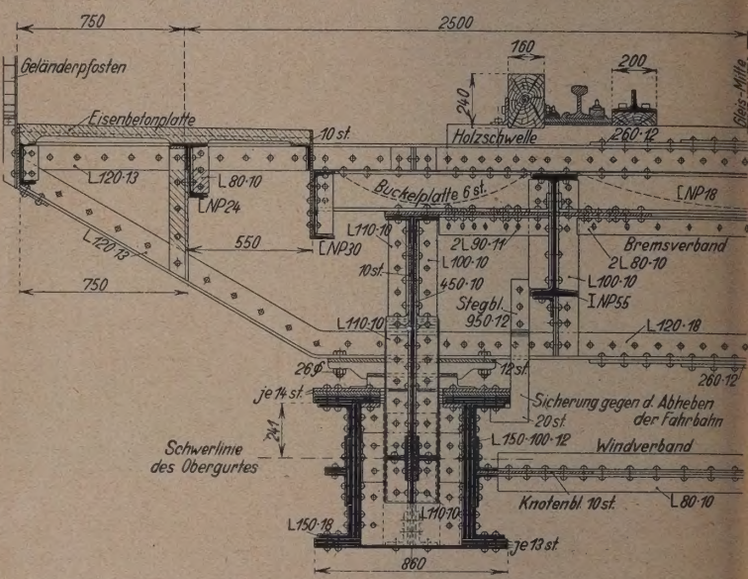


Abb. 2. Senkrechter Schnitt durch die Mitte des Bremsträgers.

Diese wagerechte, äußere Kraft wirkt nun durch die Schienen und Schwellen auf die Längsträger und weiter durch den Bremsverband auf die Bremsträger, die sie mittels ihrer Kragarme über die erwähnten Linienkipplager in der Schwerlinie des Hauptträgerobergurtes auf diese und damit auf alle Stäbe des Hauptträgers zentral übertragen.

Der besondere Bremsträger kann aber gespart werden, wenn der Abstand der Hauptträger gleich dem der äußeren Schwellenlängsträger gewählt werden kann. Diese dienen dann in dem erforderlichen größeren Querschnitt und mit Kragarm versehen zugleich als Bremsträger. Das dürfte bei reinen Eisenbahnbrücken stets, bei zweigeschossigen Brücken dann möglich sein, wenn bei der unteren Straßenfahrbahn die gewünschte Breite des Fahrdammes erzielt wird.

ERFAHRUNGEN MIT GUSSBETON BEIM BAU DER NORDKAJE DES HAFENS II IN BREMEN.

Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Hafenbauamt, Bremen.

(Schluß von Seite 696)

III. e) Betonmaterialien, Betonmischungsverhältnisse für die Herstellung der Kajemauer und ihre Bauwerksfestigkeiten.

Als Zuschlagstoff für den Beton der Kajemauer ist ungesiebter Kies, welcher aus der Weser zwischen Allermündung und Dörverden gebaggert wurde, mit einem Hohlraumgehalt, in eingerütteltem und getrocknetem Zustande von 23 bis 25% verwendet worden (vgl. Abb. 26).

Für 1 m³ feste Betonmasse wurden benötigt:

a) Rostplatte:

		Zement	Traß	Kies	(Porenwasser)	Wasserzusatz
In Raumteilen . .	N.D.F. 28 T.[1]) 500/580	190	85	1160	45	170 l
	N.D.F. 28 T. 400/500				(40)	(145) kg

[1]) N. D. F. 28 T 400/500 bedeutet: Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen 400 bis 500 kg/cm².

b) aufgehendes Mauerwerk:

		Zement	Traß	Kies	(Porenwasser)	Wasserzusatz
In Raumteilen . .	N.D.F. 28 T.[1]) 500/570	153	65	1160	45	165 l
	N.D.F. 28 T. 400/500				(40)	(135) kg

Ich füge hier absichtlich nicht, wie bisher üblich, das Betonmischungsverhältnis, sondern die für „1 m³ festen Beton" benötigte lose Masse von Bindemitteln, Zuschlagstoffen und Wasser an; denn aus der nackten Angabe des Mischungsverhältnisses 1 : ½ : 6 geht weder die lose Masse, noch die Höhe des Wasserzusatzes hervor. Beide Angaben sind aber für eine vergleichende Betonerforschung ebenso notwendig, wie die genaue Erfassung der Bindemittel und des verwendeten Zuschlagsmaterials.

Ich habe nämlich bei meinen letzten Vergleichsuntersuchungen unendlich viel Zeit und Mühe aufwenden müssen,

um mir aus dem Text der Veröffentlichungen anderer Bauausführungen und Versuche mühselig vergleichende Angaben zusammenzustellen. Und oft habe ich vergeblich gesucht, weil die alleinige Angabe des Mischungsverhältnisses mehr als dürftig ist.

Wenn man die Druckfestigkeiten der Würfel nach drei Monaten (vgl. Abb. 27) betrachtet, dann muß man sich fragen, was hat eigentlich die Angabe des Mischungsverhältnisses noch mit diesen Festigkeiten zu tun. Wohin führt der Weg, wenn ich

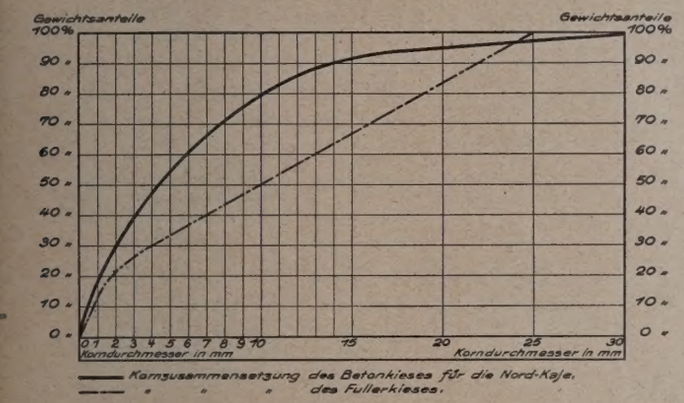


Abb. 25. Kieskurven.

erkennen muß, daß ich mit 1 : ½ : 8, also einem mageren Mischungsverhältnis, in derselben Zeit höhere Festigkeiten erziele als mit 1 : ½ : 6 mit Kies- und Splittzuschlägen?

Und worin liegen die Ursachen?

1. In der Zusammensetzung der Zuschlagstoffe.
2. In dem bislang nicht genug berücksichtigten Porenwasser der Zuschlagstoffe.
3. In dem ungleichmäßigen Wasserzusatz.
4. In der verschiedenen Normenfestigkeit des Zementes.

Alles Gesichtspunkte, die die Angabe 1 : ½ : 6 bzw. 1 : ½ : 8 völlig außer acht läßt.

Von diesen Gesichtspunkten ausgehend, würde ich es begrüßen, wenn es Allgemeingut würde, an Stelle der Angabe des Mischungsverhältnisses aufzuführen:

„wieviel Bindemittel, Kies einschl. Porenwasser und Wasserzusatz benötigt werden, um „1 m³ festen Beton" herzustellen, und welche Beschaffenheit und Kornzusammensetzung das Zuschlagmaterial und welche Normenfestigkeit der Zement besitzt."

Bislang ist die Feststellung, wieviel Zement zu einem bestimmten Betonmischungsverhältnis nötig ist, in der großen Allgemeinheit in der Weise erfolgt, wie es die in dem Zementkalender 1926 abgedruckte Mischungstabelle ergibt.

Mischungsverhältnis	Zement kg	Kiessand l	Sand l	Schotter l	Druckfestigkeit nach 28 Tagen
1:3	470	1010	—	—	250 bis 350 kg/cm²
1:6	259	1100	—	—	140 „ 180 „
1:12	135	1250	—	—	50 „ 30 „
1:2:4	300	—	450	900	180 „ 240 „
1:4:8	152	—	450	900	70 „ 100 „

Diese Art der Feststellung des Zementzusatzes ist meiner Ansicht nach falsch. Verwendet man nämlich nach obiger Tabelle zur Herstellung von Beton 1:2:4 einen Zuschlagstoff mit großem Hohlraumgehalt wie beispielsweise Splitt, so benötigt man zur Herstellung von 1 m³ Beton beispielsweise 450 und 900 = 1350 l Zuschlagstoffe und 300 kg Zement, während man zur Herstellung von Kiesbeton 1:6 mit einem Zuschlagstoff von geringem Hohlraumgehalt nur 1100 l Kies und 259 kg Zement für 1 m³ feste Betonmasse benötigt.

Richtet man also die Zementmenge nach der aufzuwendenden losen Masse der Zuschlagstoffe, so benötigt man für den Splittbeton gegenüber dem Kiesbeton 300 − 259 = 41 kg Zement mehr. Es liegt da selbstverständlich auf der Hand, daß der Splittbeton bei anscheinend gleichem Mischungsverhältnis durch den höheren Zusatz von Zement auf 1 m³ feste Betonmasse auch erheblich höhere Festigkeiten bekommen muß, ohne daß diese Festigkeitszunahme allein dem Splitt zuzuschreiben ist. — Das gleiche ist der Fall mit Betonkies, wo bei dichtem Kies weniger Material für 1 m³ festen Beton benötigt wird als bei undichtem Kies.

Eine derartig schwankende Zementdosierung erschwert natürlich die vergleichende Betonuntersuchung ungemein und trübt das klare Bild über die Festigkeitseigenschaften des Betons und die Güte der Zuschlagstoffe.

„Diese Überlegung führt naturgemäß dazu, daß man von einem Mischungsverhältnis nach Angabe von Raumteilen der losen Masse Abstand nehmen und entweder, wie ich es vorher schon empfohlen habe, allgemein einführen muß, wieviel an Betonmaterialien auf 1 m³ feste Betonmasse entfallen, oder aber das Mischungsverhältnis auf feste Betonmasse zu beziehen. Z. B. festes Mischungsverhältnis 1:5 ergibt 200 l Zement bei 1000 l fester Betonmasse."

Diese letztere Angabe des Mischungsverhältnisses besitzt nämlich den großen Vorteil der Übersichtlichkeit und Vergleichsfähigkeit.

Will man nunmehr für eine bestimmte Mischungsmenge die Zementdosierung erhalten, so muß man natürlich die 200 Liter auf die für 1 cbm festen Beton erforderliche Zuschlagsmenge verteilen. Dazu ist es notwendig, daß man vor Beginn des Betonierens bestimmt, wieviel Zuschlagsmaterial für 1 cbm festen Beton benötigt wird (vgl. Kapitel IV b).

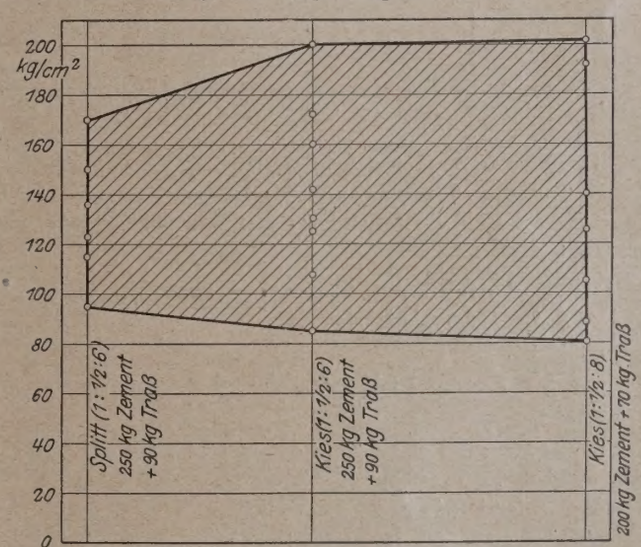


Abb. 26. Betondruckfestigkeiten verschiedener Mischungsverhältnisse nach drei Monaten.

Wir müssen uns also auch hier von der Überlieferung freimachen! Überlegen wir uns doch, daß wir die Festigkeit des Betons nicht von der losen Betonmasse, sondern von dem erhärteten Beton bestimmen, wobei es ganz gleichgültig ist, ob 1200 oder 1500 Liter lose Masse zu der Herstellung von „1 cbm festem Beton" benötigt wurden.

Als Einheit ist daher „1 cbm fester Beton" einzuführen und auf 1 cbm das Mischungsverhältnis aufzubauen. Im Grunde genommen bleibt es sich natürlich gleich, ob ich erkläre, ich habe nach losen Raumteilen oder Gewichtsteilen gemischt, oder ich beziehe die Angaben auf „1 cbm festen Beton". Der Unterschied liegt nur darin, daß ich bei der Angabe 1 : 6 in Raumteilen oder Gewichtsteilen nie genau erkennen kann, wieviel Liter Bindemittel sind denn nun eigentlich auf „1 cbm festen Beton" verwendet worden, da man von der losen Masse der

Zuschlagstoffe abhängig ist, die dauernd Schwankungen unterworfen ist und in der Angabe nicht erfaßt wird.

Wenn ich nun aber das Mischungsverhältnis auf „1 cbm festen Beton" beziehe, also z. B. 1 : 5, so ergibt sich 1000 : 5 = 200 Liter Zement, wobei die Zahl 1000 Liter, in allen Fällen auf „1 cbm festen Beton" bezogen, unveränderlich bleibt. Das gleiche Ergebnis erziele ich mit der Angabe der verbrauchten Bindemittel in Liter auf „1 cbm festen Beton". Erfolgt dazu noch die Angabe des Wassergehaltes, also Wasserzusatz und Porenwasser der Zuschlagstoffe, ferner die Angabe der Kornzusammensetzung und des Materials der Zuschlagstoffe, dann ist endlich in allen Fällen eindeutig bestimmt, worauf sich die Festigkeit des Betons aufbaut.

Machen wir uns vorstehendes an einem Beispiel klar, so ergibt sich:

a) Bislang übliche Angabe des Mischungsverhältnisses in Raumteilen:

1 : ½ : 6,

1 Rt. Zement : ½ Rt. Traß : 6 Rt. Kies,

wobei fehlt:

1. die genaue Mengenangabe von Zement und Traß auf „1 cbm festen Beton",
2. die Normenfestigkeit des Zementes,
3. der Wassergehalt des Betongemisches.

b) Angabe der verbrauchten Bindemittel und Zuschlagstoffe und Wasser auf „1 cbm festen Beton":

200 Liter Zement (N. D. F. 28 T 400/500) [2]),
100 Liter Traß,
200 Liter Wassergehalt einschl. Porenwasser,

womit alles angegeben ist, was für die Betonfestigkeit bestimmend ist.

c) Angabe des Mischungsverhältnisses auf „1 cbm festen Beton":

1 (400/500) [2]) : 0,5 : 1,2 : 5

(Zement : Traß : Wassergehalt : festen Beton),

das heißt also:

Es waren für „1 cbm festen Beton" erforderlich:

1000 : 5 . 1 = 200 Liter Zement, mit einer Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen von 400 bis 500 kg/cm²,

1000 : 5 . 0,5 = 100 Liter Traß,

1000 : 5 . 1,2 = 240 Liter Wassergehalt, also einschl. Porenwasser des Zuschlagstoffes.

Wie oben schon gesagt, ist es ferner einzuführen, daß die Kornzusammensetzung und das Material des Zuschlagstoffes anschließend mit aufgegeben wird.

Wie aus den Kurven hervorgeht (vgl. Abb. 27), schwankt die Bauwerksfestigkeit des Betons bei gleichen Zuschlag-

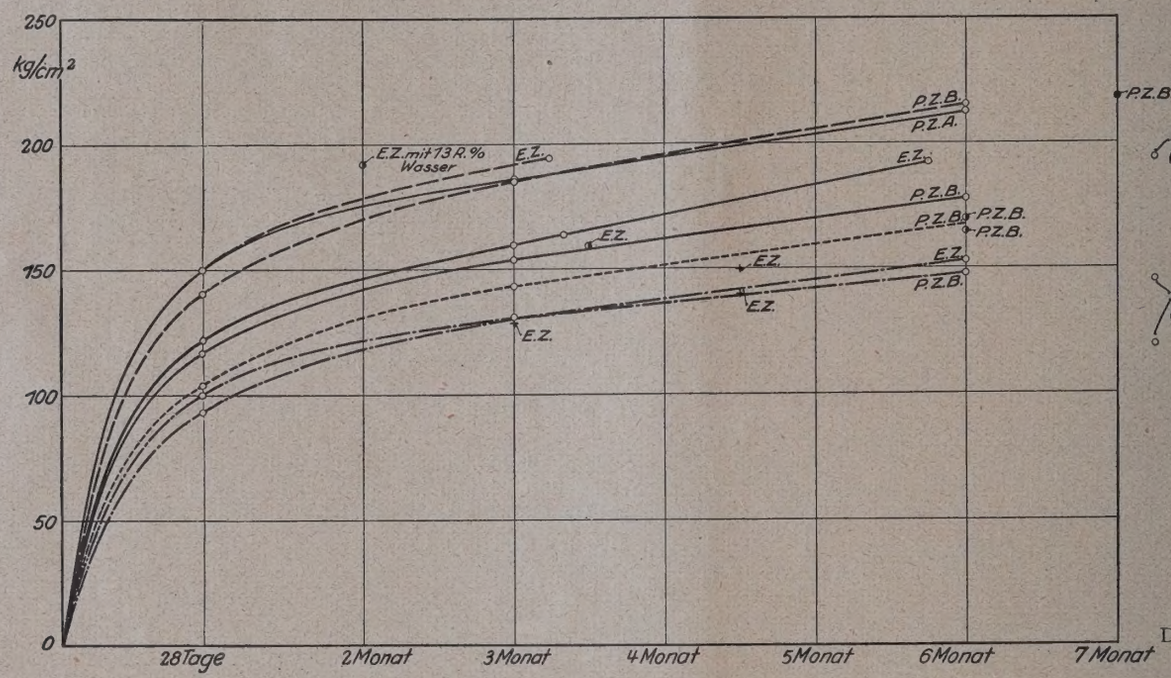


Abb. 27. Druckfestigkeiten des Bauwerksbetons.

Betonart	Auf 1 cbm festen Beton entfallen:			Ergebnisse der Proben:	
	Gewicht	Zement	Traß	aus dem Mischgut entnommen	aus dem fertigen Bauwerk ausgestemmt
Kiesbeton	250 kg +85 „	Portlandzement A. u. B. Eisenportlandzement	Traß	P.Z.A. u. P.Z.B. E.Z.	○ P.Z.B. ○ E.Z.
Splittbeton	250 „ +85 „	Portlandzement B. Eisenportlandzement	Traß	P.Z.B. E.Z.	● P.Z.B.
Kiesbeton	200 „ +65 „	Portlandzement B. Eisenportlandzement	Traß	P.Z.B. E.Z.	+ E.Z.
Fuller-Kiesbeton	250 „ +85 „	Portlandzement B	Traß	P.Z.B.	

stoffen, gleichem Wasserzusatz und gleicher Zementdosierung mit 153 bzw. 159 und 185 kg/cm² nach drei Monaten doch erheblich. Diese Unterschiede sind jedoch nur auf die Verwendung verschiedener Portlandzemente mit ihren verschieden hohen Normenfestigkeiten und ihrem verschiedenen Verhalten zum Traßzusatz zurückzuführen.

Zu beachten ist, daß die Festigkeit des Betons mit ungesiebtem Weserkies, aber mit einem Portlandzement von höherer Normenfestigkeit, aber keinem hochwertigen Zement, gleich hohe Festigkeiten ergibt wie Splittbeton, für den ein Portlandzement mit durchschnittlicher Normenfestigkeit verwendet wurde.

Der Wasserzusatz zum Beton bei der Herstellung des Bauwerkes lag anfangs im Mittel bei 12 Raumprozent und 4 Raumprozent Porenwasser des Kieses, Gesamtwassergehalt also rund 15 Raumprozent. Ein Abzug für Verdunstung und Versickerung von Wasser u. a. ist dabei nicht gemacht, weil allen diesen Angaben immer nur Schätzungen zugrunde gelegt

[2]) N. D. F. 28 T. 400/500 bedeutet: Normendruckfestigkeit nach 28 Tagen = 400 bis 500 kg/cm².

werden können. Durch den Einbau der späterhin noch näher beschriebenen, automatischen, regulierbaren Wasserabmeßgefäße konnte der Wasserzusatz zum Beton auf 10 Raumprozent bei 3,5 Raumprozent Porenwasser des Kieses herabgemindert werden, Gesamtwassergehalt also rund 12,8 Raumprozent. Trockener konnte wegen der Dichte der Eiseneinlagen nicht gemischt werden. Die Differenz im Wasserzusatz schwankt bei trockener, heißer Witterung und bei feuchten, kalten Tagen mit etwa 2 Raumprozent.

Die natürliche Folge des abgedrosselten Wasserzusatzes war natürlich ein Heraufschnellen der Betondruckfestigkeiten im Bauwerk, wie das in die Kurven hineingezeichnete Ergebnis eines ausgestemmten Würfels aus der Rostplatte der Kajemauer mit 192 kg/cm² nach 2 Monaten ergab!

Der Vergleich der Festigkeiten der aus dem fertigen Bauwerk herausgestemmten Würfel mit den in den eisernen Würfelformen 30/30/30 cm hergestellten Proben aus der in das Bauwerk gegossenen losen Betonmasse ergibt, daß die Festigkeiten mit hinreichender Genauigkeit übereinstimmen.

Diese Übereinstimmung mit den Bauwerksfestigkeiten wird aber immer nur dann erzielt werden können, wenn der Beton kein überschüssiges Wasser abgeben kann, da sonst dasselbe aus den eisernen Würfelformen infolge ihrer Undichtigkeit an den Kanten, wo die einzelnen Platten aneinanderstoßen, abfließt. Diese Ungleichheit des Wassergehaltes der Würfel gegenüber dem Bauwerk sind der Grund mit für die bekannten Ausreißer bei den Prüfungen, wo die Festigkeiten entweder zu hoch oder zu niedrig liegen und dann niemals in die Kurve hineinpassen wollen.

Das Verstreichen der Fugen der Würfelformen bei nassem Beton verhindert wohl das Heraustreten des überschüssigen Wassers, aber nicht die Möglichkeit, daß man bei Entnahme des Betons aus der losen Betonmasse aus dem Bauwerk auch die richtige Wassermenge faßt.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Stütz- und Ufermauer ungewöhnlicher Bauart.

An Stelle einer Stützmauer mit davor gesetzter Ufermauer aus Bruchsteinen auf Betongründung in Louvroil an der Sambre in Nordfrankreich, die infolge Nachgebens einer tonigen Grundschicht versackt und gerutscht sind, ist ein gemeinsames Eisenbetonbauwerk nach nebenstehenden Zeichnungen (Abb. 1 u. 2) gesetzt worden, das seit 1922 allen Beanspruchungen standhält und durch seine Gliederung einen gefälligen Eindruck macht.

Das Mauergewicht wird durch eine Eisenbetonschwelle mittels zwei Reihen von Betonpfählen, die im Boden gestampft worden sind, auf den Kiesgrund übertragen und durch eine Ziegelverblendung zwischen Eisenbeton-Längs- und -Querrippen verringert. Die Uferwand aus T-förmigen Eisenbetonbohlen von 1,4 m Breite ist mit der Grundschwelle durch Erdanker in je 2,8 m Abstand gehalten, die den größten Zug von 48 t bei 4 kg/cm² Widerstand der Endplatte

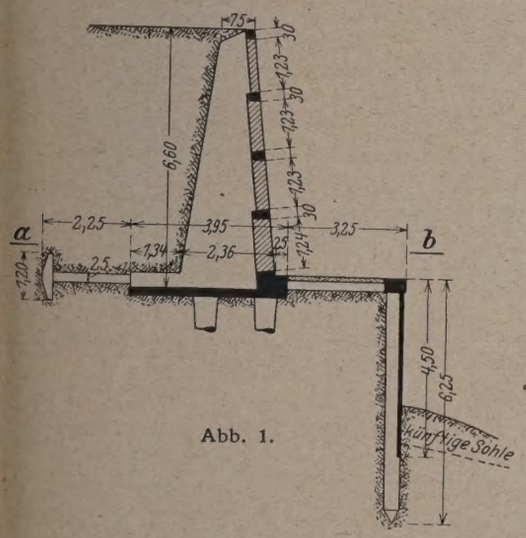


Abb. 1.

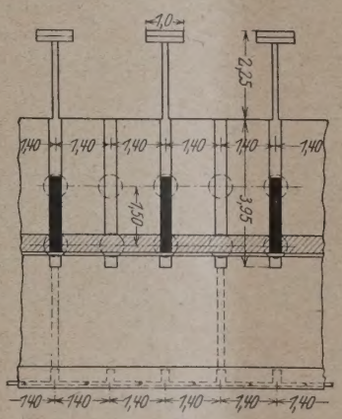


Abb. 2.

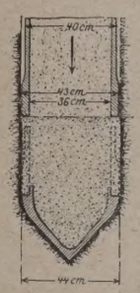


Abb. 1.

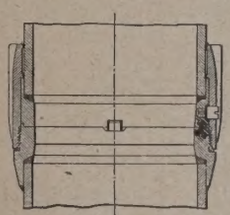


Abb. 3.

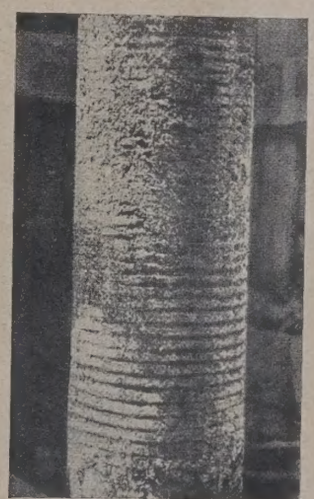


Abb. 2.

(1,0 × 1,2 m) aufnehmen können. Die Stützmauer ist für Belastung der Hinterfällung mit 2000 kg/m² und eine Pfahllast von je 45 t berechnet. (Nach Raph. Verwilghen in Technique des travaux, Lüttich 1926, Nr. 2, S. 91—95 mit 5 Zeichn. und 1 Abb. und 1 farbigen Tafel.) N.

Der Rüttelbetonpfahl.

Die Vorzüge der im Boden hergestellten Beton-Tragpfähle sind weiter durch das patentgeschützte Rüttelverfahren vermehrt worden, erfunden vom Ingenieur A. Hiley der British Steel Piling Co., London.

Die Pfähle sind gewöhnlich 10 m lang und 45 cm stark. Das Futterrohr wird durch eine direkt wirkende Dampframme mit 2 t Bärgewicht und 15 m hohem Gestell eingetrieben, das durch Rückvorrichtungen der Laufrollen genau über dem Pfahlpunkt eingestellt, bei Bedarf auch zum Schrägschlagen gekippt werden kann. Das Futterrohr greift mit einer hanfgedichteten Fuge in einen gußeisernen Schuh (Abb. 1) und trägt eine aus mehreren Teilen bestehende, holzgefütterte Schlaghaube, deren unterster Teil mit dem Rohr verschweißt ist und Ansätze zum Herausziehen und eine Eingußöffnung für den Füllbeton hat. Erhält der Pfahl eine Bewehrung (meist 4 bis 6 Längseisen von 20 mm Stärke mit Bügeln in 25 cm Abstand), so wird sie, nach Hochziehen der oberen Teile der Schlaghaube, fertig abgebunden in einer Minute eingesetzt und der Beton (1 : 1½ : 3) dann mittels Kübeln von 200 l Inhalt eingegossen. Zum Herausziehen des Futterrohres gibt der Bär der Dampframme 80 mal in der Minute bei 40 cm Hub mit den Enden seines Querhauptes von unten Schläge gegen die Ansätze des Futterrohres und hebt es damit jedesmal 4 cm gegen einen Reibungswiderstand von 15 t. In den so entstehenden Hohlring dringt sofort der Beton nach, wird jedoch durch das federnd zurückgehende Futterrohr, das überdies vom Bär beim Gegenlauf einen leichten Schlag nach abwärts erhält, zusammengepreßt und gibt der Außenfläche des Pfahles eine Riefung (Abb. 2). Diese rasch aufeinander folgenden Rucke (80 in der Minute) verdichten den Beton des ganzen Pfahles, wie ausgegrabene Probepfähle bestätigt haben, die auch nicht dadurch gelitten haben, daß vor ihrem Erhärten neue Pfähle in nächster Nähe niedergetrieben worden sind. Reicht die Regellänge von 10 m nicht aus, so werden die Futterröhren in Stücken von 3 m Länge mittels dreiteiliger Ringmuffen (Abb. 3) verlängert, die den glatten Rohrlauf innen nicht stören und das Rohr außen so wenig verdicken, daß das Herausziehen, bei dem die Dampframme bis 150 t Zug entwickeln kann, nicht erheblich erschwert wird; die beiden Endteile der Muffe sind mit den Rohrenden verschweißt und werden durch das Aufschrauben des Mittelteils gegen die Dichtungseinlagen gepreßt. Solche Verlängerungen sind bis 24 m ausgeführt und Ansatzröhren mit ihren Muffen bis 800 mal wieder verwendet worden. Zur Beschleunigung der Arbeit werden lange Pfähle mit zwei Kübeln gegossen. Bei 10 m langen Pfählen werden durchschnittlich 10 in einem Tage fertig, die Höchstleistung war 20 Stück in 10 Stunden. (Aus Engineering vom 26. Febr. 1926, S. 251—255 mit 13 Zeichn. und 4 Abb.) N.

Amerikanische Brückenverstärkung.

Im Engineering News-Record vom 8. April 1926 wird über interessante Verstärkungsarbeiten an einer Brücke über den Coloradofluß für die Great Northern Ry. berichtet. Diese, in den Jahren 1892—93 erbaute Eisenbahnbrücke genügte den verstärkten Verkehrslasten nicht mehr, so daß schon während der letzten Jahre alle Züge nur mit dies im wahren Sinne des Wortes der Fall, indem man zu der alten Konstruktion eine neue hinzufügte, die im Aufriß und hinsichtlich der Stababmessungen fast genau so ausgebildet war, wie die alte (vgl. Abb. 1 u. 3a). Nur die Breite ist um 3 m vergrößert worden, um genügend Spiel zwischen den alten und neuen Hauptträgern zu lassen, und außerdem liegt das ganze System um etwa 2,44 m tiefer, damit die neuen Querträger noch unterhalb der alten Konstruktionsunterkante hindurchgehen konnten. Die östliche Seitenöffnung erhielt als Verstärkung einen neuen mittleren Hauptträger, der aber so bemessen wurde, daß er ebensoviel tragen konnte, wie die beiden alten Hauptträger zusammen. Aus Abb. 3 geht hervor, daß er mit Rücksicht auf den alten Querträger ungefähr 2,41 m tiefer angeordnet werden mußte. Von den alten Fahrbahnlängsträgern nahmen ursprünglich nur die beiden inneren die Eisenbahnlast auf, während die beiden äußeren als Aussteifung dienten. Man brauchte also hier nur die beiden letzteren ebenso stark zu machen, wie die inneren Träger und sie gehörig durch Queraussteifungsbleche (je drei in einem Felde) zu verbinden, um die nötige Tragfähigkeit zu erhalten. (Abb. 3c.)

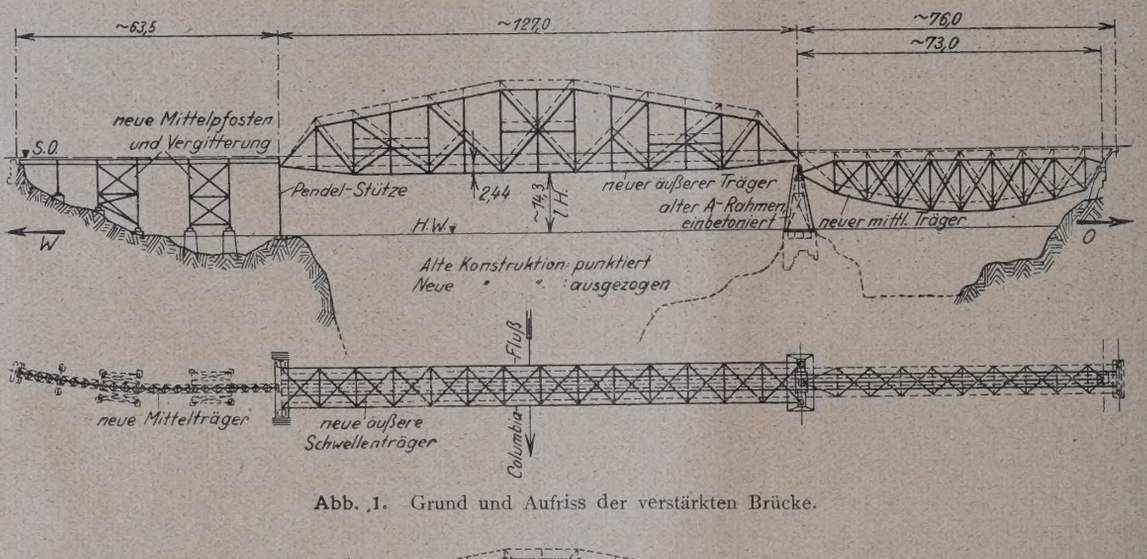


Abb. 1. Grund und Aufriss der verstärkten Brücke.

Abb. 2. Aufstellung der Mittelöffnung.

Die Aufstellung ist ebenfalls bemerkenswert. Wegen der Tiefe des Flusses kam die Aufstellung eines Lehrgerüstes für die Mittelöffnung nicht in Frage, man mußte daher mit dem Auslegerverfahren arbeiten. Als Verankerung benutzte man hierbei Fachwerkträger, die später wieder zu anderen Zwecken verwendet wurden (s. Abb. 2), Verankerungsträger A bestand aus Teilen einer schiefen Brücke, die an einer anderen Stelle des Flusses aufgestellt werden sollte. Verankerungsträger B ist nichts anderes, als der in zwei Hälften geschnittene Träger, der später den mittleren Hauptträger zur Verstärkung der östlichen Seitenöffnung bildete.

Man kann im Zweifel darüber sein, ob bei derartigen Verstärkungsmethoden die beabsichtigte Verteilung der Lasten erreicht wird, d. h., ob im vorliegenden Fall die alten und neuen Träger auch jeder wirklich die halbe Last erhalten. Man kann sich diesem Ideal allerdings durch reichliche gegenseitige Versteifungen und Verkeilungen annähern. Aber besonders die Verkeilungen, die hier bei der Mittelöffnung mit dem neuen Querträger und den alten Hauptträgeruntergurten, bei der Seitenöffnung zwischen dem alten Querträger und dem neuen Hauptträgerobergurt angeordnet wurden, erfordern größte Vorsicht, damit nicht etwa unzulässige Vorspannungen in den Fachwerkstäben hervorgerufen werden.

Cajar.

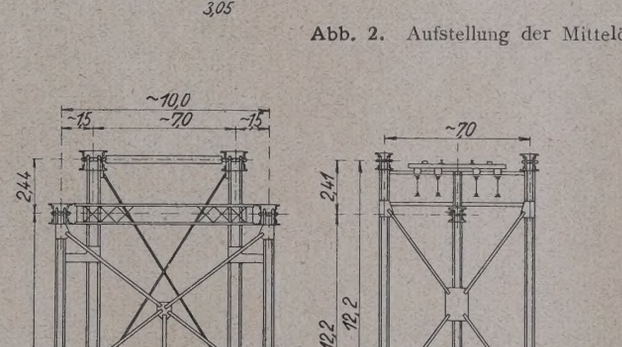


Abb. 3 a-c. Querschnitte.

verminderter Geschwindigkeit über die Brücke fahren durften. Die Art der Verstärkung ist bezeichnend für die amerikanische Anschauungsweise, nur dem rein praktischen Bedürfnis zu dienen, und dabei die Kosten auf einem Minimum zu halten, ohne Rücksicht auf das Aussehen. Durch die Verstärkung sollte die Tragfähigkeit verdoppelt werden. Dies ließ sich durch einfache Veränderung der alten Konstruktion natürlich kaum erreichen. Man half sich nun so, daß man das alte Trägersystem gewissermaßen verdoppelte. Bei der Mittelöffnung ist

Würfelfestigkeit des Betons und Mindestmenge an Zement.

In den „Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung zu Berlin-Dahlem" 1926, Neue Folge, Heft 2 (Verlag von Julius Springer, Berlin) berichtet Herr Professor H. Burchartz über Versuche über den Einfluß eines Zusatzes von Steinsplitt zu Kiesbeton auf dessen Dichtigkeit und Festigkeit.

Verwendet wurde ein Portlandzement mit 423 kg/cm² Druckfestigkeit nach 28 Tagen kombinierter Lagerung, Kossebauder Kies bzw. Kiessand von 0—25 mm Korngröße und Granitsplitt von 5—25 mm Korngröße.

Über die Versuchsergebnisse gibt folgende Tabelle Aufschluß.

Die Ergebnisse werden in dem Versuchsbericht wie folgt zusammengefaßt:

„Ebenso wie die Ergebnisse der Dichtigkeitsbestimmung den günstigen Einfluß eines Splittzusatzes auf den Dichtigkeitsgrad erkennen lassen, ist aus den Festigkeitswerten die günstige Wirkung eines solchen Zusatzes auch auf die Festigkeit ersichtlich. Hiermit ist also der Beweis erbracht, daß der Zusatz von Steinsplitt einem Kiesbeton, auch wenn er weniger als 300 kg Zement auf 1 m³ fertig verarbeiteten Beton enthält, die für Eisenbetonzwecke erforderliche Dichtigkeit und Festigkeit zu verleihen vermag, unter der Voraus

Reihe	Mischungsverhältnis des Betons	Zementmenge, bezogen auf 1 m³ frisch gestampften Betons	Unterschied im Undichtigkeitsgrad der Kiessplittbetonmischungen gegenüber den Kiesbetonmischungen	Würfelfestigkeit von 28 Tage alten 20er Würfeln aus erdfeucht angemachtem Beton. Würfel an der Luft im Zimmer erhärtet, vom 2. bis 7. Tage täglich einmal angefeuchtet
		kg	%	kg/cm²
1	1 Rtl. Zement + 4 Rtl. Kies	360		311
2	1 „ „ + 5 „ „	295		246
3	1 „ „ + 6 „ „	250		189
4	1 Rtl. Zement + 3 Rtl. Kies + 1½ Rtl. Splitt	250	20	409
5	1 „ „ + 3½ „ „ + 1¾ „ „	300	19	298
6	1 „ „ + 4 „ „ + 2 „ „	270	17	274

setzung, daß Kies bzw. Kiessand und Splitt zweckentsprechende Kornzusammensetzung aufweisen."

Die Reihe 4 hat die größte Dichtigkeit und Festigkeit des Betons ergeben, obwohl hierbei nur 250 kg Zement auf 1 m³ frisch gestampften Betons vorhanden waren. Diese Mischung ist nach § 6, Ziffer 2, Absatz 2 der Eisenbetonbestimmungen vom September 1925 unzulässig. Zulässig sind dagegen die Mischungen der Reihen 1, 5 und 6, die jedoch einen größeren Undichtigkeitsgrad und geringere Festigkeit gezeigt haben als die nach den Eisenbetonbestimmungen unzulässige Reihe 4.

W. P.

Umbau einer eisernen Gitterbrücke in eine gemauerte Bogenbrücke unter Aufrechterhaltung des Zugverkehrs.

Für den Umbau der zweigleisigen eisernen Gitterbrücke über das Tal der Orbe, 2,5 km östlich von Vallorbe, in der Eisenbahn von Lausanne nach Paris in eine gemauerte Bogenbrücke ist zunächst ein Gleis abgebrochen und das andere in die Pfeilermitte gerückt, dann der Bau der drei Hauptbogen von 30, 44 und 19 m Weite mit dem Zwischenpfeiler darunter fertiggestellt worden (Abb. 1). Danach wurden die Eisenträger mittels Holzschwellen auf die Zwischenpfeiler abgestützt und diese zwischen den Hauptträgern bis an die Fahrbahnträger in Beton hochgeführt (Abb. 2). Hierauf wurden die Fahrbahnträger und Schwellen durch 4 I-Längsträger ersetzt, die mittels Holzschwellen auf den Zwischenpfeilern ruhten, seitlich gut versteift waren und auf hölzernen Unterlagen zwischen den inneren unteren Flanschen die Schienen trugen. In einer Zugpause konnten so 10 bis 40 m Gleis umgelegt werden. Nach Entfernung der Hauptträger ging dann die Verlängerung der Zwischenpfeiler und der Einbau der Zwischenbögen mit Betonfüllung der Zwickel rasch vonstatten (Abb. 3), dem der endgültige Gleisunterbau für beide Gleise folgte. Der Umbau (Abb. 4) mit rd 19 000 m² neuem Mauerwerk war im Juni 1925 fertig und hat 1,5 Mill. schweizerische Franken gekostet, wovon rd 100 000 Franken auf die Lehrgerüste entfielen. (Engineering News-Record vom 20. Mai 1926, S. 810—811.)

N.

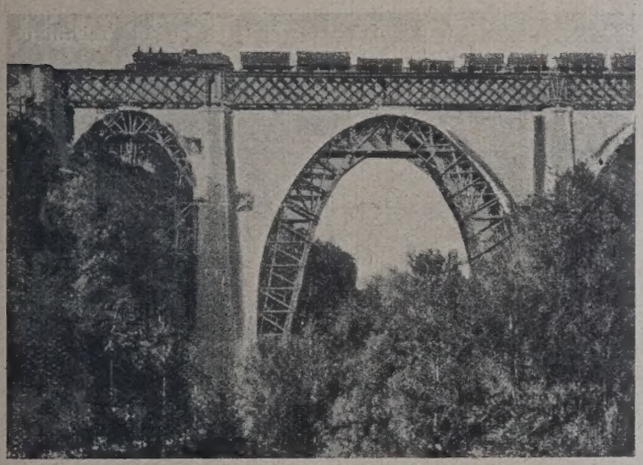


Abb. 1.

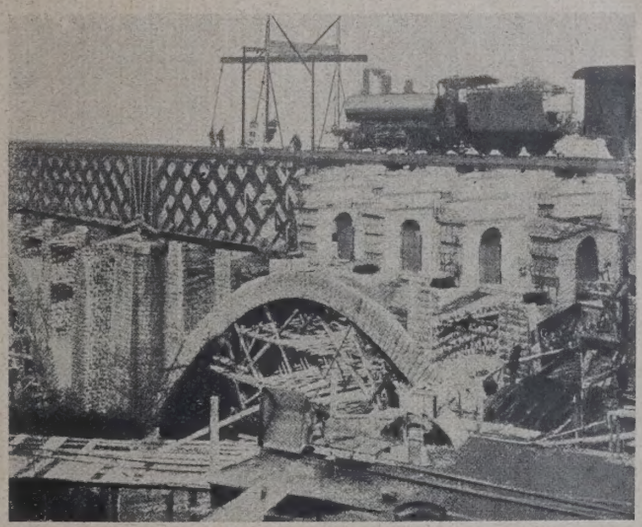


Abb. 2.

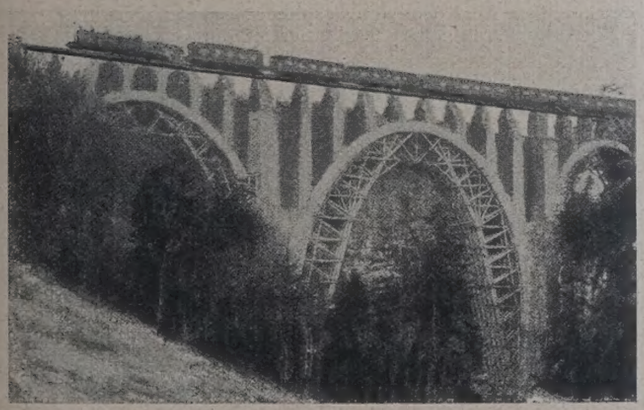


Abb. 3.

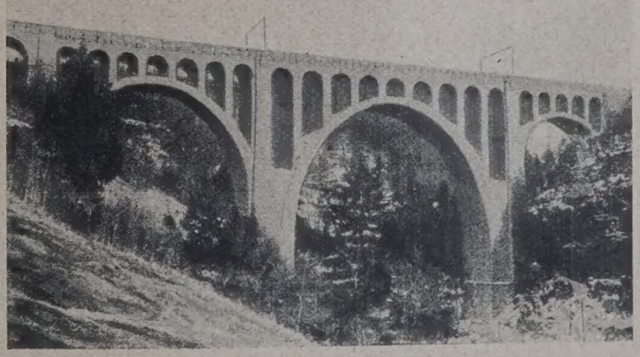


Abb. 4.

Die Catskill-Wasserversorgung von New York.

In den Jahren 1905 bis 1924 ist die Catskill-Wasserversorgung mit 191 Mill. Dollar Aufwand erbaut worden, die neben der Crotonwasserleitung Groß-New-York bis aus 250 km Entfernung mit Trinkwasser versorgt. Sie besteht aus zwei Sammeltalsperren mit einem 29 km langen Verbindungstunnel, einer 150 km langen Druckleitung (Tunnel, Betonkanäle und Dücker), einer Vorratstalsperre, einem Ausgleichsweiher und einem Verteilungshochbehälter (Abb. 1). Das äußerste Sammelbecken (Schohariegebiet) mit einem Stauraum von 75 Mill. m³ wird abgeschlossen durch eine Schwergewichtmauer aus Eisenbeton von 55 m größter Höhe mit Werksteinverkleidungen gegen das überstürzende Wasser und einem anschließenden Erddamm mit Betonkern; es liegt bereits jenseits der Wasserscheide und hat deshalb einen 29 km langen Tunnel, den längsten der Welt, für die Verbindung mit dem nächsten Sammelbecken gebraucht. Der hufeisenförmige Tunnel hat 3 m Weite und 3,5 m Höhe und Betonauskleidung, um ständig 26 m³ in der Sekunde abzuführen, da in dem felsigen Einzugsgebiet der mittlere Jahresabfluß 69% des Niederschlags erreicht und zu seiner Aufspeicherung das zweite, sehr große Sammelbecken mit benutzt werden muß; er ist mit Zuhilfenahme von 7 Zwischenschächten in 6 Jahren fertiggestellt worden. Das zweite Sammelbecken (Esopusgebiet) faßt 480 Mill. m³ und ist durch eine Betonsperrmauer von 77 m größter Höhe abgeschlossen und durch einen Erddamm geteilt, um das Wasser abwechselnd entnehmen zu können; unterhalb der Sperrmauer wird das Wasser über einem Betonbecken durchlüftet, um zeitweise auftretenden schlechten Geruch und Geschmack zu beseitigen. Die Vorratstalsperre (Kensico) hat 110 Mill. m³ Stauraum, um bei einem Schaden an der 120 km langen Druckleitung oberhalb die Wasserversorgung auf Monate zu sichern, und eine Betonschwergewichtsmauer von 93 m größter Höhe; unterhalb liegt eine Belüftungs- und eine Chlorungsanlage (Zusatz von gelöstem Chlor). Der offene Ausgleichsweiher (Hill View) mit 3,75 Mill. Kubikmeter Inhalt und 11 m Wassertiefe hat Erddämme und ist in zwei Teile zerlegt. Der Verteilungshochbehälter (Silver Lake) mit 1,68 Mill. m³ Inhalt in zwei Kammern ist 730 × 450 m groß und 11 m tief und liegt mit seinem Wasserspiegel 69 m über dem Meere, so daß die Druckhöhe für das Verteilungsrohrnetz ausreicht. Die 150 km lange Druckleitung besteht im Hauptteil (90 km) aus einem hufeisenförmigen Betonkanal von 5,3 m Weite und 5,2 m Höhe, in offenem Einschnitt mittels zerlegbarer Stahlrüstung hergestellt (Abb. 2) und mit Erde überschüttet; gewöhnlich läuft das Wasser darin (22 m³/s) nicht mit voller Füllung. Unter den breiteren Seitentälern und unter dem Hudson ist die Leitung als Druckstollen tief in gesundem Fels durchgeführt, unter dem Hudson 338 m unter dem Meeresspiegel (Abb. 3); unter den kleineren Tälern liegen Stahlrohrdücker von 3,4 m Durchmesser, außen mit Beton verkleidet. Auch die Hauptleitungen nach den Versorgungsgebieten sind 29 km Druckstollen von 4,6 bis 3,3 m Durchmesser im Fels bis 230 m unter Meeresspiegel; die 25 Bauschächte, mit Stahlrohren ausgekleidet, verbinden jetzt die Stollen mit dem Verteilungsrohrnetz.

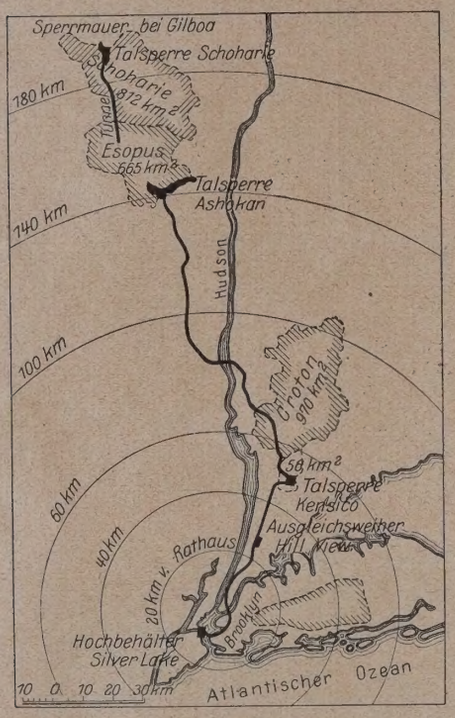


Abb. 1.

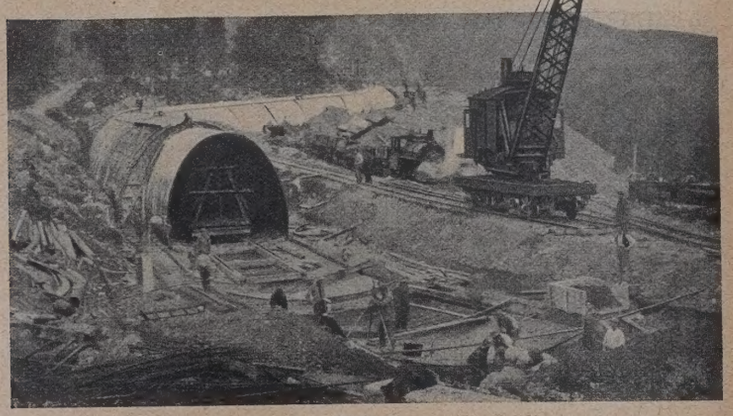


Abb. 2.

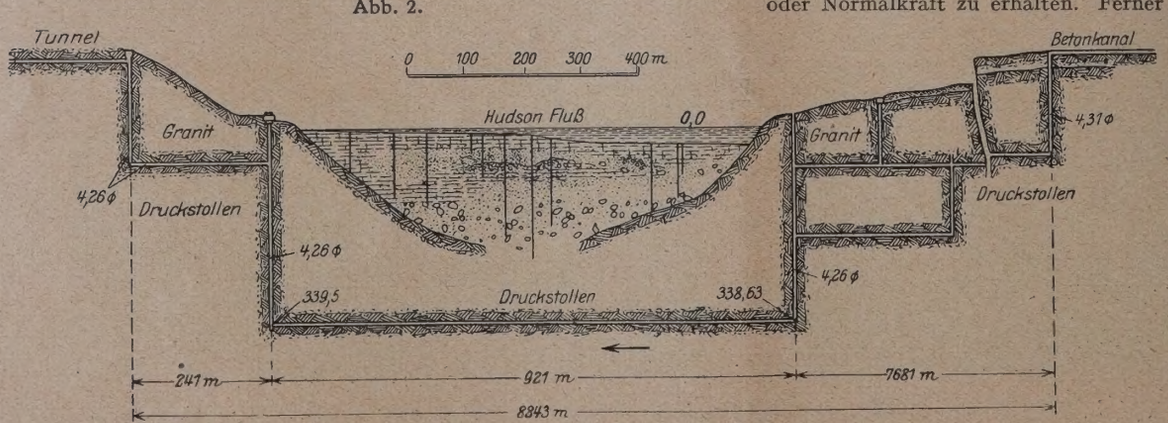


Abb. 3.

Der Gesamtinhalt aller Wasserbehälter erreicht 670 Mill. m³. Der Wasserpreis stellt sich, bei 185 Mill. Baukosten ohne Bauzeitzinsen, für jeden Verbraucher auf rd. ¾ Cents täglich. Der Wasserverbrauch ist von 1916 bis 1922 um 42 Mill. m³ jährlich gestiegen, so daß bei weiterer gleicher Zunahme die Leistungsfähigkeit der jetzigen Wasserversorgung i. J. 1935 erschöpft und für eine weitere Vergrößerung, wofür die Vorarbeiten schon im Gange sind, nur eine Bauzeit von 10 Jahren verfügbar wäre. (Nach La Technique des Travaux vom April 1926, S. 183—195 mit 13 Abb.) N.

Experimentelle Lösung statisch unbestimmter Systeme für den Gebrauch in der Praxis.

In Heft 7/1925 Ihrer geschätzten Zeitschrift gibt Herr C. Riekhoff einen Beitrag zu dem Gegenstand, den ich in meinem Artikel „Automatische Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke" in Heft 9/1924 des „Bauingenieur" in die deutsche technische Literatur einzuführen Gelegenheit hatte. Herr Riekhoff bringt in seinem Artikel die elegante Lösung der Nullpunkte für die Auswertung der tatsächlichen Biegungskurven, welch letztere ich damals im Anhang behandelt habe und seither nur selten in Sonderfällen und gelegentlich zur Kontrolle verwende.

Um Enttäuschungen zu vermeiden, scheint es mir angebracht, mitzuteilen, warum ich den von Herrn R. eingeschlagenen Weg nicht für einen Fortschritt in der Materie ansehe.

Zunächst ist die Auswertung tatsächlicher Biegungslinien lästig, weil sie aufgezeichnet werden müssen, die Fortnahme des Instrumentes erfordern und nach Herrn R. sogar rechnerische Operationen notwendig machen. Ich habe aber schon damals und seither mit noch mehr Grund nur solche Methoden als Arbeitsmethoden mit dem von mir erfundenen „Continostat" empfohlen, die ein direktes Ablesen der Werte ermöglichen, mit welchem eine Last P oder G multipliziert werden muß, um den fertigen Wert des Biegungsmomentes, Stützendruckes, Scher- oder Normalkraft zu erhalten. Ferner ist die Genauigkeit von Tangenten häufig unzuverlässig, besonders dann, wenn die Kurven flach sind, aber die Lasten sich in der Nähe des Auflagers befinden, und doppelt lästig, weil ihre Aufzeichnung Raum und bei Herrn R. sogar Abbau des Modells erfordert. Herrn Riekhoffs Artikel bezieht sich also nur auf einen ganz kleinen Teil der täglichen statischen Aufgaben, nämlich auf die Biegungsmomente unter einer ganz bestimmten Einzellast, welche nicht zu nahe an den Balkenenden steht und benötigt zur weiteren Berechnung doch wieder die mathematische Statik. Vom Standpunkt der praktischen Verbreitung mechanischer Rechnungsweisen der täglich sich dem Ingenieur bietenden Aufgaben muß ich auf Grund meiner Erfahrungen eine lose Apparatur, wie von Herrn R. beschrieben, für einen bedenklichen Rückschritt ansehen. Ich habe lange Zeit mit losen

Teilen gearbeitet und bin nach vielen und opferreichen Versuchen auf die endgültige Form des „Continostat" gekommen in der Erkenntnis, daß ein praktisch überall brauchbarer Apparat zur unmittelbaren, genauen und endgültigen statischen Berechnung elastischer Systeme die folgenden Bedingungen erfüllen muß:

Innerer Ausgleich im Apparat aller am Modell hervorgerufenen Spannungen, so daß dieselben beliebig stark sein können, kein Festzwecken einzelner Teile auf der Unterlage oder Beanspruchung und damit Beschädigung derselben in irgendeiner Weise.

Genügende Starrheit des Apparates mit den gebogenen Stäben, so daß die genaue Lage jedes Punktes gesichert ist, daß die Kurven ohne Ausweichen der Bänder mit Bleistift nachgezogen werden können und daß ohne Zeitverlust oder Verschiebung der gebogene Stabzug hinweggenommen und an derselben oder an anderer Stelle wieder aufgelegt werden kann.

Verwendungsmöglichkeit des Instrumentes in jeder Neigung, um bequemes Arbeiten an irgendeiner Stelle einer großen Zeichnung zu ermöglichen.

Fertige starr verbundene Auflager für die am häufigsten vorkommenden täglichen Aufgaben wie durchlaufende Träger mit oder ohne Säulen, so daß der gesamte Aufbau des Modells lediglich in der einfachen Verlegung eines Stahlbandes besteht und Änderungen der Auflagerbedingungen ohne jeden Zeitverlust möglich sind.

Reibungsloses Aufliegen der Stahlbänder auf der Zeichnung, um genaue Ablesungen und Aufzeichnung zu ermöglichen.

Möglichkeit der Anwendung von Methoden, welche ein direktes Ablesen der Spannungsordinate ermöglichen, welche jeweils nur mit den gegebenen, beliebig vielen Einzel- oder verteilten Lasten zu multiplizieren ist, um bereits das fertige Resultat zu erhalten.

Zum Schluß möchte ich bemerken, daß nach meiner Meinung nur mit einem Apparat, welcher die vorstehenden Bedingungen erfüllt, die Gelenkpunktmethode mit Bequemlichkeit und Sicherheit angewendet werden kann.

Buenos Aires, 13. April 1926.

Otto Gottschalk.

Hiermit ist die vorstehend behandelte Angelegenheit für uns endgültig abgeschlossen. Die Schriftleitung.

Beispiele für genaue Aufteilungen der Kreisfläche.

Von Univ.-Prof. Dr. Hielscher, Münster (Westf.).

1. Beispiele mit Hilfe Gerader:

Heft 15 des „Bauingenieur" (Seite 297) behandelt u. a. die Unterteilung von beliebigen Flächen in Streifen gleichen Flächeninhalts. Zur Lösung solcher Aufgabe empfiehlt es sich, von der Grundaufgabe auszugehen, eine Kreisfläche in Kreisteilflächen zu

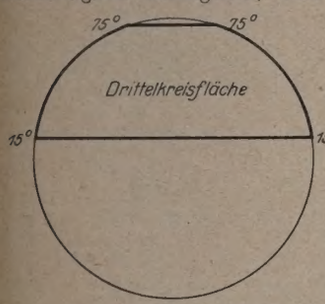


Abb. 1.
Kreisflächenaufteilung durch zwei Gleichlaufende.

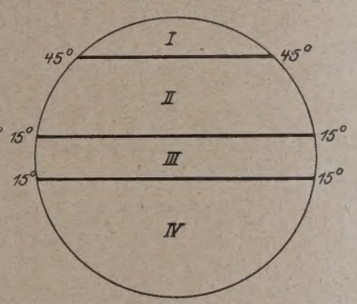


Abb. 2.
Aufteilung durch drei Gleichlaufende.

zerlegen durch Gerade, die dem Durchmesser gleichlaufen. Pol-Äquator-Gradeinteilung sei benutzt; als Beispiel ganze und gespaltene Kreisausschnittflächen (30 Grad). Es hat die zusammenhängende Fläche (Abb. 1), die durch den 15. und 75. Breitengrad abgeschnitten und somit durch diese beiden Geraden begrenzt wird, Drittelkreisflächeninhalt. — Beweis: Am Pol nur ein (30°) Kreisabschnitt; dagegen halber Äquatorgürtel in Breite 0°—15°: $\frac{r^2}{2}$ + ein (30°) Kreisabschnitt. Zwischenraum $r^2 + 4$ Kreisabschnitte (je zu 30° gehörend).

Oder zieht man den 45. und 15. nördl. wie südl. Breitengrad, so schneiden diese Gleichlaufenden 4 Stücke aus dem Vollkreise (Abb. 2), von denen das erste (I) mit dem dritten (III) zusammen $^5/_{12}$, das zweite (II) mit dem vierten (IV) zusammen $^7/_{12}$ Vollkreisfläche

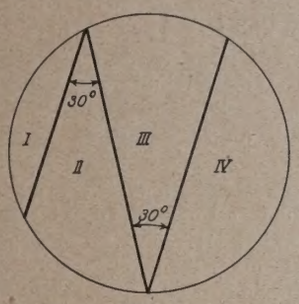


Abb. 3.
Aufteilung durch eine gebrochene Linie.

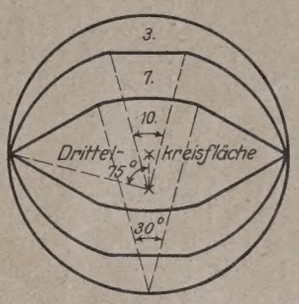


Abb. 4. Beispiele für eine fortlaufende Kreisflächenaufteilung von den Endpunkten des Durchmessers aus.

darstellen. Solche Teilung des Vollkreises kann auch durch eine einzige gebrochene Linie erfolgen wie in Abb. 3.

2. Beispiele von einem Punkte der Peripherie aus begonnen:

Für Abplattungsberechnungen kommen Aufteilungen in Betracht, die von Punkten der Peripherie ausgehen. Auch hier einige Beispiele unter Zuhilfenahme des Winkels 30 Grad, die Abb. 4 wiedergibt; benutzt sind hierbei kleinere Kreisabschnitte je zu $\frac{r^2}{4}$, größere je zu $\frac{r^2}{2}$ gehörend. Die Teilungen lassen sich fortsetzen.

Erhärten von Beton in trockenem Wetter.

(Von C. L. Mc Kesson, Prüfungsingenieur der staatlichen Straßenbauverwaltung in Kalifornien.)

Das ungewöhnlich trockene Wetter der Sommer 1923 und 1924 hat die kalifornische Straßenbauverwaltung veranlaßt, um die Bauarbeiten nicht einstellen zu müssen, Betonstraßendecken auch unter flockigem Chlorcalcium (1,4 kg/m²) erhärten zu lassen. Ausgebohrte Proben aus diesen Strecken haben gegen solche mit gewöhnlicher Wassererhärtung nach 90 Tagen 80 bis 90%, nach einem Jahre 100% Druckfestigkeit ergeben, jedoch haben diese Strecken deutliche Abschuppungen (bis 3 mm Stärke) gezeigt. Dabei ist auch festgestellt worden, daß Beton nach langer Austrocknung bei neuer Wasseraufnahme an Festigkeit zunimmt, jedoch nur, wenn er schon genügend Widerstandsfähigkeit gegen Rißbildung hatte. Bei den Versuchen im Jahre 1925 hat eine Strecke, die nur mit trockener Erde abgedeckt worden war, eine weichere Oberfläche bekommen als die feucht abgedeckten Strecken und nach 14 Tagen genügende Festigkeit, dann aber keine weitere Zunahme gezeigt, offenbar weil dann das zurückgehaltene Anmachwasser verbraucht war. Weiter haben diese Versuche gelehrt, daß die Feuchthaltezeit ohne Schaden auf 7 Tage, in Notfällen sogar auf 3 Tage verkürzt werden kann, was aber nur für Beton unter gleichartigen Verhältnissen wie Straßendecken gilt, also allenfalls für verfüllte oder hinterfüllte Mauern, jedoch nicht für dünne Eisenbetonplatten. (Nach Engineering News-Record vom 18. März 1926, S. 452—453 mit 2 Zeichn. und 2 Zahlentafeln.) N.

Ehrung.

Dem verdienten früheren Direktor des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem, Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Rudeloff, wurde von der Hauptversammlung des Vereins Deutscher Eisengießereien, Gießerei-Verband, am 27. August d. J. in Anerkennung seiner großen Verdienste auf dem Gebiete der Prüfung der in der Gießerei verwendeten Werkstoffe die höchste Auszeichnung des Vereins, die Siegfried Werner-Denkmünze, verliehen.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Problem der Arbeitslosigkeit im Lichte der Konjunkturbeobachtung.

In seiner neuesten Veröffentlichung behandelt das beim Statistischen Reichsamt gebildete „Institut für Konjunkturforschung" die brennende Frage der Arbeitslosigkeit in Deutschland.

Obwohl eine gewisse Belebung in unserer Wirtschaft sich anzukündigen scheine, ist die Arbeitslosigkeit selbst nicht zurückgegangen. Es ist nun für die Öffentlichkeit von ungemein großem Wert, daß der Diskussion über das so ernste Problem der Arbeitslosigkeit in Deutschland zunächst einmal eine feste Zahlengrundlage über den Gesamtkomplex der Unbeschäftigten in Industrie und Gewerbe, Handel und Verkehr gegeben wird.

Nach sorgfältigen Berechnungen wird die Zahl der Erwerbslosen in der Industrie auf 1¾ Millionen veranschlagt. Hierzu kommt das Ausmaß der Arbeitslosigkeit bei der Arbeiter- und Angestelltenschaft in Handel, Verkehr und Gewerbe, zum Teil auch in der Landwirtschaft. Das Ergebnis stellt eine Gesamtarbeitslosigkeit von mehr als 2 Millionen Menschen fest.

Wenn man bedenkt, daß die Mindestzahl der Arbeitslosen vor dem Kriege etwa 100 000 war, eine Zahl, die sich bekanntlich aus der normalen Fluktuation der Arbeitskräfte zwangsläufig ergibt und daß das Maximum auf etwa 600 000 zu beziffern war, so wird man bereits aus der einfachen Gegenüberstellung ermessen können, von welcher Bedeutung die gegenwärtige Ziffer von 2 Millionen Voll-Erwerbslosen für unsere geschwächte Wirtschaft sein muß. Hierzu kommt die Kurzarbeiterzahl, die allein in der Industrie mit 1,7 Millionen zu veranschlagen ist. Auch diese Zahl auf die Voll-Erwerbslosen gebracht, bedeutet ein Mehr von $\frac{1}{2}-\frac{3}{4}$ Millionen. Wir können die ungeheuren Rückwirkungen einer Arbeitslosigkeit von $2\frac{1}{2}-3$ Millionen auf die Wirtschaftsführung leicht ermessen.

Das Institut für Konjunkturforschung betrachtet kurz die Ursachen der Arbeitslosigkeit. Es unterscheidet zwei entscheidende Gründe: einmal die konjunkturelle Bewegung und zweitens die Auswirkung der struktuellen Verschiebungen in der Wirtschaft.

Nach einer kurzen Wertung des beschränkten Einflusses einer Wandlung in der Konjunktur auf die Minderung der Arbeitslosigkeit wendet sich die Publikation den entscheidenden Faktoren zu, die gleichsam eine organische Veränderung in unserer Wirtschaft herbeiführten. Dabei wird ein ungemein interessanter wirtschaftshistorischer Vergleich aus der Zeit von 1874 bis 1895 gezogen. Die damals zu beobachtende Arbeitslosigkeit fand ihre letzte Ursache in der grundlegenden struktuellen Änderung des wirtschaftspolitischen Weltbildes. Zu jener Zeit wurden die Vereinigten Staaten und andere überseeische Gebiete erschlossen. Die Folgen dieser Vorwärtsentwicklung waren es alsdann, welche die europäische Agrikultur zur Umstellung, zur industriellen Wirtschaftsführung zwangen. Hierzu kam der gewaltige Zuwachs an Bevölkerung. In Deutschland allein stieg die Bevölkerung während dieser Zeitspanne von 42 auf 52 Millionen. In anderen Ländern war es ähnlich und nur dadurch, daß das amerikanische Neuland 3 Millionen von Auswanderern aufnahm, wurde in Europa eine verheerende Arbeitslosigkeit vermieden.

Auch heute, so führt die Untersuchung eingehendst aus, sind große Veränderungen in der Wirtschaftsstruktur in nahezu allen Ländern der Welt zu bemerken. Es seien hier nur kurz erwähnt die Balkanisierung Europas, die Neuverteilung des Kolonialbesitzes, die Verödung des osteuropäischen Absatzmarktes, ganz besonders die Industrialisierung der überseeischen Gebiete, sowie schließlich auch die außerordentlich weit getriebene Rationalisierung der heimischen Produktion. Das Grundproblem der neuen Wirtschaftspolitik wird darin erblickt, diesen Veränderungen rasch und in richtiger Weise Rechnung zu tragen. Hierzu seien Europa und namentlich Deutschland umsomehr gezwungen, als die brachliegenden Arbeitskräfte nur sehr beschränkte Möglichkeit haben, auszuwandern. Es bleibt daher als einziger Ausweg der Zwang, sich den erwähnten Verhältnissen anzupassen, wenn nicht eine gewisse stationäre Arbeitslosigkeit großen Stils mit all ihren großen Belastungen und verheerenden sozialen Wirkungen entstehen soll.

Allerdings ist für die Zukunft das letzte Wort noch nicht gesprochen. Die moderne Technik, die weit größere berufliche Freizügigkeit können die Umstellung des gesamten Wirtschaftsapparates schneller vollziehen lassen, als es heute sichtlich sei. Auch brauchen die Strukturveränderungen in der Welt nicht unabänderlich zu bleiben.

Aber es ist der Publikation zuzustimmen, daß wir uns für die Gegenwart in erster Linie auf die eigene Kraft stellen müßten. Sie zeigt an, wie eine befriedigende Lösung des Arbeitslosenproblems vornehmlich von der Arbeitsbedarfsseite her möglich sei. Ganz besonders hänge die Inanspruchnahme vom Absatz auf dem Weltmarkt ab. Während die Einfuhr von Fertigfabrikaten die gleiche blieb, sank die Ausfuhr von Fertigfabrikaten von 6,7 auf 4,7 Milliarden. Es ist klar, daß in dieser Verminderung der Fertigfabrikatenausfuhr ein erheblicher Teil der Arbeitslosigkeit steckt. Das Institut berechnet interessanterweise, daß bei einer Steigerung der Ausfuhr unter gleichbleibenden Preisen von nur 2 Milliarden Mark unter Berücksichtigung eines bestimmten Lohnsatzes etwa $\frac{3}{4}$ Millionen (unter Abzug der Arbeitskräfte für Sachleistungen der Reparation) Erwerbslose in Tätigkeit gesetzt werden könnten. Wir können die Bedeutung des Exportes ermessen, zumal die reinen Exportindustrien nicht allein beschäftigt werden, sondern diese auch zahlreiche andere Industriezweige in Gang setzen.

Das Institut wertet alsdann die Bedeutung des inländischen Marktes. Die Bevölkerungszahl — auf das neue Reichsgebiet berechnet — war 1913 60,4 und ist 1925 auf 63,1 Millionen gestiegen. Durch die festzustellende Verschiebung im Aufbau der Bevölkerung ist eine Veränderuhg in der Verbrauchsrichtung insoweit eingetreten, als der Konsum von Genußmitteln eine Steigerung erfahren hat. Im allgemeinen jedoch, so führt das Institut aus, sei es schwer, eine klare Vorstellung vom heutigen Ausmaß des Konsums zu gewinnen. Es erscheint die Annahme berechtigt zu sein, daß der Konsum an inländischen Verbrauchsgütern abgenommen hat. Hingegen ist bemerkenswerterweise ein weit stärkerer Konsum in persönlichen Dienstleistungen eingetreten. Er hat weit mehr Arbeitskräfte absorbiert als vor dem Kriege. Das Institut schätzt nach der Einkommenseite hin ein Mehr von 1—2 Milliarden als Entgelt für rein persönliche Dienstleistungen. Die Erzeugung von produktiven Gütern hingegen dürfte kaum mehr die Arbeitskräfte in Anspruch genommen haben, weil die Vorratsbildung in Deutschland keine so große Rolle mehr spielt und auch die Rationalisierung selbst an Menschen spart.

Erleichterung öffentlicher Notstandsarbeiten. Der Reichsarbeitsminister hat die Bestimmungen zur Erleichterung öffentlicher Notstandsarbeiten vom 5. I. 26 (RABl. S. 4) in einem Erlaß vom 14. 8. 26 (RABl. S. 283) in einzelnen Punkten für die durch die Arbeitslosigkeit besonders betroffenen Bezirke ergänzt. Als solche Bezirke sind diejenigen Länder und preußischen Provinzen anzusehen, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 2% der Einwohnerzahl übersteigt; das sind nach dem Stande vom 1. 8. 26 Berlin, Rheinprovinz, Westfalen, Freistaat Sachsen, Provinz Sachsen, Thüringen, Hessen, Hessen-Nassau, Baden, Bayern, Pfalz, Schleswig-Holstein, Hamburg, Bremen, Lübeck, Braunschweig, Anhalt und Lippe. Für diese Bezirke, sowie von den übrigen Gebieten für diejenigen Gemeinden, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 5% der Einwohnerzahl übersteigt, gelten nachfolgende Erleichterungen:

Die Förderung kann das sechsfache (bisher das fünffache) der ersparten Erwerbslosenunterstützung betragen, darf jedoch über 80% der Gesamtkosten der Notstandsarbeiten nicht hinausgehen. Die untere Grenze für den Zinssatz der Darlehen aus Reichs- und Landesmitteln wird auf 4% (bisher 5%) festgesetzt. Die Tilgungsdauer der Darlehen wird für Ausnahmefälle bis auf 15 Jahre (bisher 10 Jahre) verlängert. Zu Förderungen, die sich auf einen längeren Zeitraum als 6 Monate erstrecken, ist die Zustimmung der Reichsarbeitsverwaltung nicht mehr erforderlich.

Damit die über den Etat des Reiches hinaus für die Zwecke der produktiven Erwerbslosenfürsorge bewilligten, auf dem Anleihewege zu beschaffenden Mittel in Höhe von 100 Mill. RM. möglichst streng nur für unbedingt produktive und werbende Anlagen verwandt werden, soll für jedes Notstandsgebiet ein Programm von Notstandsarbeiten aufgestellt werden, die diesen Bedingungen entsprechen. Über diese Programme entscheidet die Reichsarbeitsverwaltung im Einvernehmen mit den Regierungen der Länder. Für die Durchführung solcher Notstandsarbeiten stellt das Reich nötigenfalls weitere Mittel in Höhe von insgesamt 50 Mill. RM. zur Verfügung.

Ferner soll öffentlichen Körperschaften, die sich die Kredite zur Durchführung von Unternehmungen selbst verschaffen, in geeigneten Fällen die Zinslast durch Zuschüsse zu dem Zinsaufwand aus Mitteln der produktiven Erwerbslosenfürsorge erleichtert werden. Diese neue Form der produktiven Erwerbslosenfürsorge soll zunächst auf umfangreiche Arbeiten von besonderem volkswirtschaftlichen Wert beschränkt werden. Die gewährte Zinsverbilligung wird in der Regel eine Senkung der Zinsen um 4% für eine Dauer von drei Jahren nicht übersteigen können.

Entwurf eines Reichsgesetzes zur Errichtung von Architekten- und Ingenieurkammern. Vom Verband Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine ist der Entwurf eines Reichsgesetzes zur Errichtung öffentlich-rechtlicher „Architekten- und Ingenieurkammern" aufgestellt worden, die in allen deutschen Ländern und Provinzen mit einer Reichs-Architekten- und Ingenieurkammer in Berlin als Spitzenorgan gebildet werden sollen. Den Kammern ist ähnlich wie den Anwaltskammern als Aufgabe zugedacht, den Stand der freien Architekten und Ingenieure zu vertreten, sowie die Ziele und Standesehre dieser Berufszweige zu wahren. Während nach dem Entwurf

alle in selbständiger Tätigkeit stehenden nicht beamteten Architekten und Ingenieure, d. h. also neben denen des Baufachs auch Ingenieure des Maschinenbaues, der Elektrotechnik, der Chemie, Physik usw. für die Mitgliedschaft vorgesehen sind, beschäftigen sich die übrigen Bestimmungen vorwiegend mit Fragen, die allein die Interessen der Architekten und Bauingenieure berühren. Ehe zu dem Entwurf abschließend Stellung genommen werden kann, wird es notwendig sein, die grundsätzliche Frage zu klären, wieweit der Geltungsbereich der Architekten- und Ingenieurkammern gesteckt werden soll. Weitere Schwierigkeiten dürften daraus erwachsen, daß der Entwurf nur solchen Architekten und Ingenieuren das Recht auf Eintragung bei den Kammern verleihen will, die ein Fachstudium für höhere Technik zurückgelegt haben. Es ist bekannt, daß z. B. eine große Anzahl der namhaftesten deutschen Architekten die Hochschule nicht absolviert haben. In dem Entwurf werden im Widerspruch zu den Erfahrungen des täglichen Lebens, nach denen für den Fortschritt auch im Ingenieurwesen nicht das „Wissen" sondern das „Können" ausschlaggebend ist, die auf Grund eines Examens erworbenen Qualitäten überschätzt. Man muß daher annehmen, daß der Entwurf trotz der in ihm vorgesehenen einschränkenden Übergangsbestimmungen erheblichen Widerspruch bei vielen Architekten und Ingenieuren und deren Verbänden finden wird.

Vom Standpunkt der Bauindustrie kann gegen den Plan der Errichtung der Architekten- und Ingenieurkammern nichts eingewendet werden, soweit sich diese lediglich mit den unmittelbaren Berufsfragen der ihnen angeschlossenen Kreise befassen. Erheblichen Bedenken muß es aber begegnen, wenn der Entwurf vorsieht, daß alle nicht unmittelbar oder mittelbar von Reichs- und Staatsbehörden herrührenden Bauvorhaben der Vorlage bei der Baupolizei, der Baupflegebehörde sowie bei der Aufsichtsbehörde durch einen Kammerarchitekten oder Kammeringenieur bedürfen. Eine derartige Bestimmung würde den freien akademisch gebildeten Ingenieuren und Architekten ein Privileg verleihen, das nicht gerechtfertigt ist und geeignet wäre, andere Berufs- und Gewerbezweige zu schädigen. Den bauausführenden Firmen wäre es z. B. unmöglich gemacht, ohne vorangegangene Prüfung und Genehmigung durch einen „Kammeringenieur" den Behörden künftig noch Projekte vorzulegen, die in ihren eigenen Konstruktionsbüros bearbeitet wurden. Die innerhalb der Bauindustrie tätigen Ingenieure, die nach dem Entwurf nicht Mitglieder der Kammern werden können, müßten sich einer Prüfung und Begutachtung durch einen freien Ingenieur unterwerfen, auch in Fällen, in denen dieser über geringere Kenntnisse und Erfahrungen in bezug auf das vorliegende Projekt verfügt. Die interessierten Kreise werden sich mit dem Entwurf des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieurvereine daher noch eingehend beschäftigen müssen.

Neue Anwendungsbedingungen für den Wege- und Wasserbau-Ausnahmetarif. Mit dem 1. August 1926 sind einige Anwendungsbedingungen für den Ausnahmetarif 5, den sogenannten „Wege- und Wasserbau-Ausnahmetarif" in Kraft getreten (Heft C II des Gütertarifs), durch welche die Vergünstigungen, die er gewährt, weiterhin eingeschränkt werden. Nach der neuen Regelung dürfen Stoffe, die nicht unmittelbar zu den im Warenverzeichnis angegebenen Zwecken, d. h. zum Wege-, Bahn- oder Wasserbau verwendet werden sollen, künftig nicht unter den Ausnahmetarif fallen. Als besondere Beispiele hierfür werden erwähnt Bruchsteine, aus denen zunächst, d. h. vor dem Einbau, Mosaikpflastersteine hergestellt werden, oder Hochofenschlacken, die auf der Baustelle zunächst mit Teer usw. verarbeitet werden sollen. Die Reichsbahn ist zu dieser einschränkenden Bestimmung offenbar durch Beschwerden von Firmen veranlaßt worden, die Straßenbaustoffe in ortsfesten Fabrikanlagen oder Werkplätzen herstellten, und die sich, da sie den Ausnahmetarif 5 naturgemäß nicht für sich in Anspruch nehmen konnten, in ihrem Wettbewerb Bauunternehmungen gegenüber benachteiligt fühlten, welche die zu verarbeitenden Baustoffe in gleicher Weise, aber auf der Baustelle selbst, für den geplanten Verwendungszweck herrichteten. Nach den bisher gültigen Vorschriften konnte z. B. das Material für den Bau von Steinschlagbahnen mit Innenteerung, das auf der Baustelle mit Teer umhüllt wurde, nach den Sätzen des Ausnahmetarifes 5 bezogen werden, während Firmen, welche den Arbeitsprozeß auf eigenen ortsfesten Arbeitsplätzen in besonderen Maschinen vornahmen und den Teerschotter alsdann zum Versand brachten, diesen nach den Sätzen der Wagenladungsklasse E verfrachten mußten. Jetzt ist diese unterschiedliche Behandlung zuungunsten der Firmen, welche das Umhüllungsverfahren auf der Baustelle selbst vornahmen, geändert, da der von ihnen bezogene Steinschlag nach Ansicht der Reichsbahn nicht unmittelbar für den Wegebau verwendet würde. Es werde vielmehr erst ein neues Arbeitsprodukt, der Teerschotter, hergestellt. In Fällen, in denen allerdings der Steinschlag auf der Baustelle zunächst auf den Unterbau aufgebracht und fertig eingewalzt und sodann erst das flüssige Teerprodukt aus dem Tankwagen mit Gießkannen usw. auf die Schotterbahn gegossen wird, kann der Steinschlag auch weiterhin nach den Sätzen des Ausnahmetarifes 5 bezogen werden. Ein wirtschaftlich gleicher Vorgang wird von der Reichsbahn also vom Tarifstandpunkt aus verschieden beurteilt, ähnlich wie dies hinsichtlich der Betonwerksteine geschieht, die, auch wenn sie auf der Baustelle selbst hergestellt und sofort in den Bau eingefügt werden, nicht als „ortsfester Betonbau" gelten: der zu ihrer Herstellung verwendete Sand und Kies darf nicht zu den Sätzen des Ausnahmetarifs 5 befördert werden.

Auf den für den Bau von Betonstraßen bestimmten Kies und Steinschlag können die vorgenannten einschränkenden Anwendungsbedingungen allerdings nicht bezogen werden, weil die Herstellung einer Betonstraße als „ortsfester Betonbau auf der Baustelle", der durch Teil B des Ausnahmetarifes 5 begünstigt wird, anzusprechen ist.

Durch die neuen Anwendungsbedingungen zu Ausnahmetarif 5 ist weiterhin geklärt worden, daß auch die zur Herstellung und Unterhaltung von Zufahrtstraßen, Lagerplätzen, Höfen, Spielplätzen usw. verwendeten Baustoffe, d. h. Steinmaterial, Kies, Grand, Sand, Hochofenschlacke, Steingrus, Steinsplitt usw. nach den billigen Sätzen befördert werden dürfen. Die Pflasterung von Ställen, Kellern usw. fällt hingegen nicht unter den Ausnahmetarif.

Der Ausnahmetarif 5 a, durch den ursprünglich nur bis zum 31. Dezember 1925 die steinarmen Gegenden des östlichen Mecklenburgs, der Provinz Brandenburg, von Vorpommern und Ostpreußen sowie die schlesische Steinindustrie begünstigt werden sollten, ist vorläufig bis zum 30. September 1926 verlängert worden.

Die schon lange geplante grundsätzliche Neuregelung der Wege-, Wasser- und Betonbauausnahmetarife dürfte noch im Herbst 1926 zu erwarten sein. (S. „Bauingenieur" 1926, Heft 22, Seite 449). Es ist zu hoffen, daß die neuen Bestimmungen den Wünschen der Bau- und Baustoffindustrie Rechnung tragen und die Tarife einfacher und übersichtlicher gestalten werden, ohne daß damit eine Verteuerung der Frachtsätze eintritt.

Reichslebenshaltungsindex.

März	April	Mai	Juni	Juli	August
138.3	139.6	139.9	140.5	142.4	142.5

Großhandelsindex.

März	April	Mai	Juni	Juli	August
118.3	122.7	123.2	124.6	127.4	127.0

Großhandelsindex.

28. 7.	4. 8.	11. 8.	18. 8.	25. 8.	1. 9.
126.8	126.3	125.9	126.7	128.2	126.5

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 2. September.)

Verordnung zur Abänderung der Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. Vom 24. Juli 1926. (Reichsministerialbl. S. 859.) Die Verordnung vom 1. April 1926 (s. Bauingenieur 17, 350) wird wie folgt geändert: Die Dauer der Kreditgewährung des Reiches an die Länder wird (von 12 Monaten) auf drei Jahre verlängert. Darüber hinaus kann sie bis zu einem Betrage von 10 Mill. RM. auf insgesamt 15 Jahre ausgedehnt und hierbei bis zur Höhe von 4 Mill. RM. das Darlehen auch unter den Selbstkosten gewährt werden. Auch die Dauer der Kreditweitergabe durch die Länder an die Realkreditanstalten wird (von 9 Monaten) auf höchstens 3 Jahre erweitert. Bei unvorschriftsmäßiger Verwendung der gewährten Kredite beträgt der Zinssatz, mit dem diese bei der Rückzahlung rückwirkend vom Tage des Empfanges an zu verzinsen sind, mindestens 7,25%. — Die Verordnung gilt auch für die bereits vor ihrer Verkündigung abgerufenen Kreditbeträge.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 5. August 1926.

Kl. 20i, Gr. 28. S 69046. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Blockfeld m. Gleich- u. Wechselstrombetrieb. 28. II. 25.

Kl. 20i, Gr. 11. S 70101. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Elektr. Stellwerk für Weichen und Signale. 20. V. 25.

Kl. 20i, Gr. 15. H 99329. Ernst Hese, Unna i. Westf. Einrichtung zum selbsttätigen Verteilen von Förderwagen von einem Sammelgleis aus auf mehrere Anschlußgleise mittels einer Weiche. 24. XI. 24.

Kl. 65b[1], Gr. 3. H 105129. Rudolf Hitzemann, Frauental 29, u. Max Müller, Admiralitätsstr. 33/36, Hamburg. Schwimmdock mit Einrichtung zum Heben gesunkener Schiffe. 28. I. 26.

Kl. 65b[3], Gr. 4. T 29921. Fa. A.-B. Tolfvan O.-Y., Helsingfors; Vertr.: Dr.-Ing. Fritz Berg, Pat.-Anw., Mannheim. Verfahren zum Heben von ganz oder teilweise unter der Wasserlinie befindlichen Schiffskörpern. 10. II. 25. Finnland 5. I. 25.

Kl. 80b, Gr. 1. L 62396. Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandcement-Fabrikanten, Berlin-Karlshorst. Verfahren zur Herstellung von Mischzementen. 13. II. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 31 vom 5. August 1926.

Kl. 19c, Gr. 3. 432973. Carl Zwinkau, Berlin, Zossener Str. 50. Asphalt- und Teerschotter-Beläge für Straßen. 31. I. 25. Z 15005.

Kl. 20a, Gr. 7. 432935. The Railgrip Syndicate Limited, London; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin u. Dipl.-Ing. Wertheimer, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Einrichtung von Zahnradbahnen mit Keilschienen und -rädern. 7. VI. 23. R 58645. Großbritannien 7. VII. 22.

Kl. 20a, Gr. 20. 432936. Wenceslas Coppée, Brüssel; Vertr.: M. Wagner u. Dr.-Ing. Breitung, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Kuppeln und Entkuppeln von auf Schienen laufenden Seilbahnwagen. 16. I. 25. C 36026. Belgien 8. XI. 24.

Kl. 20h, Gr. 4. 432938. Karl Forwick, Unna-Königsborn i. W. Einstellbare gewichtsautomatische Gleisbremse. 18. VI. 25. F 59148.

Kl. 37b, Gr. 5. 432893. Jakob Kuhn, Ostermundigen b. Bern, Schweiz; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin N 4. Klemmstück zur Verbindung von Stützen mit Querträgern, Streben o. dgl. 13. I. 25. K 92407. Schweiz 22. II. 24.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Güterumschlag". Die Güterumschlagverkehrswoche des Vereines Deutscher Ingenieure in Düsseldorf und Köln 1925. Sonderausgabe der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. — 256 Seiten und 267 Abb. Berlin 1926. V. D. I.-Verlag G. m. b. H. — Preis broschiert RM 30.—.

Die Ergebnisse der letzten großen Tagung, die der Verein Deutscher Ingenieure in der Art ihrer Vorgängerinnen — z. B. der Eisenbahntechnischen Tagung 1924 — noch kurz vor der scharfen Zuspitzung der Krise in unserem Wirtschaftsleben veranstalten konnte, liegen in dem stattlichen Heft „Güterumschlag" vor. War die Veranstaltung einer Güterumschlagverkehrswoche an sich ein verdienstvolles Werk, da hier im Zusammenwirken berufener Kenner aller Zweige der Güterförderung Wege gewiesen wurden, wo und wie in unserer kränkelnden Wirtschaft der Hebel anzusetzen ist, um die gewaltigen Kräfte- und Substanzverausgabung, die der Transport der gewonnenen oder erzeugten Gütermengen zum Verwendungsorte fast ausnahmslos erfordern, auf ein erträgliches Maß zu bringen, so ist die Herausgabe der Ergebnisse dieses vielseitigen und den Dingen auf den Grund gehenden Meinungsaustausches in so übersichtlicher Form ganz besonders dankenswert. Das Heft wird allen, die genötigt sind, der Güterförderung im eigenen oder im öffentlichen Betriebe besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden, die Möglichkeit geben, mehr als es durch den flüchtigen Eindruck von Vorträgen geschehen kann, in die technischen und wirtschaftlichen Voraussetzungen der Leistungsfähigkeit der verschiedenen Verkehrs- und Transportmittel einzudringen und die gewonnenen Kenntnisse dauernd für sich nutzbar zu machen. Es wird aber vor allen Dingen auch dem Verkehrstechniker und Verkehrswirtschaftler eine ergiebige Fundgrube von Tatsachenmaterial bieten zur Beurteilung der Selbstkosten und der Stellung, die den verschiedenen Verkehrsmitteln und Verkehrswegen im Rahmen des Gesamtverkehrswesens zuzuweisen ist.

Der reiche Inhalt des Heftes ist in drei Hauptteile gegliedert: Grundlagen des Güterumschlagverkehrs, Verkehrsmittel und Einrichtungen für den Güterumschlag, technische und wirtschaftliche Fragen des Güterumschlagverkehrs, denen noch ein Kapitel „Schlußfolgerung der Tagung", welches die entsprechenden Meinungsäußerungen der Aussprache bringt, angefügt ist.

In dem ersten Hauptteil werden die Probleme des Umschlagverkehrs durch den inzwischen durch den Tod abgerufenen Vorsitzenden des Vereines Deutscher Ingenieure und bewährten Führer in der Industrie, Geheimrat Professor Klingenberg im Zusammenhange aufgezeigt sowie weitere allgemeine Fragen, wie die Wichtigkeit der Technik für die Güterverkehrswirtschaft und die volkswirtschaftliche Bedeutung der Tarife und der Betriebsausgaben der Verkehrsinstitute behandelt. Der zweite Hauptteil bringt die Gegenüberstellung der verschiedenen Verkehrsmittel und Einrichtungen für den Güterumschlag, Eisenbau, Schiffahrt, Hafenanlagen, Straßen- und Kleinbahnen, Lastkraftwagen und Luftfahrt. Für jeden Verkehrszweig werden die Selbstkosten, seine Bedeutung für die einzelnen Verkehrsarten, die Anforderungen, die diese stellen und ihre technisch günstigste und wirtschaftlichste Erfüllung, ferner die Betriebsverhältnisse und die besondere Eignung für gewisse Güterarten erörtert. Dabei kann es nicht ausbleiben, daß der alte Kampf zwischen Wasserstraßen und Eisenbahnen einerseits wieder auflebt bzw. neuer Streit zwischen diesen beiden und den Kindern der neuen Zeit, dem Kraftwagen und dem Luftfahrzeug, entbrennt. Wenn auch eine Entscheidung in dem Kampf nicht erzielt wird, so werden doch die gegenseitigen Stellungen so geklärt, daß für den Unvoreingenommenen ein sachlich begründetes Urteil möglich ist und auch der im Vorurteil Befangene manche seiner bisherigen Voraussetzungen richtig stellen muß. Das gilt namentlich auch von der Stellung der Straßennnd Kleinbahnen im Gesamtverkehrswesen und die von ihnen zu erfüllenden Aufgaben, für den Güterverkehr. Von besonderem Interesse sind in diesem Zusammenhange die Bestrebungen der verschiedenen Verkehrszweige durch Feststellung und Herabdrückung ihrer Selbstkosten, durch zweckmäßigere Ausrüstung, Verbesserung der Organisation und des Betriebes Verbilligung der Beförderung zu erreichen, um entweder ihre frühere Position wiederzuerlangen oder neuen Verkehr hinzuzugewinnen. Bei der Eisenbahn sind besonders die Großgüterwagen, der Schnellgüterverkehr und die Verbilligung der Bahnspedition zu nennen, bei der Schiffahrt die Organisation des Stückgutverkehrs auf Binnenwasserstraßen, Erhöhung der Leistungsfähigkeit und Wirtschaftlichkeit der Umschlageinrichtungen in Häfen durch Anwendung neuzeitlicher technischer Hilfsmittel, bei den Lastkraftwagen die zweckmäßige Lösung von Konstruktionsfragen der Lastkraftwagen für den Umschlagverkehr, im besonderen die Durchführung der Normalisierung. Erstrecken sich die Erörterungen im zweiten Hauptteil ausschließlich auf öffentliche Verkehrseinrichtungen, so nehmen im dritten Teil die technischen Anlagen zur Lagerung und Stapelung, Förderanlagen, Transportgefäße, besondere Einrichtungen für Ernährung, Landwirtschaft und andere Wirtschaftszweige, sowie ihre wirtschaftlichen Grundlagen den größten Raum ein.

Alles in allem ist der Güterumschlagverkehr in fünfzig Berichten und in etwa ebensovielen Stellungnahmen in der Aussprache, bei denen auch Stimmen aus dem Auslande zur Geltung gekommen sind, außerordentlich eingehend und anregend behandelt worden.

Was bereits im Anfange der Tagung in der Aussprache hervorgehoben wurde, daß wir von einem günstig zu nennenden Wirkungsgrad unseres Verkehrswesens noch sehr weit entfernt sind und daß dies im wesentlichen in dem Fehlen eines möglichst reibungslosen, verständnisvollen Zusammenarbeitens nach Maßgabe der tatsächlich festgestellten Leistungsfähigkeit und in dem Mangel an Einheitlichkeit der Führung und Planung auf dem Gebiete des Verkehrswesens begründet ist, bildete auch den wesentlichsten Teil der Schlußfolgerung der Tagung. Dem Dank der Wirtschaft, den Reichsminister a. D. Hamm in seinem Schlußwort dem V. D. I. und allen Beteiligten zum Ausdruck brachte dafür, daß dieses für die gesamte Deutsche Wirtschaft so ungeheuer wichtige Problem zur öffentlichen Erörterung unter Führung hervorragender Sachkenner gestellt worden sei, und seiner Hoffnung, es möge die Tagung nun auch zu Taten führen, wird s. Zt. wohl in den weitesten Kreisen zugestimmt worden sein. Möge die Herausgabe des Heftes mit den Ergebnissen der Tagung dazu führen, daß — was seit der Tagung selbst leider noch nicht in wünschenswerter Weise in Erscheinung getreten ist — nunmehr mit den Taten wirklich Ernst gemacht wird zum Nutzen der Deutschen Wirtschaft.

B.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Die in der Ortsgruppe Brandenburg im vorigen Winter erschienene Vortragsreihe „Das Rationalisierungsproblem im Bauwesen" ist nebst der stenographisch aufgenommenen Aussprache nunmehr gedruckt worden. Das Buch in Stärke von 200 Seiten geht allen Mitgliedern der D.G.f.B., die mit Beiträgen nicht mehr rückständig sind, zur Zeit durch die Post zu.

Ortsgruppe Mannheim-Ludwigshafen.

Am 25. August fand vor einer sehr gut besuchten Versammlung der Ortsgruppe ein Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Alfred Berrer, Dozent der deutsch-chinesischen Tung Chi-Hochschule in Woosung bei Schanghai statt, an dem auch eine große Zahl Gäste teilnahm. Der Vortragende, der aus seiner längjährigen früheren Tätigkeit in Mannheim sich größter Sympathie in Fachkreisen erfreut, wurde von den Hörern lebhaft begrüßt. Sein von Lichtbildern begleiteter Vortrag behandelte das Thema „Ingenieuraufgaben in China". Eine ausführliche Veröffentlichung des Vortrages folgt im „Bauingenieur". Jedenfalls sei aber Herr Dr.-Ing. Berrer für seinen Besuch in unserer Ortsgruppe auch an dieser Stelle noch einmal aufs herzlichste gedankt.

An den Vortrag schloß sich in engerem Kreise ein gemütliches Beisammensein an, wobei Herr Dr.-Ing. Berrer noch manche interessante Einzelheit über Land und Leute in China mitteilte.

Engelmann.

Ratgeber für die Berufswahl.

Der bevorstehende Oktobertermin gibt uns Veranlassung, erneut auf den Ratgeber für die Berufswahl „Die Ausbildung für den Beruf des akademischen Bauingenieurs" hinzuweisen. Das Heftchen ist zum Preise von 60 Pfg. durch den V. d. I.-Verlag G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstr. 7, zu beziehen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 17. September 1926 | Heft 38

DAS EISENBETONDRUCKROHR DER WASSERKRAFTANLAGE RADAUNEWERK BEI DANZIG.

Von Dr.-Ing. Enzweiler, Siemens Bauunion, Berlin.

Nach dem Vortrag, gehalten auf der 29. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins am 6. März 1926 zu Berlin.

Das Eisenbetondruckrohr, das im nachfolgenden näher behandelt werden soll, gehört zu den Ausführungen, bei denen der Eisenbeton an der Grenze seiner Verwendbarkeit liegt. Eisenbetonrohre an und für sich bieten nichts Neues und sind zahlreich ausgeführt. Das hier in Rede stehende Druckrohr verdient jedoch deshalb besonderes Interesse, weil es einen inneren Wasserüberdruck von 2,5 at bei einer Größe von 3,60 m Ø hat. Das Hauptgewicht lag in diesem Falle, wo die Zugbeanspruchung des Betons ausschlaggebend ist, in der Wahl einer Konstruktion, so daß Rissebildungen im Beton vollständig vermieden werden, da nur auf diese Weise die Wasserdichtigkeit von 25 m Wasserdruck erreicht werden kann. Es wird in folgendem ausgeführt, wie sowohl in der Berechnung als auch in der Konstruktion zur Erzielung der geforderten Rissefreiheit des Betons vorgegangen wurde.

Eisenbetonrohre in ähnlichen Abmessungen mit einem inneren Wasserüberdruck höher als 2 at sind in Europa nicht zahlreich. In Deutschland ist eine Ausführung in diesen Abmessungen nicht bekannt. In der Zahlentafel sind die

Ausgeführte Eisenbetondruckrohrleitungen über 3,00 m Durchmesser und 2 at Innendruck.

Anlage	Innendurchmesser m	Höchster Innendruck at
Saint-Julien Montriches (Frankreich)	4,0	4,2
Pontamafrey (Frankreich)	4,0	4,0
Albelda (Spanien)	4,0	2,6
Gideabacka (Schweden)	4,0	2,6
Radaunewerk	3,6	2,5
Arreau-Sarrancolin (Frankreich)	3,3	3,0
Roberts (Frankreich)	3,3	2,5
Clavaux (Frankreich)	3,3	2,5
Rioupéroux (Frankreich)	3,3	2,4
Sechilienne (Frankreich)	3,3	2,1
Champ a/Isère (Frankreich)	3,3	2,0

wesentlichsten in Europa vorkommenden Eisenbetondruckleitungen über 2 at bei gleichzeitigem Durchmesser über 3 m zusammengestellt. Aus der Zahlentafel geht hervor, daß weitaus die größte Zahl dieser Rohre in Frankreich vorkommt und daß der Eisenbeton noch für einen Innendruck bis zu 4,2 at als verwendbar angesprochen werden kann.

Das hier behandelte Eisenbetondruckrohr ist als Teil des Werkgrabens der im Jahre 1925 in Betrieb genommenen Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig anzusprechen (vergl. Abb. 1). Der Obergraben, der das Wasser der Radaune zum Krafthaus führt, überquert eine Talmulde, so daß die Aufgabe vorlag, entweder die Talmulde zuzuschütten, wobei über 20 m hohe Dämme notwendig gewesen wären, oder aber das Wasser der Radaune, dem Tale folgend, in einem Trocken-

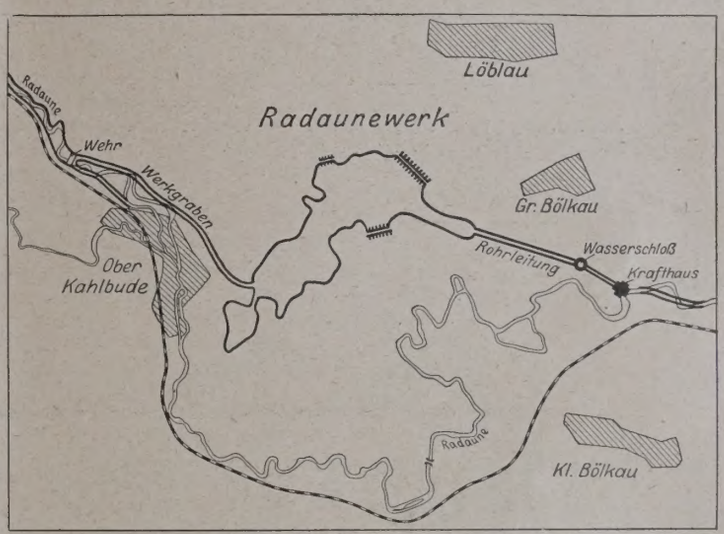


Abb. 1. Lageplan der Wasserkraftanlage Radaunewerk.

dücker über die Talmulde fortzuleiten. Gegen die Ausbildung des Obergrabens mit Hilfe von 20 m hohen Dämmen sprach die Gefahr von Durchbrüchen und die Notwendigkeit einer längeren Bauzeit, in der sich die geschütteten Bodenmassen ablagern konnten. Man entschloß sich zu einer Eisenbetonrohrleitung, die zur Führung von 21 cbm Wasser/sec. einen Querschnitt von 3,60 m l. Dmr. erhielt, bei einer Wassergeschwindigkeit von 2 m/sec. In Abb. 2 ist ein Längsschnitt durch den Trockendücker gegeben. Das Betonrohr ist mit einem besonderen Bauwerk, auf das ich noch zurückkomme, an das Sammelbecken angeschlossen. Das Rohr selbst hat eine Länge von 824 m und ist an der höchsten Stelle mit einem Wasserschloß

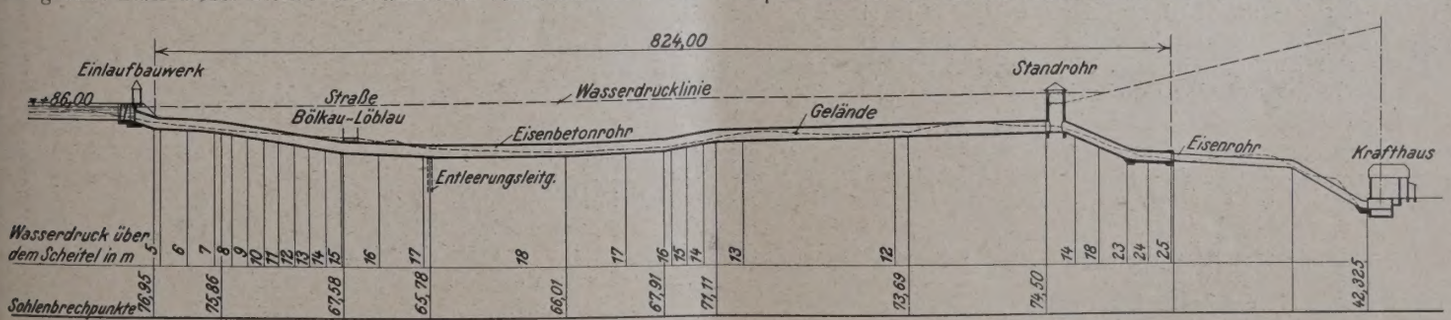


Abb. 2. Längsschnitt durch das Eisenbetondruckrohr.

versehen; der nach dem Krafthaus abfallende Rohrteil ist bei einem Wasserdruck über 25 m in ein eisernes Rohr übergeführt, das dann im Krafthaus endet.

In Abb. 3 ist der Normalquerschnitt durch das Rohr sowie ein Längsschnitt dargestellt, aus dem gleichzeitig die Auflagerung zu erkennen ist. Für die Auflagerung bestand die Möglichkeit, entweder das Rohr direkt auf den Boden aufzuangetroffen. Da die Schichten meist schräg, zum Teil sogar senkrecht auslaufen, wechselte der Baugrund innerhalb kurzer Strecken mehrfach. Um zu erreichen, daß nur reine Auflagerkräfte aufgenommen werden, ist auf die Auflagerschale eine Lage Asphaltisolierpappe aufgeklebt worden. Das Rohr selbst ist aufgelöst in einzelne Rohrschüsse von 15 m Länge mit dazwischenliegenden Temperaturfugen. An den Temperaturfugen, die später noch behandelt werden, ist eine Eisenbetonmuffe über das Rohr gelegt; an dieser Stelle ist die Auflagerschale des Rohres unterbrochen. In der Mitte eines 15-m-Rohrschusses ist eine Verankerung der Rohrwandung mit der Betonunterlage hergestellt, so daß also nach beiden Seiten von diesem Ankerpunkt das Rohr frei auf seiner Fundamentplatte gleiten kann. An der Hangseite ist neben dem Rohr eine durchgehende Drainage eingebaut, die die Drainierung des Auflagers bewirkt. Das Rohr ist in seiner ganzen Länge mit einer Bodendecke von im Mittel 1 m Stärke versehen, um es einerseits

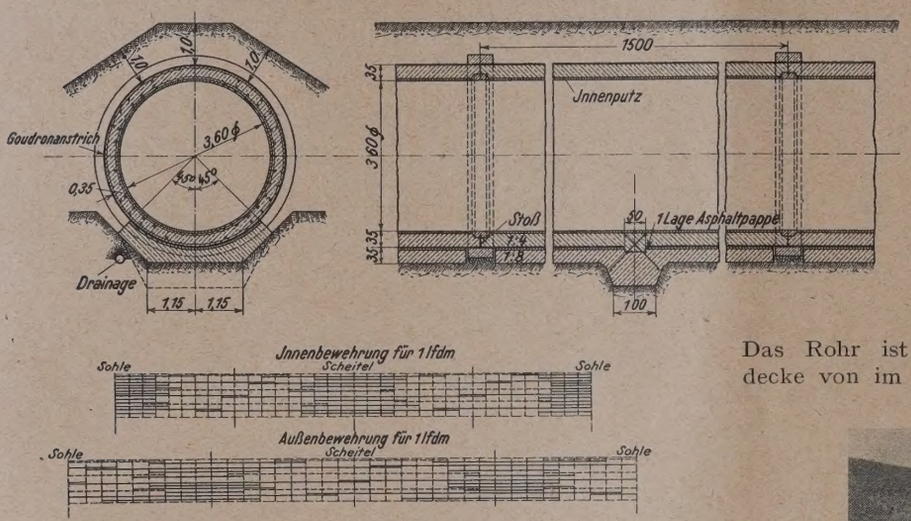


Abb. 3. Quer- und Längsschnitt durch ein Rohrstück. Anordnung der Eisenbewehrung.

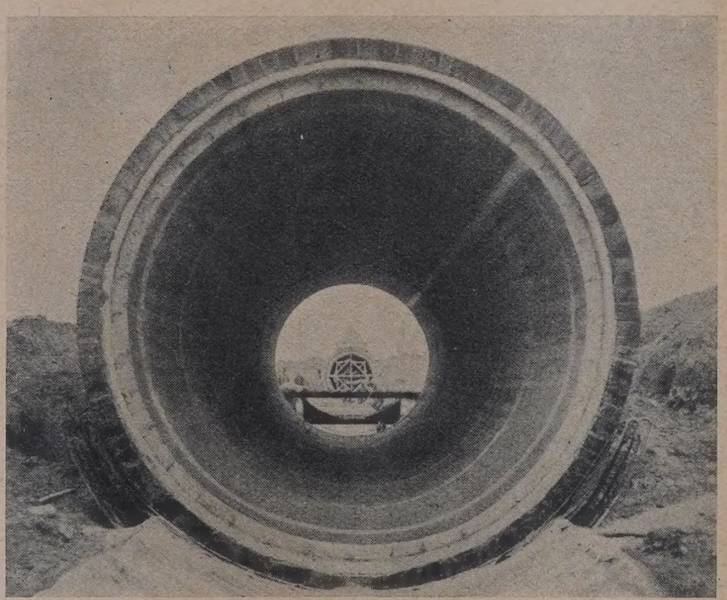


Abb. 4. Fertig betoniertes Rohrstück.

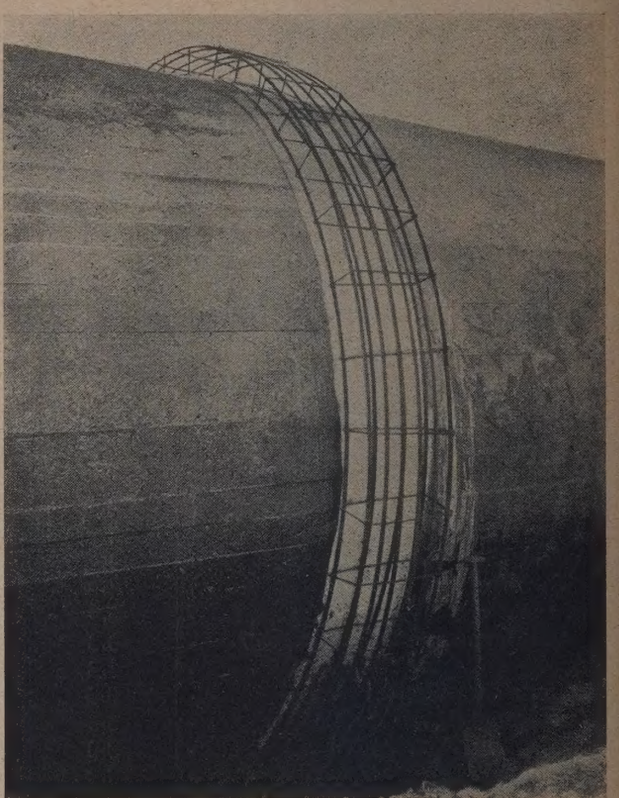


Abb. 5. Eisenbewehrung einer Rohrmuffe.

setzen, sei es mit wagerechter Ausbildung der Rohraufsatzflächen, sei es durch Einbettung des Rohres in einen bis zur Hälfte kreisrunden Graben, wie z. B. bei den schwedischen Eisenbetondruckrohren, oder aber das Rohr konnte in seiner ganzen Länge auf eine durchgehende Betonschale aufgelagert werden. Obgleich die erste Möglichkeit billiger ist, hat sie den Nachteil, daß sie gegen verschiedenartige Setzungen des Betons empfindlich ist. Es wurde jedoch auf klare statisch übersehbare Bedingungen Wert gelegt, und deshalb wurde die zweite Auflagerung gewählt.

Die Bodenverhältnisse, die nach dem Aufschluß der Baugrube angetroffen wurden, rechtfertigten die gewählte Auflagerform. Hinter dem Einlaufbauwerk besteht der Boden zunächst aus Kies und feinem Sand, talwärts zu wechselten dann Schichten von Lehm und Kies, selbst moorige Stellen wurden

vor Beschädigungen zu schützen und um es anderseits den Temperatureinwirkungen möglichst wenig auszusetzen. Durch diese Art der Ausbildung sind Setzrisse und Temperaturrisse restlos ausgeschaltet worden. In Abb. 4 ist ein fertig betonierter Rohrschuß nach der Ausschalung dargestellt; in Abb. 5 eine Rohrmuffe an der Stoßstelle vor ihrer Fertigstellung zu erkennen und in Abb. 6 das fertige Eisenbetonrohr vor der Zuschüttung zu sehen.

Bei der statischen Berechnung des Eisenbetonrohres ist der Grundsatz maßgebend gewesen, in der Berechnung möglichst alle Einflüsse rechnerisch zu erfassen, dann aber mit den Beanspruchungen des Materials mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit der Ausführung an die Grenze des Zulässigen zu gehen. Es soll hier auf die nicht uninteressanten statischen Berechnungen etwas näher eingegangen werden.

Die gewählte Kreisringform hat den Vorteil, daß sie statisch klar zu erfassen ist. Für das Auflager wurde die Annahme gemacht, daß der spezifische Auflagerdruck abnimmt mit dem

Abb. 6. Fertige Eisenbetondruckrohrleitung.

Cosinus des Zentriwinkels φ, der vom senkrechten Durchmesser und dem Radius gebildet wird, der in der Richtung des betreffenden Auflagerdruckes liegt.

Der Kreisring ist als geschlossener Rahmen dreifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen werden das Moment X_a, die Längskraft X_b und die Querkraft X_c im Scheitel eingeführt. Ihr Angriffspunkt wird der einfacheren Berechnung wegen im Mittelpunkt angenommen. Wegen der zum senkrechten Durchmesser symmetrischen Belastung fällt eine statisch unbestimmte Größe, nämlich die Querkraft X_c fort. X_a und X_b können dann nach Castigliano aus den Formeln

$$\int M \frac{dM}{dX_a} \cdot \frac{ds}{EJ} = 0, \qquad \int M \frac{dM}{dX_b} \cdot \frac{ds}{EJ} = 0$$

berechnet werden. Da als Angriffspunkt von X_b und X_a der Schwerpunkt des Kreisringes gewählt worden ist, so erhält man aus der ersten Gleichung direkt den Wert $X_a = \frac{\int M_o \cdot ds}{2\pi \cdot R_m}$, aus der zweiten Gleichung $X_b = \frac{\int M_o \cdot y \cdot ds}{\pi \cdot R_m^3}$. Moment und Normalkraft in einem beliebigen Querschnitt ergeben sich dann aus

$$M = M_o + X_a + X_b \cdot y, \quad N = N_o + X_b \cdot \cos \alpha.$$

Auf diesem Wege wurden für sämtliche Belastungszustände — Eigengewicht, Wassergewicht, Erdauflast, Auflagerdruck — Momente und Normalkräfte für alle Querschnitte berechnet, die sich durch eine Teilung des Kreisringes in 36 Teile (entsprechend 10°) ergeben. Dabei wurde in allen Fällen eine punktförmige Auflagerung angenommen. Bei der Zusammensetzung von Belastungs- und Auflagerdruck hob sich dieser punktförmige Auflagerdruck dann auf. Auf diese Weise erhält man folgende Ergebnisse:

1. Eigengewicht: $M = \mu \cdot d \cdot g \cdot R_m^2$, $N = \mu \cdot d \cdot g \cdot R_m^2$
2. Wassergewicht: $M = \mu \cdot R_m \cdot R_i^2$, $N = \mu \cdot R_i^2$
3. Erdauflast: $M = \mu \cdot p \cdot R_m^2$, $N = \mu \cdot p \cdot R_m$
4. Auflager: $M = \mu \cdot P \cdot R_m$, $N = \mu \cdot P$.

Hierin bedeuten:

R_m = mittl. Radius in m = 1,975 m,
d = Wandstärke in m = 0,35 m,
g = Eigengewicht des Eisenbetons = 2,4 t/cbm,
R_i = innerer Radius = 1,8 m,
p = Erdauflast pro qm,
P = senkrechte Belastung des Auflagers.

Die Zahlen μ hängen dabei nur noch von der Lage des Querschnittes ab; sie sind natürlich auch bei den einzelnen Belastungsstellen verschieden. Sämtliche vier Belastungszustände zusammengesetzt ergeben die auf Abb. 7 gezeigte Momenten- und Normalkraftlinie.

Zu den Normalkräften, wie sie oben berechnet worden sind, kommen noch die Zugkräfte, die durch den im Scheitel herrschenden Überdruck entstehen. Ist h die Druckhöhe in m, oder besser der Überdruck in t/qm, so ist diese Zugkraft $Z = h \cdot R_i$. Bei der Bestimmung der Druckhöhe müssen natürlich die Schwankungen, die im Wasserschloß auftreten, und die Stöße, die beim Schließen der Turbinen entstehen und sich im Rohr hinter dem Wasserschloß bemerkbar machen, berücksichtigt werden. Der höchste Wasserspiegel, der im Standrohr beim Schließen aller Turbinen auftritt, liegt auf Höhe 90,5, der höchste Stauspiegel am Einlaufbauwerk auf Höhe 86,0. Verbindet man beide Wasserspiegel miteinander, so erhält man die größten Druckhöhen, die oberhalb des Wasserschlosses auftreten können. Dabei ist die Annahme gemacht, daß der Druck vom Wasserschloß aus zum Einlaufbauwerk hin gradlinig abnimmt. Die Turbinenstöße wurden durch einen Aufschlag von 75% auf die statische Druckhöhe, die an der Turbinenachse besteht, berücksichtigt. Trägt man diese erhöhte Druckhöhe

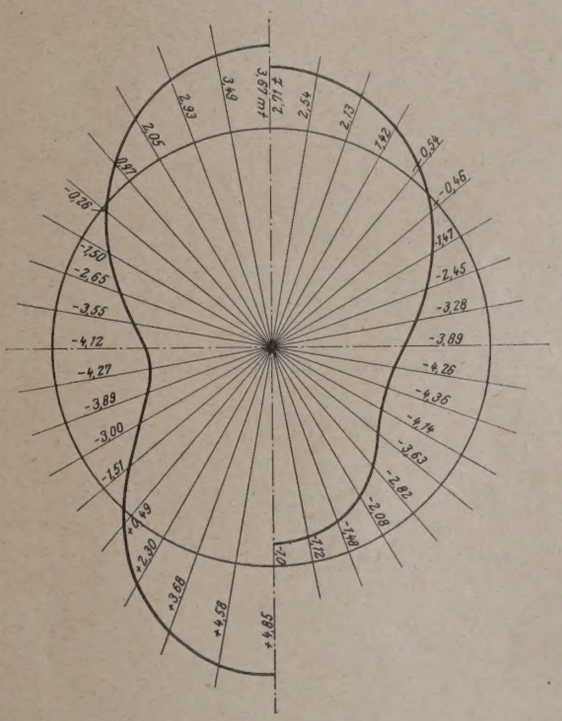
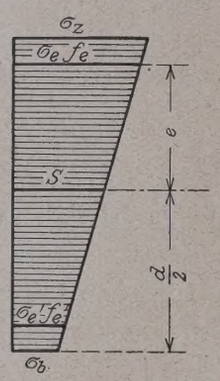


Abb. 7. Gesamtmomente und Normalkräfte.

an der Turbine auf, und verbindet ihren oberen Endpunkt mit der Höhe 86,0 im Wasserschloß, so erhält man die Druckhöhen hinter dem Wasserschloß; nur in dessen Nähe tritt noch ein höherer Druck auf wenn der Wasserspiegel im Wasserschloß nach dem Schließen der Turbine seinen höchsten Stand erreicht hat. Für das in Frage kommende kurze Stück der Rohrleitung wurde diese Druckhöhe als wagerecht verlaufend angenommen.

Infolge des Unterschieds in den Druckhöhen wechseln natürlich auch die Dimensionen des Rohrquerschnittes ziemlich stark. Zur Vereinfachung der Schalung wurde jedoch eine einheitliche Wandstärke von 35 cm festgehalten und mit der

Eisenstärke entsprechend gewechselt. Man beschränkte sich nicht, wie meist üblich, auf die Ermittlung der Kräfte in den Querschnitten am Scheitel, an der Sohle und in der Höhe des wagerechten Durchmessers, um dann den ungünstigsten Querschnitt zugrunde zu legen, sondern, um eine möglichst günstige Anpassung des Eisenquerschnittes an die Beanspruchung zu erzielen, wurden 19 verschiedene Querschnitte untersucht. Bei der wechselnden Druckhöhe von 4 m auf 25 m ergab dies nicht weniger als 418 zu untersuchende Querschnitte. Man hat damit zwar den Nachteil sehr vieler Positionen für die verschiedenen Rundeisen in Kauf zu nehmen, ein Nachteil, der jedoch gegenüber der ersparten Eisenmenge nicht ins Gewicht fällt. Zur Erleichterung der Berechnung sind Zahlentafeln angefertigt worden, aus denen für eine bestimmte Kombination von Moment und Normalkraft die Eisenquerschnitte nur abzulesen sind.



Bedeutet in einem Querschnitt S die Summe aller Betonspannungen, so ist die Normalkraft

$$N = S + \sigma_e f_e + \sigma_e' f_e' .$$

σ_e und σ_e' sind die Spannungen der Eiseneinlagen und haben den n (= 15)-fachen Wert der Betonspannungen, die an derselben Stelle auftreten, M ist gleich dem Moment dieser Kräfte in bezug auf die Mittelachse, also

$$M = M_S + \sigma_e f_e e + \sigma_e' f_e' e .$$

Bei der weiteren Entwicklung dieser Formeln ist nun der Abstand der Eiseneinlagen von der Außenkante $= {}^1/_{10}$ der Wandstärke d gewählt worden, also e = 0,4 d, ferner wurde gesetzt:

$$f_e = \frac{\alpha}{10} F_e$$

$$f_e' = \frac{10 - \alpha}{10} \cdot F_e \qquad (F_e = f_e + f_e')$$

Drückt man S durch die Randspannungen σ_z und σ_b aus, so ergeben sich die Werte

$$N = \frac{\sigma_z - \sigma_b}{2} d + 0{,}08\, n\, \alpha\, F_e (\sigma_z + \sigma_b) - n\, F_e (0{,}9\, \sigma_b - 0{,}1\, \sigma_z)$$

$$M = \frac{\sigma_z + \sigma_b}{12} d^2 + 0{,}04\, n\, \alpha\, F_e (\sigma_z - \sigma_b) + n\, F_e (0{,}36\, \sigma_b + 0{,}04\, \sigma_z)\, d .$$

In diesen Ausdrücken ist d als Wandstärke konstant (d = 0,35 m), n ist = 15, σ_z ist die höchste zugelassene Betonspannung, also auch ein konstanter Wert. Veränderlich sind mithin σ_b, F_e und α. Nimmt man zunächst auch α als konstant an, so entspricht jedem Wertepaar σ_b, F_e ein bestimmtes M und ein bestimmtes N, d. h., trägt man M als Abszisse und N als Ordinate in ein Koordinaten-System ein, so erhält man für jedes Wertepaar σ_b, F_e einen bestimmten Punkt in diesem System.

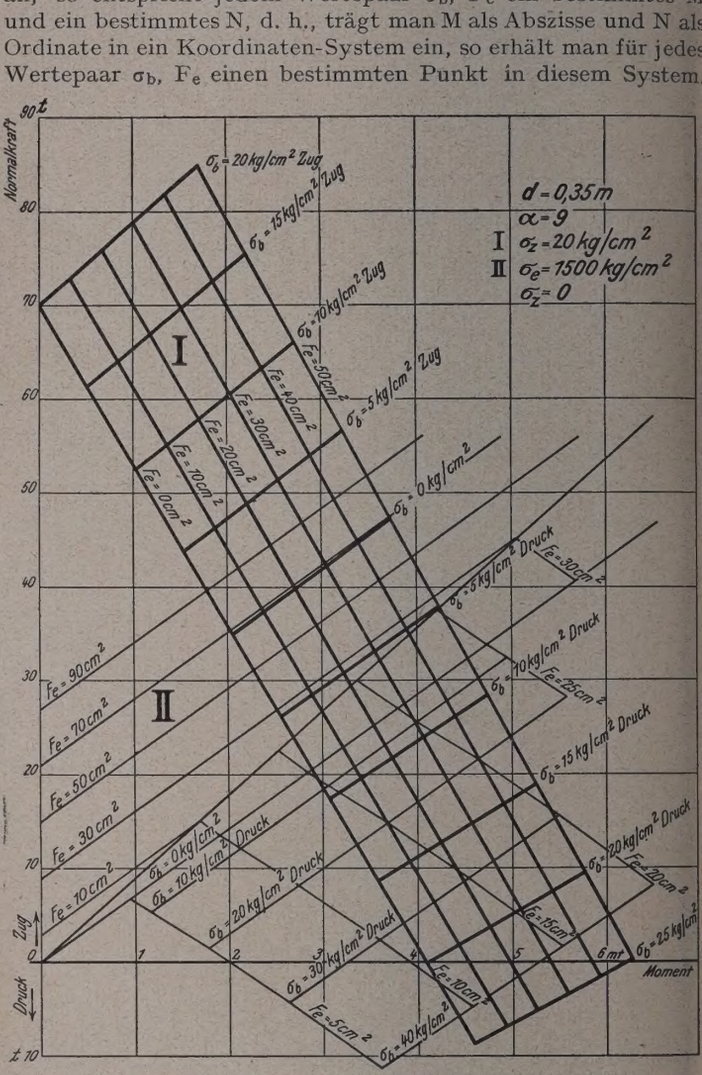


Abb. 8. Graphische Zahlentafel zur Ermittlung der Eisenbewehrung.

Verbindet man nun die Punkte gleicher σ_b und die gleicher F_e, so erhält man zwei Kurvenscharen σ_b und F_e (System I Abb. 8.) Sind M und N gegeben, so hat man in dem Koordinaten-System nur den Punkt aufzusuchen, der den beiden Werten entspricht, und den zugehörigen Eisenquerschnitt abzulesen. Solche graphischen Zahlentafeln sind nun für α = 5, 6, bis 10 aufgestellt worden. Diese Berechnung gilt also für

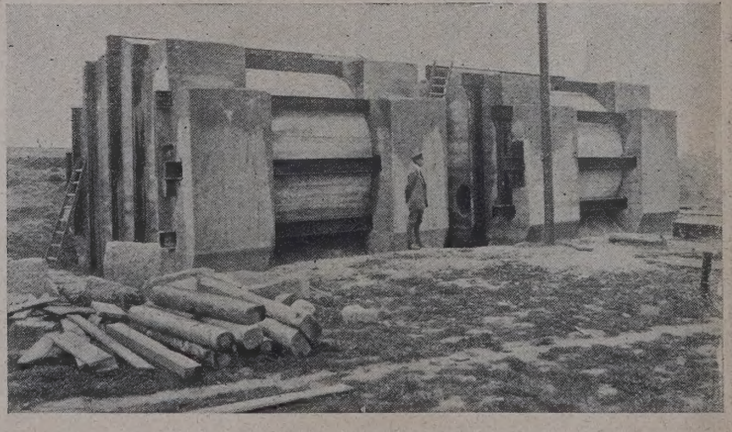


Abb. 9. Versuchskörper.

Abb. 10. Aufbau der Innenschalung.

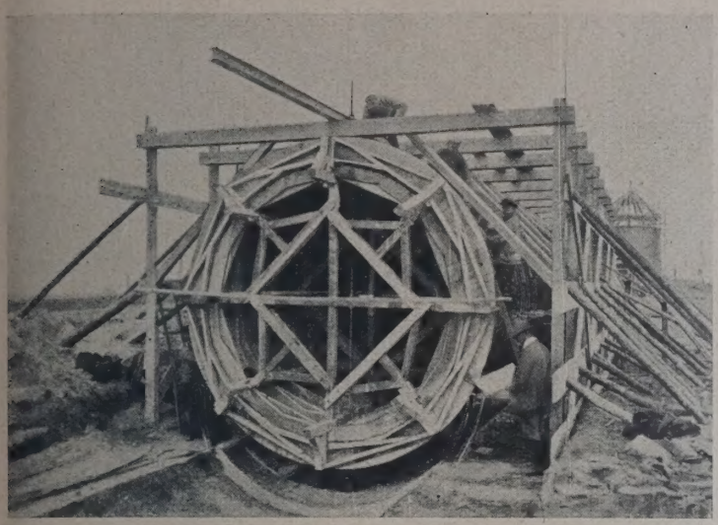


Abb. 11.
Aufhängung der Innenschalung und Aufbringen der Eisenbewehrung.

den Fall, daß der gesamte Betonquerschnitt imstande ist, Zugspannungen aufzunehmen. Man mußte jedoch damit rechnen, daß selbst bei der sorgfältigsten Ausführung der Beton an einzelnen Stellen nicht die auftretenden Zugspannungen aufzunehmen vermag. Deshalb wurde die Berechnung auch durchgeführt unter der Voraussetzung, daß der Beton gerissen ist. In diesem Fall ist mit einer zulässigen Eisenspannung $\sigma_e = 1500$ kg/cm² gerechnet worden. In ähnlicher Weise wie vorher erhält man das Kurvensystem II.

Als zulässige Betonzugspannung wurden 20 kg/cm² festgesetzt. Für die Wahl einer derartig hohen Beanspruchung sind verschiedene Gründe maßgebend gewesen. Einmal wurde die ganze Berechnung durchgeführt mit einem Verhältnis der Elastizitätszahlen von $n = 15$. In Wahrheit ist dieses Verhältnis bei einer Beanspruchung des Betons auf Zug wesentlich höher. Die Betonzugspannungen sind also in Wirklichkeit viel geringer als in der Berechnung, die Eisenspannungen dagegen entsprechend höher. Ein weiterer Grund bestand darin, daß statisch die Möglichkeiten, daß die Beanspruchungen durch Nebenspannungen erhöht werden, fast ausgeschaltet worden sind. Weiterhin war zu berücksichtigen, daß die Spannungsverteilung im Eisenbeton nicht geradlinig ist, wie es die Berechnung voraussetzt, sondern in einer Kurve verläuft. Die Randspannungen, die ja doch die maßgebenden sind, sind infolgedessen auch bei richtiger Wahl von n viel geringer als diejenigen, die man aus der statischen Berechnung bekommt. Ein Beton mit Eiseneinlagen braucht also durchaus noch nicht zu reißen, wenn er eine Zugfestigkeit aufweist, die niedriger ist als diejenige, die man der statischen Berechnung zugrunde legt.

Anderseits wurde bei der Herstellung des Betons auf möglichst gute und einwandfreie Beschaffenheit der Zusatzstoffe und des Zementes größter Wert gelegt. Verwendet wurde ein Mischungsverhältnis: 1 Zement, 2,3 Kiessand und 1,7 Splitt, mit einer mittleren Druckfestigkeit von 235 kg/cm². Auf die Untersuchungen, die angestellt wurden zum Zwecke der Ermittelung der richtigen Kornzusammensetzung, soll hier nicht näher eingegangen werden.

Vor Ausführung der Eisenbetonrohrleitung ist durch Herstellung von Probekörpern in natürlicher Größe an der Baustelle die Wirkung der Beanspruchung des Rohres im Wege des Versuches festgestellt worden. Abb. 9 zeigt zwei zu diesem Zwecke hergestellte Probekörper von Eisenbetonrohren von je 3 m Länge, mit den beiden Pfropfen, die durch eiserne Träger miteinander verankert sind. Die Probebeanspruchung wurde auf das Doppelte der vorgesehenen Belastung vorgenommen, ohne daß Risse in dem Beton auftraten. Bei einer Beanspruchung von 5,5 at mußte der Versuch abgebrochen werden, weil sich an der Abschlußwand ein 2 cm starker Riß gebildet hatte, der die Erhöhung des Druckes unmöglich machte. Aus dem Versuch kann gefolgert werden:

Da bei der Inanspruchnahme über das Doppelte dessen, was die Rechnung ergab, keine Risse im Eisenbeton aufgetreten sind, kann angenommen werden, daß mindestens eine zweifache Sicherheit noch vorhanden ist. Die Bewegungen, die das Eisenbetonrohr bei seiner Inanspruchnahme machte, sind durch genaue Messungen erfaßt worden, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll. Es genügt, anzuführen, daß die größte gemessene Ausdehnung im Scheitel stattfand und 1,50 mm betrug. Die zur Verfügung stehenden Dehnungsmesser arbeiteten mit einer Genauigkeit von $^1/_{20}$ mm.

Über die Betonierung der Rohre ist folgendes zu sagen:

Die Rohrschüsse von 15 m sind, um keinerlei schädliche Fugen zu erhalten, in ununterbrochener Arbeit hergestellt worden, wobei die Herstellung eines Rohres im Mittel

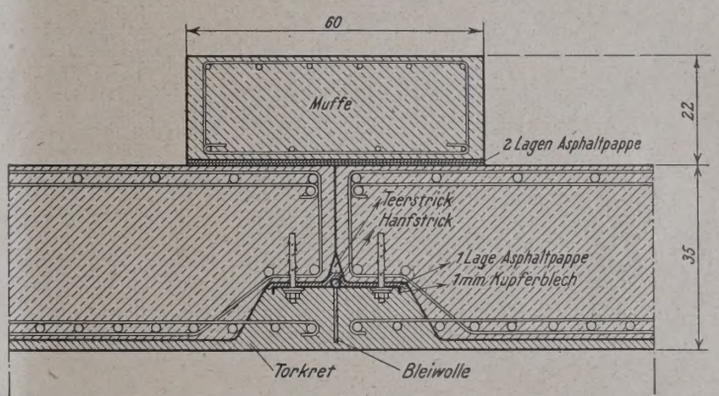


Abb. 12. Querschnitt durch die Dehnungsfuge.

16 Stunden in Anspruch nahm. Besondere Sorgfalt wurde auf die Schalung verwendet. Hierbei waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Auflösung der Schalung in einzelne Normalteile, zwecks vielfacher Verwendung.

2. Unbedingte Sicherung der Außen- und Innenhaut gegen Verschieben zueinander.

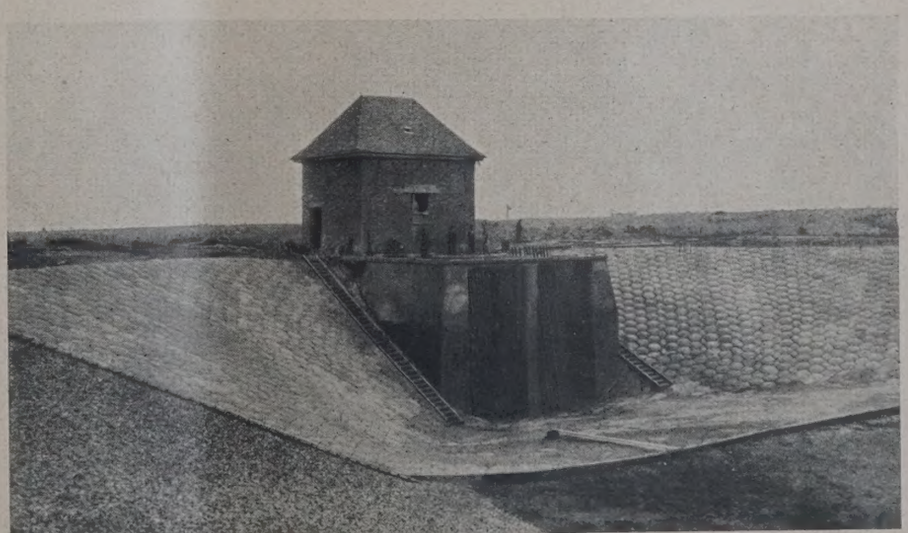


Abb. 13. Einlaufbauwerk.

Abb. 14. Eisenbewehrung des Wasserschloßfundamentes.

3. Vermeidung der Durchdringung der Rohrwand mit Drähten oder Bolzen.

4. Genügend Sicherung gegen Auftrieb.

5. Möglichkeit der Einschalung der Außenhaut, entsprechend dem Arbeitsfortschritt.

6. Vollständige Trennung der Schalungsgerüste von den Betonzuführungsgerüsten.

Die Ausbildung der Schalung und die Vorgänge beim Betonieren sind in den nächsten Abbildungen dargestellt. Abb. 10

Abb. 15. Wasserschloß.

zeigt das Zusammenbauen der aus Holz ausgebildeten Innenhaut aus den einzelnen Normalstücken. Abb. 11 zeigt die Aufhängung der inneren Schale an einem besonderen Bockgerüst, damit der Beton nicht von der Schalung beansprucht wird. Für die Montage der Rundeisen wurde die hölzerne Schalung so hoch angehoben, daß ein Arbeitsraum auch am Auflager der Rohre verblieb, und nachträglich wurde die Rohrschalung erst in die richtige Höhe herabgelassen. Der Beton selbst wurde als Gußbeton eingebaut, indem er mit Loren an die Verwendungsstellen gefahren und dann in besonderen Zwischenbehältern abgekippt wurde, wo er vor dem Einbau nochmals gemischt wurde. In Arbeit waren gleichzeitig 12 Rohrstücke, die Innenschalung wurde durchschnittlich 9 Tage nach dem Betonieren entfernt. Die Gesamtherstellung der 820 m langen Rohrleitung dauerte 4 Monate, am 1. April wurde mit der Betonierung begonnen und am 4. September wurde die gesamte Anlage bereits dem Betrieb übergeben.

Eine besondere Erwähnung verdient die Ausbildung der Temperaturfugen, die, wie bereits gesagt, in Abständen von 15 m im Rohr vorgesehen wurden. Auf Abb. 12 ist die Dehnungsfuge im Querschnitt dargestellt. Außen erfolgt die Stoßdeckung durch eine Muffe, wie bereits früher gezeigt. Die Muffe ist so ausgebildet, daß sie in der Lage ist, die Kräfte des Eisenbetonrohres selbständig zu übernehmen. Zwischen Muffe und Rohr sind zwei Lagen Asphaltpappe geklebt. Die Rohre sind im Sommer bei höchster Temperatur eingebaut und infolgedessen stumpf gegeneinander betoniert. Die Stoßdeckung im Rohr selbst übernimmt eine 1 mm starke Kupferfeder, die, wie aus der Abb. 12 ersichtlich, auf ein Asphaltpolster mittels Kupferschrauben aufgeschraubt ist. Auf diese Weise ist es möglich, daß sich das Kupferblech überall satt in das Asphaltbett eindrückt. Hinter dem Kupferblech ist nochmals ein Teerstrick dreieckförmig eingekeilt. Die Innendichtung des Rohres, die aus einem 2 cm starken Putz besteht, der in der Decke als Torkretputz, in der Sohle als Handputz ausgebildet ist,

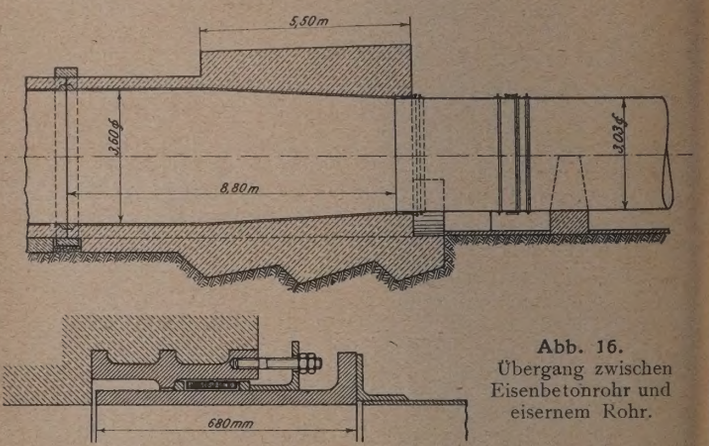


Abb. 16. Übergang zwischen Eisenbetonrohr und eisernem Rohr.

ist an der Stoßstelle verstärkt ausgebildet, und hier ist nochmals nachträglich Bleiwolle in die Fuge hineingestemmt worden. Die mit großer Sorgfalt ausgebildete Stoßdeckung hat sich sehr gut bewährt, so daß nicht nur eine praktische Dichtigkeit, sondern eine absolute Wasserdichtigkeit seit der halbjährigen Inbetriebsetzung des Rohres als Ergebnis festzustellen ist.

Interessant sind noch die Übergangsbauwerke an beiden Enden des Rohres, sowie das an der höchsten Stelle des Rohres gelegene Wasserschloß. In Abb. 13 ist das Einmündungsbauwerk vom Sammelbecken in das Rohr dargestellt. Das Übergangsbauwerk wurde gleichzeitig als Schieberkammer ausgebildet, um in der Lage zu sein, das Rohr außer Betrieb zu setzen. Ein Doppelrechen vor der Kammer sorgt dafür, daß in die Rohrleitung kein Fremdkörper hineinkommt. Das Wasser-

schloß an der höchsten Stelle des Druckrohres wurde gleichzeitig mit diesem hergestellt. In Abb. 14 ist die Bewehrung des Fundamentes dargestellt. Das Wasserschloß selbst ist gleichzeitig als Aussichtsturm ausgebildet und mit Galerien, Turmdach und Wendeltreppen versehen (Abb. 15). Besonders schwierig ist die Übergangsstelle des Eisenbetonrohres in die eiserne Druckrohrleitung. Zur Übernahme von Temperaturbewegungen ist die Verbindung zwischen eisernem Rohr und Eisenbetonrohr beweglich gestaltet. An der Übergangsstelle ist ein besonderer Betonklotz hergestellt, in welchem ein gußeisernes Rohr einbetoniert wurde, das mit einem Ansatz in der Mitte versehen ist. In dieses gußeiserne Rohr ist ein Paßstück hineingeschoben worden, welches stopfbüchsenartig, wie auf Abb. 16 ersichtlich, in das gußeiserne Formstück mit Hilfe von Bolzen und Winkelring von außen her eingeschraubt wird. Die Dichtung selbst wird durch mehrere Ringe von Talkum bewirkt, die sich gegen die Nase des gußeisernen Formringes legen.

ACHTSEMESTRIGER STUDIENPLAN FÜR VERMESSUNGSINGENIEURE.

Von Professor Dr.-Ing. P. Werkmeister, Dresden.

Bei der letzten Tagung der Bauingenieur-Abteilungen der Technischen Hochschulen im Oktober 1925 wurde allgemein die Ansicht vertreten, daß den Vermessungsingenieuren der Grad eines Dipl.-Ing. bei einem Studium von weniger als acht Semestern nicht mehr erteilt werden soll. Mit Rücksicht hierauf muß ernstlich daran gedacht werden, das Studium der Vermessungsingenieure von sechs bzw. sieben Semestern auf acht Semester zu erhöhen.

Die Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Dresden hat sich bereits eingehend mit der Sache beschäftigt; das Ergebnis ihrer Beratungen ist der im folgenden mitgeteilte Studienplan:

1. Semester (Winter).

	Vorlesungen	Übungen
Geodätisches Rechnen	1	1
Ebene Trigonometrie	2	2
Darstellende Geometrie I	2	3
Höhere Mathematik I	4	2
Experimentalphysik I	5	—
Plan- und Geländezeichnen I	—	4
Baukonstruktionen I	3	2
Einführung in die Rechtswissenschaft	2	—
Allgemeine Volkswirtschaftslehre	4	—
	23	14
	37	

2. Semester (Sommer).

	Vorlesungen	Übungen
Sphärische Trigonometrie	2	1
Darstellende Geometrie II	2	3
Höhere Mathematik II	4	1
Experimentalphysik II	5	—
Experimentalchemie	3	—
Mineralogie	3	—
Plan- und Geländezeichnen II	—	4
Baukonstruktionen II	3	2
	22	11
	33	

3. Semester (Winter).

	Vorlesungen	Übungen
Höhere Mathematik III	3	2
Einführung in die technische Mechanik	3	2
Physikalisches Praktikum	—	6
Photographie	2	—
Allgemeine Geologie	4	—
Vermessungskunde I	4	4
Baustoffkunde	2	—
Graphostatik und Festigkeitslehre	2	—
Bürgerliches Gesetzbuch I	2	—
	22	14
	36	

4. Semester (Sommer).

	Vorlesungen	Übungen
Graphisches Rechnen	2	—
Höhere Mathematik IV	3	1
Perspektive	1	2
Geologisches Praktikum	—	2
Photographisches Praktikum	—	4
Vermessungskunde I	—	4
Vermessungskunde II	4	8
Große Vermessungsübung	2 Wochen	
Bürgerliches Gesetzbuch II	2	—
	12	21
	33	

5. Semester (Winter).

	Vorlesungen	Übungen
Ausgewählte Kapitel aus der theoretischen Physik	2	—
Ausgleichungsrechnung I	2	3
Kartenprojektionen	1	—
Photogrammetrie	2	—
Ausarbeitungen in Vermessungskunde	—	6
Linienführung und Bahngestaltung	3	—
Wasserbau I	6	—
Verwaltungsrecht I	2	—
	18	9
	27	

6. Semester (Sommer).

	Vorlesungen	Übungen
Meteorologie	1	—
Allgemeine Botanik	3	—
Photogrammetrie	—	2
Astronomische Orts- und Zeitbestimmung	2	4
Vermessungskunde III	—	4
Große Vermessungsübung	2 Wochen	
Drahtlose Telegraphie	2	—
Wasserbau I	—	3
Wasserbau II	2	—
Eisenbahnbau	—	3
Gleisanschlüsse, Industrie- und Hafenbahnhöfe	1	2
Städteentwässerung und Abwasserbeseitigung	2	—
Straßenbau	2	—
Verwaltungsrecht II	2	—
	17	18
	35	

7. Semester (Winter).

	Vorlesungen	Übungen
Ausgleichungsrechnung II	2	2
Topographie und Kartographie	2	—
Höhere Geodäsie I	3	—
Katasterkunde I	1	2
Bodenkunde	2	—
Wasserbau II	—	3
Straßenbau	—	2
Wasserversorgung	2	—
Städtebau	2	—
Städtischer Tiefbau	—	2
Entwerfen von Bebauungsplänen	—	3
	14	14
	28	

8. Semester (Sommer).

	Vorlesungen	Übungen
Meteorologie	1	—
Höhere Geodäsie	3	2
Selbständige Arbeiten im Geodätischen Institut	—	8
Katasterkunde II	1	2
Aufnahmen auf Forschungsreisen	1	1
Allgemeine Landwirtschaftslehre	3	—
Städtischer Tiefbau	—	2
	9	15
	24	

Die in dem Studienplan enthaltenen Fächer kann man in sechs Gruppen teilen. Die erste Gruppe umfaßt die mathematischen Fächer und geht bis zum vierten Semester. Die naturwissenschaftlichen Fächer der zweiten Gruppe umfassen die Physik mit Meteorologie und Photographie; dazu kann man die Einführung in die technische Mechanik und die drahtlose Telegraphie zählen. Die Photographie ist aufgenommen als Grundlage für die Photogrammetrie; die Einführung in die technische Mechanik darf mit Rücksicht auf die Zusammenhänge mit der Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate nicht fehlen. Die drahtlose Telegraphie ist mit Rücksicht auf geographische Längenbestimmungen erforderlich.

Die dritte Gruppe enthält die geodätischen Fächer Plan- und Geländezeichnen, Vermessungskunde oder niedere Geodäsie, höhere Geodäsie, Ausgleichungsrechnung, Kartenprojektionen, Topographie und Kartographie, Photogrammetrie, Aufnahmen auf Forschungsreisen und im Zusammenhang damit astronomische Orts- und Zeitbestimmung und Katasterkunde. Zu der vierten Gruppe gehören die mit Rücksicht auf Vermessungen für landwirtschaftliche Zwecke erforderlichen Fächer; es sind dies als Grundlage Chemie, Mineralogie und Geologie, sodann Botanik, Bodenkunde und Landwirtschaftslehre. Die Fächer der fünften Gruppe sind die bautechnischen und verkehrstechnischen Fächer; die Grundlage bilden hier Baukonstruktionen, Baustoffkunde, Graphostatik und Festigkeitslehre; an sie reihen sich die zusammenfassend als Straßenbau, Eisenbahnbau, Wasserbau und Städtebau zu bezeichnenden Fächer.

Die letzte Gruppe umfaßt die mit der Rechtswissenschaft, der Volkswirtschaft und der Verwaltungskunde zusammenhängenden Fächer.

Im Vergleich mit den seitherigen, nur für sechs oder höchstens sieben Semester berechneten Studienplänen bietet der achtsemestrige Studienplan eine wesentliche Erweiterung besonders in bezug auf die Fächer des Bauingenieurwesens; eine solche ist besonders erwünscht für den nicht in den staatlichen Vermessungsdienst eintretenden Vermessungsingenieur.

In bezug auf die Stundenzahl bei den einzelnen Fächern ist der Studienplan den derzeitigen Verhältnissen an der Technischen Hochschule Dresden angepaßt.

VERGLEICHENDE BECKENBEWERTUNG UND WASSERVERLUSTE BEI TALSPERREN.

Ein Beitrag zur Frage der Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken.

Von Regierungs-Baumeister a. D. Karl Köbler, Wertheim (Baden).

I.

Bei der Planung von Speicherkraftwerken nehmen die Untersuchungen über den Ausbau künstlicher oder natürlicher Sammelbecken im allgemeinen die Hauptarbeit in Anspruch. Nachdem der Wasserkraftausbau fast in allen Ländern sich zuerst der Niederdrucklaufwerke bemächtigt hatte, angeregt durch die bedeutenden, meist billig erschließbaren Arbeitsmengen, und in Unkenntnis über die Entwicklung des Energiemarktes, d. h. der Absetzbarkeit völlig unregulierbarer Kräfte, hat nun schon seit einigen Jahren besonders in der durch sommerstarke Laufwerke übersättigten Schweiz (Wäggiwerk, Ritom, Barberine, Etzel, Illsee-Turtmann, Oberhasli usw.), aber auch in andern Ländern (Österreich; Spullersee, Achensee, Lünersee; Baden: Schwarzenbach, Schluchsee, Elzwerk usw.) ein deutlich erkennbarer Gegenstoß mit dem Ausbau und der Planung ausgesprochener Hochdruckwerke mit großen Speicherbecken im Charakter von Mangelzeitenwerken[1]) eingesetzt. Mit diesen Werken soll sowohl neue Mangelzeitenkraft zur Ergänzung der schon ausgebauten Laufwerke, d. h. zur Verbesserung ihrer Ausnutzung durch Heben der Konsumlinie als Ganzes geschaffen werden, aber auch — und dieser Gedanke bricht sich allmählich immer mehr Bahn — die Veredelung von saisonweise oder in täglichen Belastungstälern anfallender Überschußkraft in Pflichtbedarf im großen und kleinen Kreislauf durch hydraulische Pumpenspeicherung vorgenommen werden.

Um derartig weitgehenden energiewirtschaftlichen Forderungen zu entsprechen, sind verhältnismäßig nur wenig Werke berufen. Fast immer sind die durch Schaffung der Staubecken bedingten Kosten von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit des Werkes bzw. seine energiewirtschaftliche Berechtigung. Die Verhältnisse in der Schweiz sind dabei von denen der süddeutschen Mittelgebirge nicht so sehr verschieden, wie es bei oberflächlicher Betrachtung den Anschein hat. Während Geländegestaltung und Besiedelung in der Schweiz, überhaupt in den Alpenländern, für die Schaffung großer Becken im allgemeinen günstiger sind als im Mittelgebirge, so sind dagegen die Geologie des Untergrundes und der Wasserhaushalt der Gewässer weniger günstig. Gerade die geologischen und wasserwirtschaftlichen Vorarbeiten aber sind es, die den rein bautechnisch denkenden Ingenieur oft zu Trugschlüssen und zu geld- wie energiewirtschaftlich ungerechtfertigten Bauweisen verleiten.

Es kommt heute noch vor, daß man sich beim Entwerfen von Talsperren bei der Beurteilung der Wirtschaftlichkeit

[1]) Vgl. Wasserkraftjahrbuch 1924, Köbler, Hydraul. Pumpenspeichg. ETZ. Nr. 43, 1924, Köbler, Das Zweribachwerk.

trotz Durchführung von wasser- und energiewirtschaftlichen Untersuchungen, letzten Endes mit der Feststellung begnügt, daß bei einem bestimmten Beckenausbau der spez. Maueraufwand im Vergleich mit anderen Anlagen günstig sei, besonders, wenn noch der Gesamtkostenaufwand für die Wasserkraftanlage unter Berücksichtigung der Wertigkeit der erzeugten Strommenge tragbar erscheint.

Es ist nun zweckmäßig und lehrreich, sich vor der Einzelbearbeitung anderer Vergleichszahlen für solche Überlegungen zu bedienen, die im folgenden mit „spez. Beckenarbeitszahl" und „spez. Beckenarbeitswert" bezeichnet werden. Im Gegensatz zu dem spez. Beckeninhalt bzw. Maueraufwand, der nur ein bautechnische Gesichtspunkte gibt, ist die „spez. Beckenarbeitszahl" eine wasserwirtschaftliche, der „spez. Beckenarbeitswert" eine energiewirtschaftliche Kennziffer.

Für die weiter unten folgende vergleichende Zahlenübersicht ist eine kleine wasserwirtschaftliche Einführung nötig. Die Zahlentafel 1 gibt für verschiedene Flußgebiete (Alpen- und

Zahlentafel I.

Bedarf	Sommer 36 % 1. Mai—1. Okt.	Winter 64 % 1. Okt.—1. Mai	
Flußgebiet	Sommerabfluß 1. Mai—1. Okt.	Winterabfluß 1. Okt.—1. Mai	Speicherbedarf
	in Prozenten des Jahresabflusses		
Aare bei Brienzweiler	81,17	18,83	45,1
Oberer Inn	65,4	34,6	—
Ill, Vorarlberg	63,3	36,7	—
Ens, Steiermark ...	63,3	36,7	—
Rhein bei Nohl ...	60,0	40,0	24,0
Iller, Allgäu	49,0	51,0	17,5
Argen, Allgäu	34,0	66,0	9,5
Neckar	29,5	70,5	16,5
Schwarzwaldabflüsse	31,3	68,7	9,66

Mittelgebirgsflüsse) den durchschnittlichen Sommer- und Winterabfluß in Prozenten des gesamten Jahresabflusses an. Außerdem ist aus der letzten Spalte zu ersehen, welcher Speicherraum, ebenfalls in Prozenten des Jahresabflusses, jeweils zur Deckung eines bestimmten (normal übers Jahr verteilten Überland-) Energieverlangens notwendig ist. In dieser Zusammenstellung ist die Aare als Typus eines reinen hochalpinen Gewässers aufgenommen, das rd 80% Sommerabfluß und einen Speicherbedarf von rd 45% des Jahresabflusses zum Ausgleich auf die normale Bedarfslinie aufweist[2]). Der Rhein bei Nohl, dessen Speicherbedarf von 24% selbstverständlich nur für andere speicherfähige, ähnlich geartete Flüsse gilt, soll ein alpines, jedoch durch Seen günstig beeinflußtes Gewässer mit 60% Sommer- und 40% Winterabfluß vertreten. Abgesehen vom Argengebiet im Allgäu, das wegen ungünstiger geologischer Verhältnisse bei der Planung von Großspeicherwerken ausscheiden muß, sind die günstigsten wasserwirtschaftlichen Verhältnisse der beigezogenen Flußgebiete im badischen Schwarzwald mit 9,66% Speicherbedarf zu finden, die vor allem noch dadurch besonders bemerkbar sind, daß für die Zurückhaltung der gesamten Sommerabflüsse zur Verarbeitung in der Wintermangelzeit nur etwa 31,3% des Jahresabflusses aufzuspeichern sind, im Gegensatz zu 60—80% und mehr in den Alpenländern.

Bei derartigen Unterschieden in der wasser- und energiewirtschaftlichen Bedeutung eines Speicherbeckens je nach Abflußbedingungen, besonders auch je nach Höhenlage bzw. je nach der Größe des beherrschten Gefälles, kann der spez. Maueraufwand allein keine vergleichsfähige Bewertungszahl sein.

Es sei:

V = Beckeninhalt in m^3,

I = Mauermasse der Sperre in m^3,

h = Nutzgefälle des Werkes bzw. das von dem Becken beeinflußte und ausnutzbare Gefälle,

α = Beckenausgleich, wobei der Jahresabfluß = 1,0,

β = der aus der Zahlentafel I ersichtliche Mindestspeicherbedarf zur Anpassung an das dort zugrunde gelegte Energieverlangen Jahresabfluß = 1,0.

Es ist nun:

$\frac{V}{I}$ = spezifischer Beckeninhalt,

$\frac{V}{I} \cdot \frac{10\,h}{1{,}46 \cdot 3600}$ = spezifisches Beckenarbeitsvermögen = kWh/1 m^3 Mauermasse,

$\frac{V}{I} \cdot \frac{h}{525}\,\alpha$ = spezifische Beckenarbeitszahl,

$\frac{V}{I} \cdot \frac{h}{525} \cdot \frac{\alpha}{\beta}$ = spezifischer Beckenarbeitswert.

Es sollen nun einige bekannte Speicheranlagen unter Benutzung dieser Zahlen miteinander verglichen werden.

[2]) Die Berechnung geschah überschläglich auf Grund gemittelter Monatsprozente für die jeweils gleiche Anzahl Jahre.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Bezeichnung des Speicherwerks	V	I [3])	h	α	β	spez. Beckeninhalt	spez. Beckenarbeitszahl	spez. Beckenarbeitswert	spez. Beckeninhalt	spez. Beckenarbeitszahl	spez. Beckenarbeitswert	Energiewirtschaftliche Beckenkennziffer	
	Mill. m^3	1000 m^3	m						Wäggi-Innertalbecken 100 %				Innertal = 100
Innertalbecken (Wäggiwerk) . . .	140	230	455	1,3	0,45	610	684	1520	100	100	100	2,5	100
Oberhasli	113	476	1189	0,44	0,30	238	254	845	39,0	37,2	55,5	3,3	132
Barberine	37,5	230	1390	0,79	0,50	163	340	680	26,7	49,7	44,7	4,2	168
Schluchsee (bad. Schwarzw.) .	108	64	560	1,16	0,095	[1690	2090	22000	278	306	1450]	13	520
Schwarzenbachbecken (Murgwerk)	15,0	290	346	0,5	0,10	52	17	171	8,52	2,5	11,25	3,3	132
Elzbecken (Breisgau)	19,0	290	580	1,0	0,10	66	73	730	10,8	10,7	48,0	11,0	440
Bachbecken (Schluchseegeb.) .	11,5	120	560	0,4	0,10	96	41	410	15,7	6,0	27,0	4,25	170
Spullersee	12,0	74,5	795	0,5	0,40	160	121	325	26,2	17,7	21,4	1,9	76
Lünersee	40,0	—	1300	1,54	0,40	—	—	—	—	—	—	9,55	380

[3]) Die Massen beziehen sich durchweg auf eine Beton-Schwergewichtssperre.

Die absoluten Zahlen in Spalte 7, 8 und 9 geben nun einen ausgezeichneten Anhaltspunkt bei genereller Projektierung und einen guten energiewirtschaftlichen Maßstab. Besonders aufschlußreich sind die Spalten 10, 11 und 12 der relativen Vergleichszahlen, wo die dem Innertalbecken zukommenden Werte jeweils gleich 100 gesetzt wurden. Ein Vergleich zwischen Spalte 10 und 11, also zwischen dem spez. Beckeninhalt, und der spez. Beckenarbeitszahl, in der das vom Becken beeinflußte Nutzgefälle und die Beckengröße im Verhältnis zum Jahresabfluß zur Geltung kommen, zeigt eine ganz bedeutende Verschiebung der Wertigkeit der einzelnen Becken, wobei besonders die Zahlen des Schwarzenbachbeckens und der Barberine für den Charakter dieser Beckenzahl bezeichnend sind. In Spalte 12, welche die spez. Beckenarbeitswerte enthält, wo also nicht nur beeinflußtes Nutzgefälle und die Beckengröße im Verhältnis zum Jahresabfluß, sondern auch die Wertigkeit dieser Beckengröße in bezug auf den Verlauf des Jahresabflusses und auf eine bestimmte zugrunde gelegte Bedarfslinie zum Ausdruck kommt, machen sich die natürlichen günstigen Verhältnisse des Abflußvorganges im Schwarzwald besonders bemerkbar. Während z. B. in Spalte 8 das Verhältnis zwischen Elzbecken zu Barberine wie 1:4,54 ist, steigt die Wertigkeit des Elzbeckens in Spalte 9 zu einem Verhältnis von 1:0,93 (!). Außerdem ist das Verhältnis der äußersten Zahlen in Spalte 7 ungefähr 1:32,5, in Spalte 9 dagegen 1:129; das bedeutet für die hier neu angegebenen Beckenzahlen eine wesentlich größere Differenzierung; sie sind also aufschlußreicher.

Dieses Verfahren der spezifischen Beckenzahlen versagt, wenn es sich um natürliche Seen handelt, die hauptsächlich durch Absenkung nutzbar gemacht werden. (Der Schluchsee ist ein Mittelding; seine spez. Beckenzahlen fallen deshalb auch besonders stark aus dem Rahmen.) Es läßt sich nun ohne weiteres unter Ausschaltung der Zahlengrößen für Beckeninhalt und Maueraufwand eine energiewirtschaftliche Beckenkennziffer bilden, die in gleicher Weise zum Vergleich zwischen natürlichen und künstlichen Staubecken beigezogen werden kann. Diese Werte: $\frac{h}{525} \cdot \frac{\alpha}{\beta}$, sowie die relativen Vergleichszahlen, für Innertalbecken = 100, sind in Spalte 13 und 14 enthalten. Da hierbei der spez. Beckeninhalt ausgeschieden ist, der Vergleich also ohne Rücksicht auf die Gestaltung der Sperrstelle und des Beckengeländes angestellt wird, rücken die topographisch ungünstigeren Becken, besonders die Talsperren des Schwarzwaldes vor.

Es muß jedoch ausdrücklich betont werden, daß die Zahlen keinen Anspruch auf unbedingte Genauigkeit machen, da besonders Unterlagen für eine Errechnung des Wertes β nicht in allen Fällen zur Verfügung standen. Es kam hier auch in erster Linie darauf an, ungefähr richtige Zahlen zu geben, um damit den Weg zu zeigen, wie in einfachster Weise der energiewirtschaftliche Wert eines Speicherbeckens ausgedrückt und was aus einzelnen Vergleichszahlen geschlossen werden kann. Es können dadurch bei genereller Projektierung gute Anhaltspunkte gewonnen werden, welche etwa zur Wahl stehenden Staubecken, bei sonst ähnlichen Verhältnissen, zweckmäßig weiterverfolgt oder aufgegeben werden sollen. Auch die Frage, wie weit die Ausgleichsfähigkeit eines Beckens getrieben werden darf, kann vorläufig, vorbehaltlich genauer wasser- und energiewirtschaftlicher Untersuchungen, beantwortet werden. Die richtige Anwendung solcher Zahlen läßt gerade bei der generellen Bearbeitung z. B. ganzer Flußgebiete viel Arbeit sparen und schon in einem frühen Stadium der Untersuchung einen gewissen Überblick zu und gibt Richtlinien für die Weiterbearbeitung.

Wenn diese Zahlen auch keine unmittelbare Handhabe für die Bewertung von Speicherbecken geben und wasser- und energiewirtschaftliche Untersuchungen selbstredend niemals überflüssig machen, so dienen sie doch der den Ingenieuren noch oft mangelnden Erkenntnis des Zusammenhangs zwischen bautechnischen sowie wasser- und energiewirtschaftlichen Bewertungszahlen. Es würde sich jedenfalls verlohnen, wenn der hier angeregten Weise für zahlreiche ausgeführte und plante Staubecken diese Vergleichszahlen zusammengest würden.

II.

Eine zweite Frage betr. Wirtschaftlichkeit von Bauwerk und zwar für Talsperren, soll hier noch behandelt werd

Der für eine Sperre notwendige Maueraufwand bedi bei Speicherwerken im allgemeinen in hohem Maße die W schaftlichkeit und Ausführbarkeit des ganzen Unternehme Es können nun, selbst bei günstigster Oberflächengestalt der Sperrstelle und des Beckengebiets, die geologischen V hältnisse des Sperrenuntergrundes zu einer solchen Verteuer des Bauwerkes führen, daß das ganze Werk in Frage gest wird. Die Gründung der Sperre muß zwei Forderungen füllen: Standfestigkeit und Undurchlässigkeit. Die für Standfestigkeit geeigneten Gesteinsschichten oder Bodenlag sind meist schon in sehr viel geringerer Tiefe zu erreichen, die Erfüllung der Forderung nach Anschluß oder Einbind in wasserundurchlässige Schichten. Aus dieser Erkennt entstanden die wasserseits oder im Kern (bei Erddämmen) zum undurchlässigen Baugrund hinuntergeführten selbständig Dichtungselemente; darüber hinaus oft noch Maßnahmen Zementeinpressung usw. Die Kosten dieser Maßnahmen s nun von vornherein schwer zu beurteilen. Man wird nun jed im allgemeinen mit dem Geologen zusammen immer ungef beurteilen können, ob es möglich ist, das evtl. unter dem F der Sperre durchdringende oder herabsickernde Wasser wie zu fassen bzw. ob sein Wiederzutagetreten in irgendeiner Hö und Entfernung von der Sperre wahrscheinlich ist. Man ka unter Umständen durch vorsichtig angelegte Sickerung hinter und unter dem Mauer- bzw. Dammfuß dafür sorg daß das vor dem dichtenden Teil der Sperre versinkende Was nicht in feinen Spalten usw. in unerreichbare Schicht hinabsinkt und unbekannt bleibende Austritte sucht, sond vor der Sperre durch die Dränage wieder zutage tritt. zahlreichen bestehenden undichten Sperren ist dieser Zusta vorhanden. Es soll noch einmal betont werden, daß es s dabei nur um Undichtigkeiten handelt, die dem Bestand Bauwerkes nicht gefährlich sind, und mit deren Beseitigu nur ein Energiegewinn bezweckt wird.

Es liegt nun nahe — und ist wohl schon da und dort a geführt worden —, das durch Sickerung verlorene Was durch Pumpen ins Becken zurückzufördern. Wenn man n diese Möglichkeit infolge der geologischen und bautechnisch Vorbedingungen grundsätzlich als Lösung der Frage Dichtigkeit der Staumauern anerkennt, dann läßt sich in e fachster Weise die Grenze der Zweckmäßigkeit dieser Lösu bestimmen. Bei bestehenden undichten Sperren, bei denen Größe des Wasserverlustes und die Austrittsstellen beka sind, läßt sich diese Grenze unter bestimmten Annahm über Wertigkeit des gewonnenen und des zum Pumpen v wendeten Stromes ziemlich genau bestimmen. Bei geplant Sperren, wo man über die Größe des Wasserverlustes weni als über die vermutliche Förderhöhe etwas voraussagen ka muß die Rechnung von der anderen Seite her durchgefü werden, und aus den im allgemeinen klarer zu erfassend voraussichtlichen Mehrkosten für eine dichtende Gründu (im Gegensatz zu einer standsicheren Gründung) der zuläss Aufwand für Pumparbeit und die dazu erforderlichen E richtungen und damit die größtzulässige Fördermenge u -höhe errechnet werden.

Es bezeichnen nun:

h_n = Nutzgefälle des Kraftwerks in m,
q_V = Verlustwassermenge im Mittel in m³/sek,
Q_V = Verlustwassermenge im Maximum in m³/sek,
h_F = Förderhöhe von der Fassungsstelle des Sickerwass bis zum Staubecken im Mittel in m,

H_F = größte Förderhöhe in m,
K_D = Anlagekosten für die Dichtung der Sperre in M,
k_D = Jahreskosten für die Dichtung der Sperre in M/Jahr,
K_P = Anlagekosten für das Pumpwerk samt Zubehör in M,
k_P = Jahreskosten für das Pumpwerk samt Zubehör in M/Jahr,
k_F = Förderkosten in M/Jahr,
g_m = Stromwert in Mangelzeiten M/kWh in T_m Stunden/-Jahre,
g_T = Stromwert M/kWh in T_T Tagesstunden/Jahr,
$g_ü$ = Stromwert M/kWh in Überschußzeiten $T_ü$ Stunden/Jahr,

dabei sind:

$$g_ü = x \cdot g_m; \quad g_T = y \cdot g_m,$$

$$T_m = c \cdot 8760; \quad T_T = b \cdot 8760; \quad T_ü = a \cdot 8760,$$

ferner:

T_p = Gesamtpumpzeit = $T_m + T_T + T_ü = 8760\,(a + b + c)$.
Mittlerer Pumpwirkungsgrad = 0,74,
Turbinenwirkungsgrad = 0,825,
mittlerer Wirkungsgrad des Motorgenerators = 0,90,
Generatorenwirkungsgrad = 0,93,
Ausbauleistung des Pumpwerks: = 14,65 $Q_V H_F$ kW[4]),
erforderliche Pumparbeit: $Q_F = 14{,}65\, q_V h_F T_p$ kWh/Jahr,
Arbeitsgewinn: $A_{II} = 7{,}53\, q_V h_n T_p$ kWh/Jahr,

Gesamtwirkungsgrad: $\frac{7{,}53\,h}{14{,}65\,h_F} = \eta \frac{h_n}{h_F}$,

wo $\frac{h_n}{h_F}$ = „Verbesserungsfaktor" und $\eta = 0{,}51$ (ohne Berücksichtigung von Rohrleitungsversuchen und Umspannverlusten usw.)

Es muß nun sein:

$$(1) \quad \frac{k_D}{7{,}53\, q_V h_n \cdot 8760} \leqq g_m \geqq \frac{k_p}{7{,}53\, q_V h_n \cdot 8760\,(a+b+c)} + k_F$$

$$k_F = \frac{(g_ü T_ü + g_T T_T + g_m T_m)}{(T_ü + T_T + T_m)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

$$= \frac{(a x + b y + c)\, g_m}{(a + b + c)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

Es wird ferner gesetzt:

$$\frac{k_p}{7{,}53\, q_V h_n T_p} = \varkappa_p,$$

dann ist:

$$(2) \quad \ldots\ldots \quad g_m \geqq \varkappa_p + \frac{g_m (a x + b y + c)}{(a + b + c)} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}$$

$$\varkappa_p \leqq g_m \left(1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}\right).$$

Es muß demnach mindestens sein:

$$\frac{h_F}{h_n} = \eta \frac{a + b + c}{a x + b y + c}.$$

Oder:

$$k_p \leqq 7{.}53\, q_V h_n T_p g_m \left(1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}\right)$$

$$\leqq 14{,}65\, q_V \cdot 8760\, g_m (\eta h_n [a + b + c] - h_F [a x + b y + c]).$$

Die Beziehungen zwischen k_D und k_p bei Gleichwertigkeit der Dichtung und des Hochpumpens sind: Aus Gleichung (1) und (2):

$$\frac{k_p}{a + b + c} = k_D \left(1 - \frac{a x + b y + c}{a + b + c} \cdot \frac{h_F}{\eta h_n}\right).$$

[4]) Ob man das Pumpwerk für diese Aufnahmeleistung ausbaut, hängt von der Ganglinie des Sickerwassers ab. Auf jeden Fall ist ein Reservepumpsatz für die mittlere Leistung sowieso zu empfehlen, so daß auch die größten Wasserverluste ohne Mehraufwendung gewonnen werden können.

In der Abb. 1 sind nun die Beziehungen zwischen k_p und k_D für folgende Zahlenwerte graphisch dargestellt:

$$a = {}^3/_5; \quad b = {}^1/_5; \quad c = {}^1/_5; \quad x = {}^1/_3; \quad z = {}^1/_2.$$

Es wird dann: $k_p = k_D \left(1 - \frac{h_F}{h_n}\right)$, da $\eta \backsimeq {}^1/_2$.

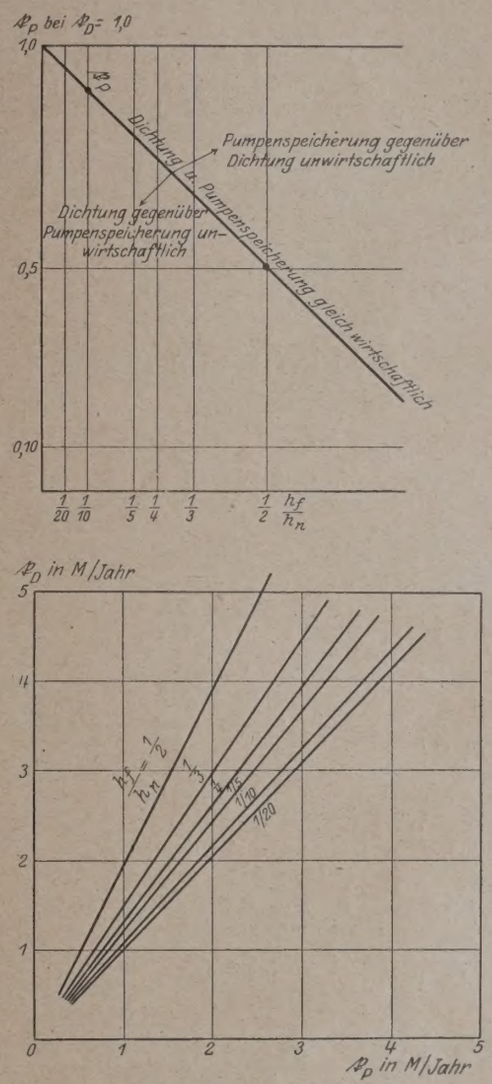


Abb. 1. Graphische Darstellung der Beziehung zwischen k_D u. k_p und $\frac{h_F}{h_n}$ für $k_p = k_D \left(1 - \frac{h_F}{h_n}\right)$

bei $a = {}^3/_5$ $x = {}^1/_3$
$b = {}^1/_5$ $y = {}^1/_2$
$c = {}^1/_5$

Aus der graphischen Darstellung läßt sich z. B. ablesen, daß für $k_p = 2000$ M/Jahr (also etwa 30 000 M Bauaufwand) und $k_D = 3\,000$ m/Jahr (also etwa 30 000 M/Bauaufwand) bei den angenommenen energiewirtschaftlichen Grundlagen das Verhältnis $\frac{h_F}{h_n}$ = Verbesserungsfaktor der Pumpenspeicherung $= {}^1/_3$ sein darf, wenn die rückgewonnene Kraft durch Dichtung und Pumpenspeicherung gerade den zulässigen Wert erreichen soll. Je nachdem, ob das wirkliche Verhältnis $\frac{h_F}{h_n}$ kleiner oder größer ist, wird eine Pumpenspeicherung oder nur Dichtung der Sperre wirtschaftlich sein.

In manchen Fällen dürfte die Anwendung dieser Art Pumpenspeicherung als Ersatz unbedingter Dichtung die Erstellung von Sperren erst möglich machen, die bisher wegen

zu großer Dichtungskosten nicht ausführbar schienen; Voraussetzung bleibt selbstverständlich die Erfaßbarkeit des Sickerwassers. Es ist dann belanglos, wenn z. B. in Trockenzeiten der ganze Zufluß oder mehr verloren geht und im Kreislauf dauernd hochgepumpt wird. Ganz besondere Bedeutung kommt diesem Verfahren bei den Großspeichern der Mangelzeitenwerke mit anschließenden hohen Gefällstufen und bei Seeabsenkungen und -aufstauungen zu[5]).

(In diesen Zusammenhang gehören auch die Fälle, wo z. B. das an hochgelegene, untermittelbar unterhalb der Sperre liegende Wiesen abgegebene Wasser wieder in das Becken zurückgepumpt und der Energieerzeugung bzw. der Wiederverwendung zum Wässern nutzbar gemacht wird, wobei lediglich die Verluste durch Versickerung und Verdunstung aus dem Becken zu ersetzen sind.)

[5]) Es ist hier z. B. denkbar, daß mehrere kleine Pumpstationen nötig werden.

Je nach den örtlichen Verhältnissen (Lage der Fassungsstelle des Sickerwassers, Höhe der Talsperre usw.) kann das Wasser unmittelbar mittels eigener Leitung, unter Umständen auch durch Hang- und Druckrohre oder Stollen in das Becken gefördert werden. Mit Rücksicht auf ein störungsfreies und gleichmäßiges Arbeiten der automatisch laufenden Pumpe ist eine gleichbleibende Förderhöhe, also möglichst auf Stauziel, einer Förderung mit stark schwankender Förderhöhe vorzuziehen.

Auch diese Darstellung soll dazu anregen, nicht in jedem Fall nach der Lösung durch bautechnische Mittel zu suchen, sondern die Gesamtwirtschaftlichkeit des Problems im Auge zu behalten und danach die Maßnahmen zu treffen[6]).

[6]) Vergl.: Köbler, Lösung der Speicherfrage für die Badischen Neckarstufen durch ein hydraulisches Speicherpumpwerk am Königstuhl. Zeitschrift des Südwestdeutschen Kanalvereins für Rhein, Neckar und Donau 1926 Nr. 4 u. 5.

KRITIK ZUR BEZEICHNUNGSWEISE DES ELASTIZITÄTSMODULS.

Von Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die Bezeichnung E'' für den Elastizitätsmodul ist so zur Gewohnheit geworden, daß nahezu das gesamte Schrifttum über Elastizitätsfragen mit diesem Werte und nicht mit dem seinerzeit von Bach vorgeschlagenen umgekehrten Wert α arbeitet. Bach begründet die Einführung des α an Stelle von E (vgl. seine Elast. u. Fest. und auch seine Maschinenelemente) im wesentlichen bekanntlich damit, daß es namentlich mit Rücksicht auf Studierende nicht folgerichtig sei, eine Längenänderung umgekehrt proportional dem Festwert E zu setzen, sondern daß die Proportionalität durch den Wert α herzustellen sei.

Dieser Vorschlag hat indessen wenig Eingang in Schule und Praxis gefunden; bezeichnenderweise enthalten aber die meisten mit der Technischen Hochschule Stuttgart in Beziehung stehenden Schriften, namentlich die Forschungshefte des VDI den Wert α. Die bekannten Taschenbücher Hütte, Freytag und Dubbel bewegen sich in der Mitte und benutzen wechselweise beide Werte, vorzugsweise aber E. Das gesamte Schrifttum des Bauingenieurwesens behielt E bei, so namentlich die amtlichen Bestimmungen über Hoch- und Brückenbau.

Wenn nun auch die Frage E oder α an sich belanglos erscheint und mit technischen Fortschritten nichts zu tun hat, so ist dieser Zustand angesichts der sehr zu begrüßenden Bestrebungen nach einheitlichen Bezeichnungen sicherlich zu bedauern und es wird hier versucht, die Zweckmäßigkeit des Wertes E gegenüber α darzulegen.

Ein Bauwerk oder ein Maschinenteil ist mit Rücksicht auf zulässige Spannung bzw. Bruchspannung oder Elastizitätsgrenze und auf zulässige Formänderung zu bemessen; zuweilen ist nur die eine, zuweilen nur die andere, in manchen Fällen sind beide Forderungen gleichzeitig maßgebend.

Bei der ersten Forderung ist die zulässige Zugkraft oder auch das zulässige Biegemoment eines Stabes bei sonst gleichen Abmessungen proportional der zulässigen Spannung. Bei der zweiten Forderung ist Zugkraft oder Biegemoment proportional der zulässigen Längenänderung oder Durchbiegung f; dieses f ist aber proportional dem Werte E. Mit anderen Worten:

Ein großes σ_{zul}, σ_B oder σ_S drückt große zulässige Kraft oder großen Widerstand gegen Bruch oder Strecken aus, und ein großes E drückt großen Widerstand gegen elastische Formänderung aus.

Sowohl die Werte σ_{zul}, σ_B, σ_S, als auch die Werte E bzw. G (Gleitzahl) drücken diejenigen Stoffeigenschaften aus, die im Maschinen- und Hochbau erwünscht sind und zu den erstrebten geringen Abmessungen führen, d. h. je größer σ_B bzw. σ_S, desto besser ist der Stoff gegen Bruch und Streckung, und je größer E bzw. G, desto besser ist der Stoff gegen Formänderung.

Die Werte α und β passen nicht in dieses folgerichtige System, denn je größer α bzw. β, desto schlechter ist der Stoff gegen Formänderung. Es ist nicht einzusehen, warum die eine Stoffkonstante eine Güte und die andere eine Ungüte des Stoffes ausdrücken soll.

Es kommt noch hinzu, daß im üblichen kgcm-System der Wert α in den Zahlenrechnungen dann doch wieder mit 1/E eingesetzt wird, z. B. bei Flußstahl pflegt man $\alpha = 1/2150000$ und nicht $\alpha = 0{,}000000465$ cm²/kg zu setzen, so daß es richtiger erscheint, die Bezeichnung α und β zugunsten einheitlicher Schreibweise völlig zu unterdrücken.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eisenbetonrohrleitungen großen Durchmessers.

Für die Herstellung von Betonröhren großen Durchmessers eignet sich das Schleuderverfahren nicht, weil dafür zu kostspielige Maschinen nötig würden. Die Fertigstellung auf Werkplätzen lohnt für europäische Verhältnisse nur bis 1 m, für amerikanische etwa bis 2 m Durchmesser. In einzelnen Fällen sind auch Formmaschinen benutzt worden, die Regel ist jedoch die Herstellung im Rohrgraben geblieben.

Die Sohle des Rohrgrabens erhält entweder fortlaufend oder durch einfache Stützen (in Abständen von 1 m) die richtige Höhenlage. Die Bewehrung wird entweder in fertig abgebundenen Längen mittels Böcken und Flaschenzügen eingebracht (Abb. 1) oder im Rohrgraben zusammengebaut, wobei Kerben in Längsleisten die Stellen für die Ringbewehrung angeben. Der Berechnung der Bewehrung wird in der Regel eine Zugspannung von 10 kg/cm² bei 1½fachem Betriebsdruck zugrunde gelegt, ohne die Mitwirkung des Betons zu berücksichtigen. In Italien ist es üblich, bis 3½ Atmosphären die Rohre mit einfacher Bewehrung auszurüsten und durch einen Zementputz auf Drahtnetz von 1 cm Maschenweite zu dichten, für höhere Drücke ein geschweißtes oder genietetes Flußeisenrohr von wenigstens 1 mm Stärke, das bei der Festigkeitsberechnung außer Betracht bleibt, zwischen die innere und äußere Bewehrung einzulegen. Für geringe Drücke werden die Fugen mit Bleiplatten gedichtet und durch ein mit der Bewehrung verbundeses Eisenblech gedeckt, für hohe Drücke kommen über die Eisenrohrenden Kautschukringe und ein übergeschobenes Rohr, das mit einem Eisenbetonwulst gleicher Bauart wie die Röhren umschlossen wird (Abb. 2). Die Betonmischung für geringe Drücke war 600 kg Portlandzement auf 0,8 m³ Steinschlag und Feinschotter und 0,4 m³ Fluß- oder Quetschsand, für hohe Drücke 600 kg Zement auf 1 m³ Kiessand. Beim Einbringen des Gußbetons

für die äußere Bewehrung wurde das dünne flußeiserne Dichtungsrohr innen ausgesteift und erst nach dem Abbinden des äußeren Betons die innere Bewehrung umgossen, wobei ständig gegen die Schalung geschlagen wurde, um das Ansetzen von Luftblasen zu verhindern. Röhren dieser Art haben erst bei 118 m Wasserdruck ein leichtes Durchsickern und durchschnittene Röhren ein festes Anhaften des Betons an dem Dichtungsrohr und an der Bewehrung gezeigt. Die Kosten solcher Röhren sind nur um den Preis des Dichtungsrohres

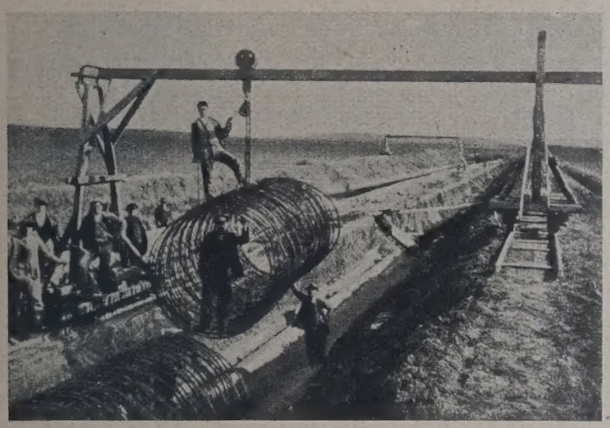


Abb. 1.

höher als von Röhren ohne solche Dichtung. Stählerne Dichtungsröhren mit 3 bis 6 mm Wandstärke sind auch bei der Wasserleitung für Nimes (0,9 m weit) und mit 12 mm Wandstärke (5,5 m weit) beim Ontario-Kraftwerk verwendet worden.

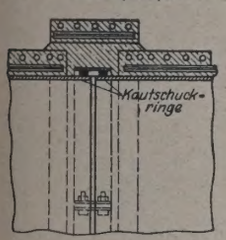


Abb. 2.

Der Zuleitungskanal für das Kraftwerk von Castelletto (Venetien) von 1,54 km Länge hat Eisenbetonröhren von 2,46 m innerem und 2,82 m äußerem Durchmesser erhalten mit Ringbewehrung für die normalen Zugspannungen und elliptischer Bewehrung für die Zusatzbeanspruchungen (Abb. 3). Die Röhren ruhen mit einem Drittel ihres Umfanges auf einem Grundbett aus Beton mit hydraulischem Kalk, das mit Zementmörtel glatt geputzt ist. Die hölzerne Innenrüstung ließ einen Mittelgang frei und war in 7 Teile zerlegbar (Abb. 4), die für den Vorbau der Rüstung durch den Mittelgang gingen, so daß mit drei Rüstungseinheiten ein täglicher Baufortschritt von 20 m erzielt wurde. Trotz Dehnungsfugen in 50 m Abstand sind Risse entstanden, weil das Rohr im Sommer hergestellt worden ist, während ein gleichartiges Rohr von 3,10 m Lichtweite, das im Winter gebaut wurde, keine Risse bekommen hat.

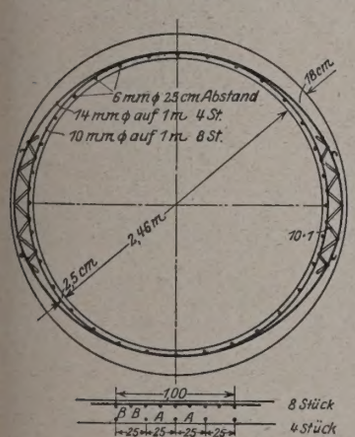


Abb. 3.

Eine ausgedehnte Verwendung haben Eisenbetonröhren auch bei der 222 km langen apulischen Wasserleitung gefunden, wo 7,3 km Düker daraus bestehen mit je 2 Röhren von 1,35 bis 1,70 m Weite, vier Durchmesser von Achse zu Achse auseinander, und zwar bis 3½ at Druck mit gewöhnlicher Bewehrung, von 3½ bis 6 at mit einem Stahlrohr zwischen den Bewehrungen, in die es nicht eingerechnet worden ist. Der Gußbeton der Rohre bestand aus 460 kg langsam bindendem Portlandzement auf 0,75 m³ Steinschlag und Feinschotter und 0,55 m³ Quetsch- oder Flußsand. Bei nicht völlig tragfähigem Baugrund ruhen die Rohre auf Eisenbetongründungen, nötigenfalls durch Pfeiler gestützt. Bei einem Düker von 4,36 km Länge und 1,65 m Lichtweite mit geringer Überdeckung und niedrigem Wasserdruck hat auf die Einflüsse des Eigengewichtes, der Überschüttung und der Verschiedenheit des Wasserdrucks innerhalb des Querschittes, die bei hohem Innendruck gewöhnlich vernachlässigt werden, Rücksicht genommen werden müssen und das Rohr seitlich flossenartige, bewehrte Rippen in 40 cm Abstand von Mitte zu Mitte erhalten (Abb. 5 u. 6), um mit der Mindestwandstärke von 10 cm statt der sonst erforderlichen 25 cm auszukommen. Bei der Versorgungsleitung für das Gebiet von Lecce ist der Druck im Düker von 12 at auf 5 herabgesetzt worden durch Tieferlegen der Einlaßkammer des Dükers um 60 m und Trennung der einzelnen Abschnitte durch Standrohre (Eisenbetontürme), aus denen die Wassermengen für die einzelnen Ortschaften durch selbsttätige Regelvorrichtungen, dem Druckgefälle entsprechend, zugeteilt werden.

11 Düker aus Eisenbetonröhren von 3,05 m Lichtweite und 23 cm Wandstärke für Drucke von 12 bis 23 m enthält die Wasserleitung für Los Angeles (Kalifornien). Der Steinschlag für den Beton 1 : 2 : 3 war nicht größer als 6 mm, die innere Schalung mit einem verzinkten Eisenblech bekleidet und durch eine zerlegbare eiserne Rüstung (Abb. 7) gestützt, die sich besser bewährt hat als die zuerst benutzte hölzerne. Beim Füllen der Röhren nach 6 Wochen Erhärtung zeigten sich einige Rundrisse mit 36 bis 27 l Wasserverlust in der Minute, die sich aber durch Quellung des Betons wieder schlossen, nachdem die Rohre 10 Tage lang unter Druck gestanden hatten. Ein Düker von fast 7 km Länge zeigte infolge der trockenen Luft und der Winterkälte viele Risse von 3 bis 25 mm Weite mit beträchtlichem Wasserverlust, der jedoch infolge der verkittenden Bestandteile des Wassers nach einem Monat vollständig aufhörte. An den wenigen Stellen, wo sich die Längsrisse nicht von selbst schlossen, wurde das Rohr belastet und ein Stahlreifen von etwas größerem Durchmesser als die Rohrweite durchgetrieben und dabei Zementmörtel in die Risse gestrichen. An den Verbindungsstellen der Eisenbeton- mit den Stahlrohrleitungen genügten Überschubmuffen nur bis 10 m Wasserdruck, bei höheren Drükken wurde das Stahlrohrende durch Winkeleisenringe verstärkt und die ganze Verbindungsstelle durch einen starken Betonkörper umschlossen. Von den Baukosten, die zwischen 200 und 500 M/m schwankten, entfielen 25% auf Grabenaushebung, 37% auf Betonierung, 18% auf Bewehrung, 11% auf Grabenverfüllung und 9% auf Nebenarbeiten und Bauaufsicht.

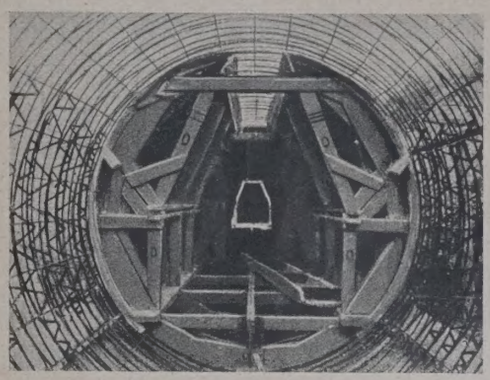


Abb. 4.

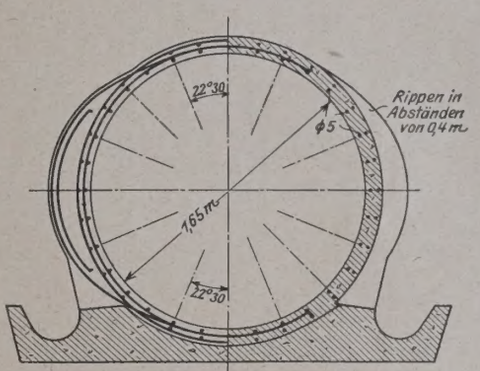


Abb. 5.

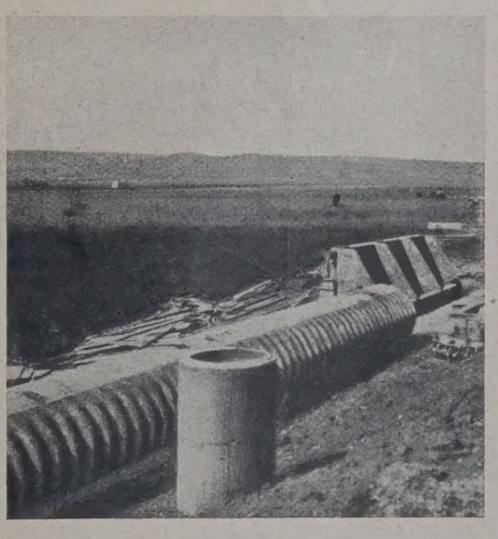


Abb. 6.

Auch in Spanien sind große Düker aus Eisenbetonröhren erbaut worden. Der Düker von Sosa in der Bewässerungsleitung für Aragonien und Katalonien für 35 m³ sekundliche Wasserführung ist 1 km lang und hat zwei Rohre von 3,80 m lichter Weite und 175 mm Wandstärke, wovon 22 mm auf die innere bewehrte Verkleidung, 3 mm auf das Stahlrohr und 150 mm auf die äußere Verkleidung entfallen, deren Bewehrung dem Wasserdruck angepaßt wurde. Die Stahlröhren, die mit halber Dicke in die Berechnung eingerechnet worden sind, wurden in Längen von 6,5 m zusammengenietet, nachdem Wasser-

stoffschweißung sich als zu umständlich erwiesen hatte. Die äußere Ringbewehrung besteht aus T-Eisen, deren Abstand und Stärke sich nach dem Wasserdruck (bis 3 at) richtete, die äußere Längsbewehrung aus 8 mm starken und 6,35 m langen Drähten. Die innere Bewehrung besteht aus einem Netz von 4 mm starken Drähten. Der äußere Beton bestand aus 450 kg schnellbindendem Zement auf 0,4 m³ Sand und 0,8 m³ Feinschotter, der innere Beton aus 400 kg schnell- und 200 kg langsambindendem Zement auf 1 m³ Sand und erhielt nach dem Erhärten eine 4 mm starke Putzschicht. Während des Gießens der unteren Hälfte der äußeren Verkleidung wurde das Stahlrohr von innen mit Hämmern geschlagen, um ein sattes Anliegen des Betons zu erreichen. Vor dem Aufbringen der äußeren Bewehrung mußten die Stahlröhren, die sich durch ihr großes Eigengewicht ausgebaucht hatten, wieder kreisrund gemacht werden, wozu an den Stößen, wo die Röhren 50 mm Abstand hatten, 150 mm starke hölzerne kreisrunde Scheiben mit Treibkeilen eingespannt wurden (Abb. 8).

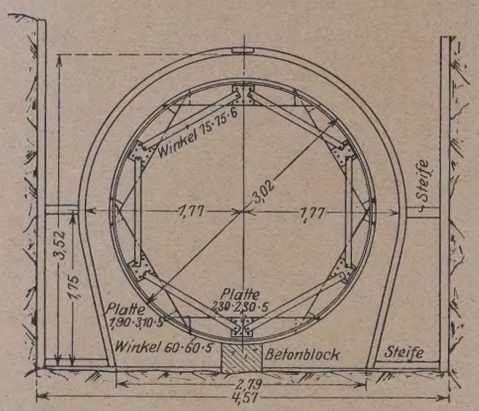


Abb. 7.

Die Stöße der Stahlröhren wurden mit beiderseits angenieteten Belageisenringen geschlossen, mit mehreren Lagen Asphaltteermischung (80% Teer und 20% Asphalt) bedeckt und entweder durch einen Betonwulst von 40 cm Breite und 15 cm Stärke, in

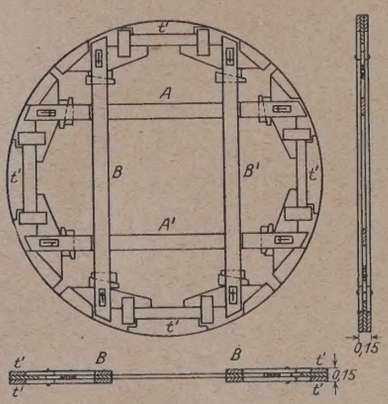


Abb. 8.

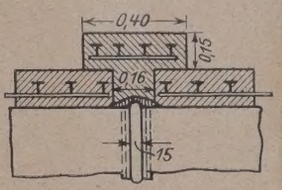


Abb. 9.

gleicher Weise wie die äußere Verkleidung bewehrt oder durch innen vernieteten breiten Eisenring umspannt (Abb. 9). Die Eisenbetongründung umfaßt die untere Hälfte des Rohres und hat in Abständen von 6,5 m 50 cm weite Lücken unter dem Rohr für den Querverkehr auf den Arbeitsstellen. Bei dem 28 km vom Sosa-Düker entfernten Düker von Albelda, der aus 725 m langen und 4 m weiten Eisenbetonröhren mit 20 cm Wandstärke, davon 1,5 cm für den inneren Putz, besteht und 18 m³/s bei Drücken bis 30 m abführt, konnte etwas Wasserverlust in Kauf genommen und das Stahlrohr weggelassen werden und die Bewehrung auf T-Eisen und Drähte, den Wasserdrücken angepaßt, beschränkt werden. Das durchsickernde Wasser wird durch Steinpackungen seitlich und oben mittels 10 cm weiter Dränröhren in je 1,2 m Abstand nach einem Sammelkanal geleitet (Abb. 10), der in einen Sammelbrunnen mit Ableitungen führt. Der Beton bestand aus 500 kg Zement auf 0,4 m³ Sand und 0,8 m³ Feinschotter unter 3 cm Korngröße, der Innenputz aus einer gröberen und einer feineren Zementmörtelschicht 1 : 1. Die Durchsickerungen, die bei der Inbetriebnahme $^1/_{12}$, nach einigen Tagen noch $^1/_{25}$ betrugen, haben allmählich fast ganz aufgehört, also das Weglassen des Stahlrohres gerechtfertigt. Die Baukosten (1909) waren 800 M/m. (Nach Ing. Prof. Gino, Veronese, in L'Energia Elettrica vom Februar 1926, S. 104 bis 116 mit 25 Zeichn. und Abb.) N.

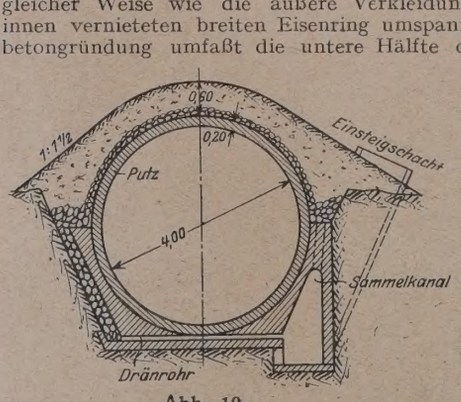


Abb. 10.

Großer Aus- und Fortbildungskursus für das Siedlungswesen.

In Wiederaufnahme der von ihm in den Jahren 1919—1923 mit großem Erfolge durchgeführten Kurse beabsichtigt das Deutsche Archiv für Siedlungswesen, Berlin, in Verbindung mit mehreren anderen einschlägigen Körperschaften im kommenden Winter einen großen Aus- und Fortbildungskursus für das gesamte Siedlungswesen zu veranstalten. Der Kursus soll außer den zusammenfassenden Hauptvorlesungen auch eine größere Reihe kurzer Einzelvorlesungen zur Behandlung zahlreicher Sondergebiete bringen und so auch denjenigen, die sich nur über eine oder einige Einzelfragen unterrichten wollen, eine willkommene Gelegenheit bieten. Der Vorstand hat sich in seiner letzten Sitzung mit der Veranstaltung eines solchen Kursus einverstanden erklärt, und die Vorarbeiten sind aufgenommen.

Elektrischer Kohlenverladekran in Queensland.

Zur Bekohlung von Schiffen ist in Bowen (Queensland) eine Hafenzunge von 150 m Länge und 26 m Breite mit vier Gleisen, zwei elektrischen Spillen zum Verholen der Kohlenzüge, Vorratbehältern für 4000 t (je 1016 kg) und einem fahrbaren Verladekran für 350 t Stundenleistung bei doppelseitigem Betrieb ausgerüstet. Der Kran (Abb. 1) hat 24 m Spurweite, 12 m Gesamtradstand, 22 m Höhe bis zur Unterkante der Verladebrücke, 19 m größte Hubhöhe über Flut-

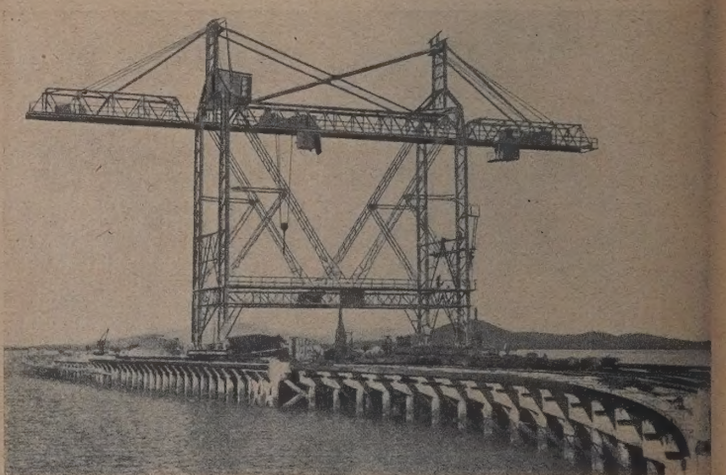


Abb. 1.

wasserstand, 6 m Verladebereich darunter, 14 m Länge der Ausleger, die zum Ausweichen besonders hoher Masten hochgezogen werden können, und ein Gesamtgewicht, einschl. zweier Laufkatzen von je 20 t, von 175 t. Die größte Belastung eines Rades (4 an jeder Seite) bei weitester Ausladung und 25 kg/m² Winddruck ist 33 t. Das Gitterwerk der doppelten Mastfüße und die Versteifungen sind für Winddrucke von 250 kg/m² berechnet, so daß sie auch den Stürmen der dortigen Gegend standhalten, während für den Betrieb die Annahme von 25 kg/m² genügt. Der Kran ist an jeder Gleisstelle gegen Fortrollen verankerbar. Für 20 t Last (2 t Eigengewicht und 18 t Kohlenladung der abhebbaren Eisenbahnwagenkästen) ist die Geschwindigkeit beim Heben 15 m/min, beim Verfahren 45 m/min, die Längsbewegung des Krans 12 m/min. Die Hubmotoren der Laufkatzen haben 100, die Fahrmotoren 36 PS. Alle Bewegungen dieser Motoren und der Winden für die Ausleger werden durch selbsttätige Ausschalter rechtzeitig unterbrochen. Den Betriebsstrom erhält der Kran durch ein 20 m langes Schleppkabel von Anschlußkästen, die in 30 m Entfernung längs der Hafenzunge verteilt sind. (Nach Engineering vom 2. Juli 1926, S. 5 bis 7 mit 5 Abb.) N.

Ein eigenartiger Vorschlag für die Anordnung der Årstabrücke in Stockholm.

Die große Eisenbahnbrücke über den Årstasund bei Stockholm, welche später auch mit einer Fahrbahn für Straßenverkehr versehen werden soll, hat im Jahre 1919 den Gegenstand eines internationalen Wettbewerbes gebildet. Obschon die zwei Eisenbetonvorschläge wesentlich billiger waren, wurden dieselben nur angekauft und der Preis wurde einer solchen Lösung zugebilligt, bei der die größte Öffnung in Eisen ausgeführt werden soll. Eine aus diesem Wettbewerbentwurf entwickelte Lösung wurde dann auch für die Ausführung bestimmt. Abb. 1 stellt die Ansicht dieser Brücke, so wie sie tatsächlich ausgeführt werden soll und sich zum Teil auch schon in Arbeit befindet, dar. — Die untere Fahrbahn ist für die Eisenbahn, die obere für die etwaige spätere Straßenüberführung bestimmt.

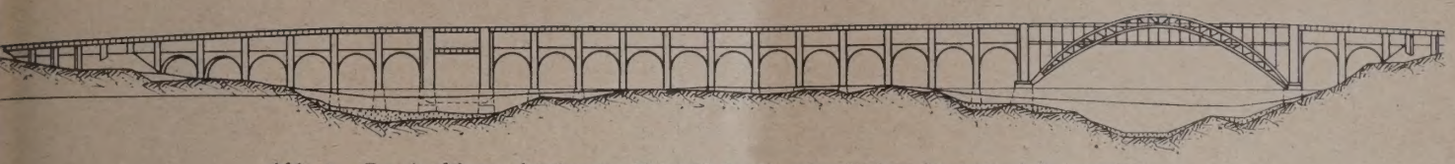


Abb. 1. Zur Ausführung bestimmter Entwurf der K. schwedischen Staatseisenbahnverwaltung.

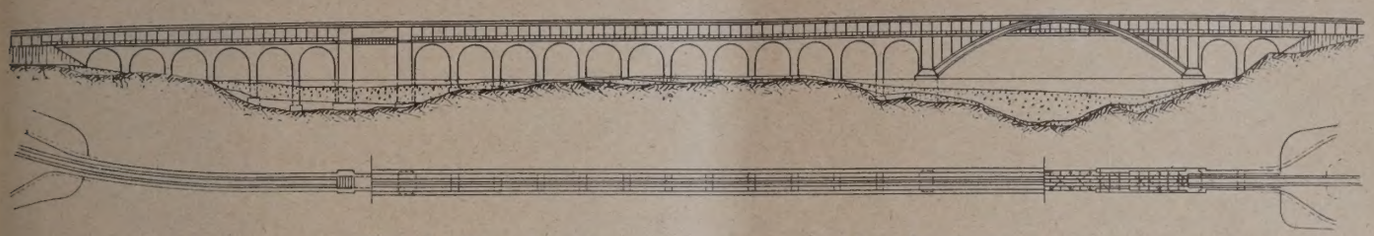
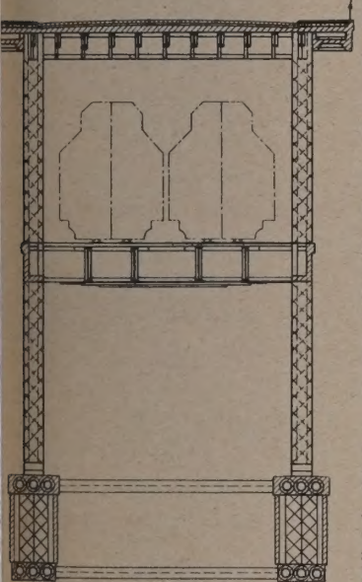


Abb. 2. Neuer Vorschlag. Ansicht und Grundriß bzw. Draufsicht.

Die Anordnung einer Eisenbetonkonstruktion wurde seinerzeit or allen Dingen aus dem Grunde abgelehnt, weil damals angenommen urde, daß das Bauen eines Eisenbetonbogens mit etwa 150 m pannweite ein allzu großes Wagnis bedeuten würde. Die Grundlagen es Eisenbetonbogenbrückenbaues waren schon damals so weitgehend geklärt, daß diese Auffassung kaum begründet erscheinen konnte. Durch die inzwischen entstandenen Eisenbetonbrücken ähnlicher Spannweite, unter welchen die wichtigsten die Missisippibrücke bei Mineapolis (123 m Spannweite), die wohlbekannte Seinebrücke bei Saint Pierre de Vauvrai (132 m Spannweite) und die jetzt in Bau befindliche Brestbrücke (mit 180 m Spannweite), ist der Einwand noch mehr widerlegt worden und auch in wissenschaftlicher Richtung ist bekanntlich die Frage des Bauens sehr weitgespannter Eisenbetonbogentragwerke noch weiter durchgearbeitet und geklärt worden.



bb. 3 a. Schnitt der Hauptöffnung in der Nähe der Widerlager.

Die oben dargestellte Anordnung mit einer Hauptöffnung in Eisenkonstruktion scheint nunmehr unabänderlich für die Ausführung bestimmt zu sein; jedoch dürfte der durch die Zivilingenieure Erik Heidenstam und Axel Rosell als Diplomarbeit unter Leitung des Professors Zivilingenieur Otto Linton ausgearbeitete Vorschlag, der eine eigenartige Eisenbetonbogenkonstruktion als Hauptöffnung vorsieht und auch sonst manche bemerkenswerte Neuerungen aufweist, vom wissenschaftlichen Standpunkte sicherlich auf das Interesse auch der deutschen Brückenbauer rechnen können.

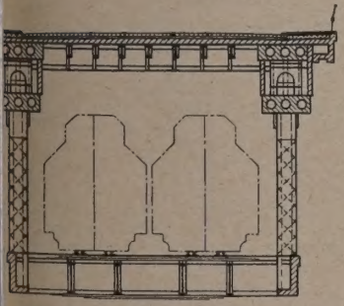


Abb 3 b. Schnitt der Hauptöffnung in Feldmitte.

Die allgemeine Anordnung des Heidenstam - Rosellschen Vorschlages geht aus nebenstehend abgebildeter Ansicht hervor. Wir sehen aus derselben, daß — genau wie bei dem zur Ausführung bestimmten Entwurfe — auch hier im wesentlichen drei Typen von Brückenfeldern zu unterscheiden sind: Bogenöffnungen mit kleiner Spannweite, eine große auptöffnung und eine Öffnung mit beweglichem Überbau.

Die große Hauptöffnung ist eine Bogenbrücke mit einer Spannite von 160 m und mit zwei beiderseits eingespannten Hauptbogenagwerken. Die wichtigste Eigenart des behandelten Brückenentwurfs gt in der konstruktiven Gestaltung dieser Bogentragwerke. Der undgedanke derselben besteht in dem zielbewußten Weiterverfolgen r Melanschen und Empergerschen Konstruktionsprinzipe. Melan t bekanntlich seine massiven Eisenbetontragwerke mit steifen ußeiseneinlagen versehen und dadurch diese im Hinblick auf die Rüstungsersparnis den früheren Bogentragwerken gegenüber wirtschaftlicher gestaltet; Emperger hat die Stoßfestigkeit des durch Einbettung in umschnürten Beton geschützten Gußeisens erkannt und an Stelle des Flußeisens das billigere und dazu druckfestere Gußeisen als steife Einlage angeordnet. In dem vorliegenden Vorschlag ist jeder einzelne Haupttragwerkbogen ein Fachwerk, dessen Gurtungen aus umschnürtem Gußeisen bestehen, dessen Diagonalen aber aus reiner flußeiserner Eisenkonstruktion gebildet werden. Durch den Ersatz der massiven Konstruktion mit einer Fachwerkkonstruktion ist erreicht, daß die Grenzdrucklinien bis zu den Schwerpunkten der Gurtungen ausschlagen können, ohne daß Zugspannungen in den Gurtungen auftreten, wogegen der entsprechende zulässige Ausschlag bei einem

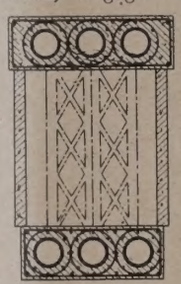


Abb. 4. Radialschnitt durch ein Hauptbogentragwerk.

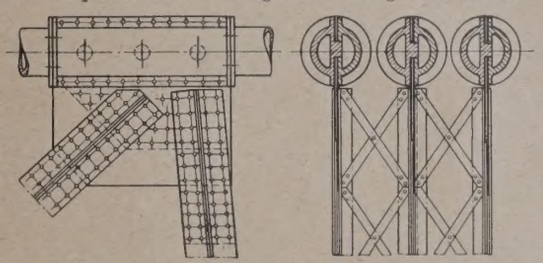


Abb. 5. Knotenpunkt des Fachwerkbogens.

Abb. 6. Einzelheit zur Abb. 5.

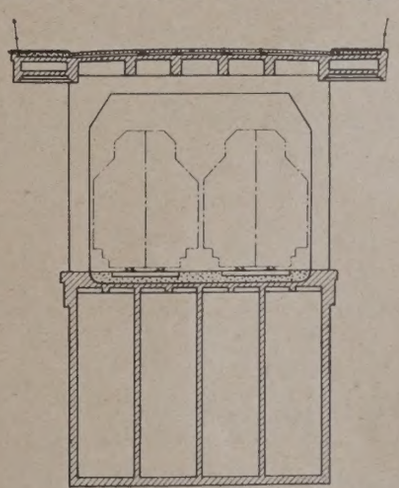


Abb. 7. Schnitt durch ein 22-m-Feld.

massiven Querschnitt durch den Kernpunktabstand gegeben ist. Es ist offenbar, daß bei vorgeschriebener Spannweite und Nutzlasten dies eine ganz bedeutende Ersparnis an Beton bedingt. Bei den geringfügigen Diagonalkräften und wegen der Klarheit des Kräftespieles sind die flußeisernen Diagonalen, wie bereits erwähnt, nicht mit Beton umhüllt. Bemerkenswert gut durchdacht ist der Anschluß der Diagonalen an die Gurtungen sowie die Stoßanordnung der letzteren. Die röhrenförmigen Gußeiseneinlagen[1]) enden an den Knotenstellen

[1]) Laut mündlichen Mitteilungen von Professor Linton wurde als ökonomisch (bei schwedischen Verhältnissen) für neuzeitige weitgespannte Empergerbrücken und davon abgeleitete Brückensysteme eine Gußeisensorte erkannt, die nicht gerade als Gußstahl bezeichnet werden kann, doch jedenfalls ein Gußeisen sehr guter Qualität ist und das Zulassen einer Druckspannung von etwa 2000—2500 kg/cm² ermöglicht.

und werden an diesen Stellen durch zweiteilige Gußeisenprofile ersetzt, deren beide Teile aneinander sowie an die Knotenbleche mit Hilfe von Nietreihen und von solchen Bolzen angeschlossen werden, welche durch die passende Formgebung der Gußstücke selbst gebildet werden. Diese Knotenkonstruktion geht aus Abb. 7—8 klar hervor; aus derselben ersieht man auch, daß die Kraft von den normalen Abschnitten des Gurtgußeisens an die Knotenabschnitte desselben durch stumpfen Stoß überführt wird. Dieser stumpfe Stoß ist noch durch quer abstehende Flanschen gesichert. Zum Schutze der Diagonalen gegen Rauchgase sowie zur Sicherung der einheitlichen architektonischen Wirkung sind die Zwischenräume der Gurte mit dünnen Eisenbetonwänden abgeschlossen; dieselben werden ganz ohne Schalung durch Anordnung eines Armierungs- und Drahtnetzes und durch Anwendung des Betonspritzverfahrens hergestellt.

Während bei einer Empergerbrücke der bisherigen Bauart ein Sparen mit dem Eigengewicht infolge des Pendelns der Drucklinie

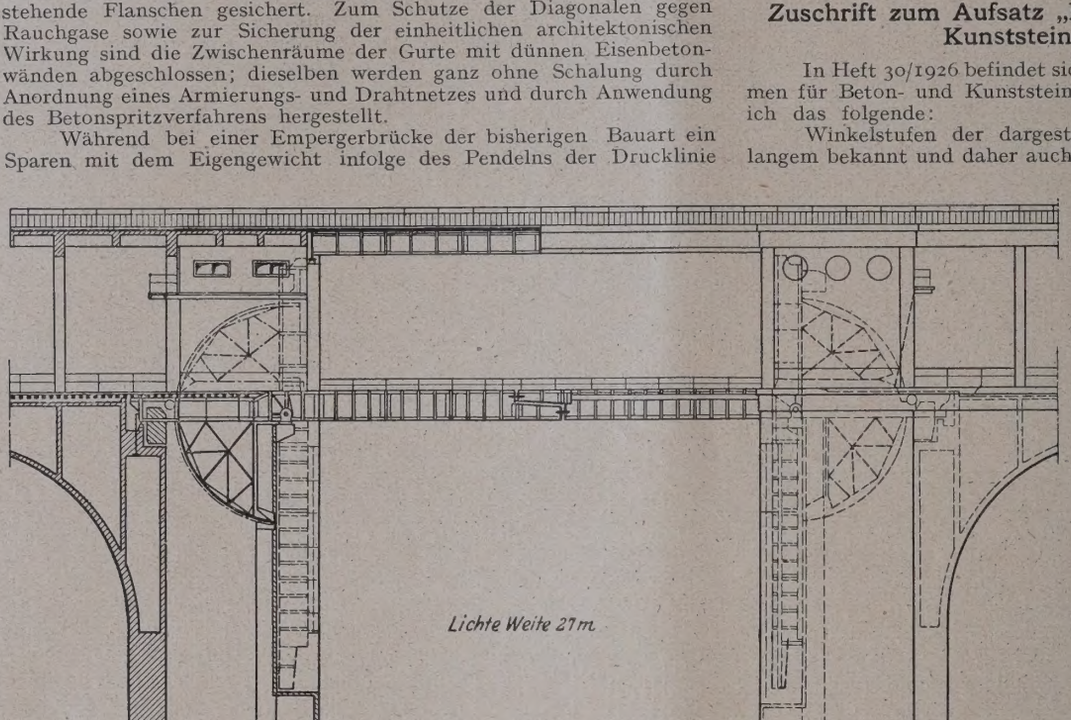


Abb. 8. Durchfahrtöffnung im nördlichen Sunde. Längenschnitt, Ansicht, wagerechter Schnitt und Draufsicht.

bei beweglicher Last im allgemeinen nicht zweckdienlich wäre, kann hier durch die Eigenart der Konstruktion mit dem Eigengewicht äusserst sparsam umgegangen werden; es steht nichts im Wege, auch die Fahrbahnkonstruktionen statt der schweren Eisenbetonkonstruktionen als leichte Eisenkonstruktionen zu gestalten. Dieselben sind indes zum Schutz gegen die unmittelbare Einwirkung der Atmosphärilien und zugleich auch aus architektonischen Gründen mit Eisenbetonschutzwänden ausgestattet.

Die kleineren Brückenfelder sind Eisenbetonbogentragwerke mit kastenförmigem Querschnitt, also ein System, welches mit dem bekannten Maillardsystem eng verwandt ist. Die obere, ebenfalls in Eisenbeton ausgebildete Fahrbahn stützt sich auf diese Haupttragwerke mit Hilfe von Eisenbetonrahmen; die Entfernung von Rahmenmitte zu Rahmenmitte ist $\frac{1}{4}$ des Feldsystems der Haupttragwerke.

Sehr eigenartig ist schließlich die Anordnung des beweglichen Feldes. Dies ist eine zweiarmige Klappbrücke, deren Klappen nach unten geöffnet werden. Diese eigentümliche Anordnung hat gegenüber nach oben zu öffnenden Klappen den Vorzug, daß der obere Ueberbau ein fester Überbau sein kann, gegenüber einer Hubbrücke aber den Vorteil einer Ersparnis an Fahrbahnhöhe von etwa 3 m. Ein Nachteil ist allerdings, daß während des Öffnungsvorganges der Verkehr selbst für solche Wasserfahrzeuge unmöglich ist, welche bei geschlossener Brücke ohne weiteres durchkommen können; bei der bedeutende Höhe der großen Hauptöffnung fällt indes dieser Nachteil nicht schw ins Gewicht. Die geplante bewegliche Brücke ist im übrigen nac dem bekannten System Voß und Schwyzer ausgebildet; sie ist al im geschlossenen Zustande kurz gesagt ein Dreigelenkbogen, desse imaginäres Mittelgelenk in dem Unendlichpunkt der Vertikalen liegt[2]

P. N.

Zuschrift zum Aufsatz „Neue Formen für Beton- und Kunststeintreppenstufen".

In Heft 30/1926 befindet sich ein kurzer Bericht über: „Neue Fo men für Beton- und Kunststeintreppenstufen". Zu diesem bemerk ich das folgende:

Winkelstufen der dargestellten Art sind in Deutschland se langem bekannt und daher auch z. B. im Betonkalender 1920, S. 45 abgebildet. Eingeführt wurde d umgekehrte Winkelstufe, d. i. d Barriballsche Stufe von der Firn Gebr. Friesecke in Berlin im Jah 1909 mit der Absicht, eine Art Tre penstufennormung durchzuführe Diese Stufen wurden in einer Anza Längen und in erheblicher Men vorrätig gehalten.

Einen vollen Erfolg hatte die Stufe aber nicht, weil die abgetrepp Unterseite vielfach als unschön em funden wird (dies gilt heute ga besonders) und weil der Treppenla als Ganzes nicht diejenige Wide standsfähigkeit aufweist, wie e solcher aus Keilstufen. Die Lastfo pflanzung auf die unteren Stuf und auf den Podest ist viel g ringer, auch sind die Winkelstuf wegen ihres schwächeren Qu schnitts gegen Stoßbeanspruchung empfindlich.

Die Ersparnis an Beton nicht groß und wird durch die H schwernis bei der Herstellung, in besondere beim Binden des Gerip reichlich aufgewogen. Das kleine Gewicht der Winkelstufe kann au nicht voll ausgenutzt werden, w sie auf dem Wagen den gleich Raum einnimmt wie die Keilstu und weil sie ohnedies auf dem B nicht mehr getragen werden kan sondern ebenfalls mit der Winde v setzt werden muß.

Ein Anwendungsgebiet ist d Winkelstufe auch heute noch g blieben: die Wendeltreppe. D Stufen werden dann mit hohlzyl drischen Ansätzen versehen, dur deren Aussparungen nach dem V setzen ein Gasrohr gezogen u hierin vergossen wird.

Die Entwicklung ist also Deutschland über die umgekeh Winkelstufe seit langem hinaus. Was die abgebildete Form betrif so kann ohne nähere Angaben über ihre Bau- und Wirkungsweise e Urteil weder abgegeben noch nachgeprüft werden.

Dr.-Ing. Friesecke

In gleichem Sinne äußern sich die Vereinigten Steinwe G. m. b. H. Kupferdreh. Sie teilen mit, daß sie bereits seit 20 Jah Stufen genau der gleichen Art herstellen. Die Stufen sind in ei großen Anzahl von Gebäuden, besonders häufig in letzter Zeit Krankenhäuser verwendet worden. Hierfür erscheinen sie desh geeignet, weil die sichtbare Fuge zwischen Stoß- und Auftritt fo fällt und eine Festsetzung von Schmutz an dieser Stelle nicht mögl ist. Die vorgenannten Vereinigten Steinwerke G. m. b. H. Kupferd weisen mit Recht noch darauf hin, daß es nicht angebracht ist, Winkelstufen als Neuheit von Amerika jetzt in Deutschland e zuführen.

Schriftleitung.

[2]) Die obige kurze Beschreibung dieses bemerkenswerten Brück vorschlages ist auf Grundlage der umfangreichen Veröffentlichung der beiden Entwurfsverfasser im Jahrgang 1925 der Teknisk Tidsk („Årstabron, Ett Betonbroförslag", Teknisk Tidskrift Väg och Vatt byggnadskonst 25. Juli und 26. September 1925) verfaßt worden; dieselb enthalten außer einer ausführlichen Beschreibung des Entwurfs au theoretische Erörterungen über die Statik des Voß-Schwyzerschen Tragwerk

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Straßenbau im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms.

In den Beratungen der vom Reichstag und vom Reichswirtschaftsrat eingesetzten Ausschüsse und der von der Reichsregierung gebildeten Ministerialkonferenz über das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit ist auch die Frage eingehend erörtert worden, in welchem Umfange durch den Neu- bzw. Umbau von Straßen produktive Arbeit geschaffen werden könne.

Es wurde zunächst festgestellt, daß nach Artikel VII Ziffer 19 der Reichsverfassung das Reich ermächtigt ist, den Bau von Landstraßen, soweit es sich um den allgemeinen Verkehr und die Landesverteidigung handelt, gesetzlich zu regeln. Von diesem Recht ist allerdings bisher kein Gebrauch gemacht worden, doch besteht die Absicht, ein großzügiges Straßenbau- oder Straßenumbauprogramm im Benehmen mit den Wegebaupflichtigen aufzustellen. Neben der Festlegung durchlaufender Verkehrslinien sollen einheitliche Normen und einheitliche Breiten aufgestellt werden, die künftig bei dem Bau und der Verbesserung von Straßen innezuhalten wären. Da die Vorarbeiten hierfür aber geraume Zeit in Anspruch nehmen, die Lage auf dem Arbeitsmarkt jedoch erfordert, schnell Arbeitsmöglichkeiten zu schaffen, mußte bei den zunächst zu ergreifenden Maßnahmen von der Aufstellung einheitlicher Richtlinien usw. abgesehen werden. Straßenbau und Straßenunterhaltung liegen praktisch — der geschichtlichen Entwicklung entsprechend — in den Händen der Länder. In Bayern, Sachsen, Württemberg, Baden und Braunschweig finden wir die wichtigeren Straßen, welche die großen Orte miteinander verbinden und vorwiegend für den Durchgangsverkehr in Frage kommen, als Staatsstraßen, für die eine eigene staatliche Bauverwaltung besteht. Preußen besitzt keine Staatsstraßen mehr, da es diese bei Aufkommen der Eisenbahn gegen Gewährung von Dotationen an die Provinzen abgetreten hat, wobei wieder verschiedene Verhältnisse innerhalb der einzelnen Provinzen anzutreffen sind. Neben den Staats- und Provinzialstraßen besteht ein ausgedehntes Netz von Kreisstraßen, die vorwiegend die Verbindung zwischen den weniger wichtigen Orten und den einzelnen Landgemeinden herstellen. Außerdem gibt es noch städtische Straßen, auf die hier nicht weiter eingegangen werden soll, da sie nicht zu den Landstraßen im eigentlichen Sinne rechnen. Bei der Verschiedenartigkeit der Verhältnisse ist es nicht leicht, genaue Zahlen zu erhalten. Man wird aber annehmen können, daß in Deutschland zur Zeit rund 54000 km Staats- und Provinzialstraßen und 126000 km Kreisstraßen, zusammen also 180000 km befestigte Landstraßen vorhanden sind; davon werden etwa 30000—50000 km Hauptverkehrsstraßen sein, die für den Kraftwagenverkehr in erster Linie in Frage kommen.

Wie allgemein bekannt, befinden sich die deutschen Landstraßen zur Zeit in einem wenig guten Zustande. Der Grund hierfür ist vor allem darin zu suchen, daß während des Krieges und der Inflationszeit die ordnungsgemäße Unterhaltung der Straßen wegen Mangels an Mitteln und Arbeitskräften ausgesetzt werden mußte, so daß die Straßen zur Zeit stärker abgenutzt sind, als es bei sachgemäßer Unterhaltung und regelmäßiger Pflege der Fall sein würde. Hinzu kommt, daß sich auf vielen Straßen, namentlich in der Nähe der großen Städte, auch ein stärkerer Verkehr als früher entwickelt hat. Es handelt sich also darum, die Straßen zunächst einmal wieder in den alten Zustand zu versetzen, wobei man gleichzeitig eine dem Kraftwagenverkehr angepaßte Befestigungsart anzuwenden haben wird. Wegeneubauten kommen im allgemeinen nicht in Frage, vielmehr wird man versuchen, mit dem vorhandenen Straßennetz auszukommen, und es nur nach einheitlichen Gesichtspunkten hinsichtlich Linienführung und Planung (Verkehrsbreite, größte Steigung, Krümmungshalbmesser usw.) ausbauen.

Auf Grund von Verkehrszählungen, die der Deutsche Straßenbauverband im vergangenen Jahre angestellt hat und deren Auswertung vom Reichsverkehrsministerium geldlich unterstützt wird, kann man ein genaues Bild darüber gewinnen, auf welchen Straßen sich der Verkehr zur Zeit hauptsächlich abspielt. Diese müssen in erster Linie instand gesetzt und mit entsprechenden Fahrbahnbefestigungen versehen werden. Als solche Befestigungen kommen hauptsächlich vier Arten in Betracht, nämlich Kleinpflaster, Asphalt, Teer und Beton. Welche von diesen jeweils zweckmäßig angewendet wird, richtet sich nach verschiedenen Umständen, in erster Linie nach der Verkehrsbelastung, dann nach den gegebenen klimatischen und geologischen Verhältnissen, dem örtlichen Gesteinsvorkommen u. a. Für schweren Verkehr scheint sich vorzugsweise Kleinpflaster einzubürgern, zumal wenn geeignete Steine in der Nähe der Verwendungsstelle gewonnen werden können. Weiterhin wird der Bau von Beton- und von Walzasphaltstraßen in Frage kommen. Jedenfalls steht schon jetzt fest, daß die wassergebundene Schotterstraße einem stärkeren Verkehr nicht mehr gewachsen ist, und daß das Bestreben dahin gehen muß, eine dichte, gegen Eindringung von Feuchtigkeit geschützte, nicht zu glatte Decke herzustellen, die sowohl den Beanspruchungen des Kraftwagen- wie des Fuhrwerksverkehrs, mit dem in Deutschland noch auf lange Zeit hinaus gerechnet werden muß, gewachsen ist. Dies schließt nicht aus, daß für die Straßen zweiter und dritter Ordnung die bisherige Straßenbauweise im allgemeinen noch beibehalten werden muß, was auch unbedenklich erscheint, wenn ihrer laufenden Unterhaltung mehr als bisher Beachtung geschenkt wird. Vergleiche mit den Straßenbauweisen des Auslandes können nur mit Vorbehalt angestellt werden, da dort die Verhältnisse zum Teil ganz verschieden liegen und auch die Art der Verkehrsbelastung vielfach von derjenigen in Deutschland abweicht. Gleichzeitig mit der Aufbringung einer neuen Fahrbahndecke wird man verkehrsgefährliche Straßenstellen beseitigen, Straßenverbreiterungen ausführen und nötigenfalls Umgehungsstrecken um Ortschaften herum anlegen.

Das Straßenproblem ist aber nicht nur eine technische, sondern vor allem eine finanzielle Frage, deren Lösung alle Beteiligten vor eine schwierige Aufgabe stellt. Bei Schätzung der Kosten muß unterschieden werden zwischen dem Aufwand für die erstmalige Instandsetzung einschließlich Verbesserung der Linienführung und dem Aufwand für die laufende Wegeunterhaltung. Nach den Angaben der Regierungsvertreter müssen von dem gesamten deutschen Straßennetz in einer Länge von etwa 180000 km mindestens ein Drittel, also 60000 km umgebaut werden. Die Kosten für die erstmalige Instandsetzung werden auf insgesamt etwa 1,8 Milliarden Reichsmark geschätzt, jedoch wird dieser Betrag nicht sofort in voller Höhe, sondern erst im Laufe der nächsten Jahre benötigt. Es ist ohne weiteres ersichtlich, daß diese Kosten nicht aus laufenden Einnahmen bestritten werden können, sondern daß sie durch Anleihen oder aus allgemeinen Fonds zu decken sind. Da Straßenumbauten eine bleibende Wegeverbesserung darstellen und neuzeitliche Fahrbahndecken eine Lebensdauer von 20 bis 30 Jahren und mehr besitzen, ist es durchaus billig, an den Lasten für derartige Anlagen auch die kommende Generation mit tragen zu lassen.

Wenn auch derartig hohe Beträge zur Zeit auf dem Anleihewege kaum in voller Höhe aufgebracht werden können, ist

den Wegebaupflichtigen (den Ländern, in Preußen den Provinzialverbänden) vom Reich dennoch aufgegeben worden, den Versuch zu machen, sich die dringend erforderlichen Mittel auf dem Anleihewege zu verschaffen. Das Reich hat sich bereit erklärt, insgesamt 100 Millionen Mark für die Bezirke, in denen die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger 2% der Einwohnerzahl übersteigt (Notstandsbezirke), bereitzustellen, mit deren Hilfe den Wegebaupflichtigen Zinsverbilligungen für die von ihnen aufgenommenen Anleihen zur Verfügung gestellt werden sollen, und zwar im ersten Jahre in Höhe von 4%, im zweiten und dritten Jahre von je 3% der Bausumme.

Der Aufwand für die laufende Wegeunterhaltung unter der Voraussetzung, daß die erstmalige Instandsetzung im wesentlichen durchgeführt ist, wird von dem Deutschen Landkreistag auf etwa 450 Millionen Reichsmark jährlich geschätzt; dieser Betrag muß aus laufenden Einnahmen bestritten werden. Zu nennen ist hier in erster Linie die Kraftfahrzeugsteuer, deren Sätze so erhöht sind, daß für das Jahr 1926 120 Millionen Reichsmark herausgewirtschaftet werden können. Ferner wird hier die produktive Erwerbslosenfürsorge bei Ausführung kleinerer Arbeiten herangezogen werden können.

Das Reichsverkehrsministerium hat es sich angelegen sein lassen, die technischen Vorschriften für Kraftfahrzeuge den Forderungen der Wegeunterhaltungspflichtigen zur Schonung der Straßen anzupassen. Zunächst ist für die Kraftfahrzeuge allgemein wieder die Verwendung elastischer (Gummi-)Reifen vorgeschrieben worden. Das Ministerium hat ferner Untersuchungen über die Wechselwirkung zwischen Fahrzeug und Fahrbahn veranlaßt, die teils in der Versuchsanstalt für Kraftfahrzeuge an der Technischen Hochschule in Berlin, teils auf einer besonderen Versuchsbahn, die der Deutsche Straßenbauverband mit geldlicher Unterstützung des Reichs in Braunschweig errichtet hat, vorgenommen werden. Auf der Versuchsbahn wird im besonderen die Nachprüfung des im Laboratorium ermittelten Ergebnisses über die Einwirkung des Lastkraftwagenverkehrs auf die verschiedenen Fahrbahnbefestigungen vorgenommen.

Da es sich bei der Braunschweiger Versuchsbahn um einen genau geregelten, lediglich von Kraftfahrzeugen ausgeführten Verkehr handelt, ist es erforderlich, diese Versuche durch Herstellung von Versuchsstrecken bei den einzelnen Straßenbauverwaltungen zu ergänzen, über die dann der gesamte Straßenverkehr, also Kraftwagen- und Fuhrwerksverkehr, zu leiten ist. Solche Versuchsstrecken sind in Deutschland an verschiedenen Stellen eingebaut worden, die mit ihnen gemachten Erfahrungen werden ebenfalls wertvolle Aufschlüsse über die Geeignetheit neuzeitlicher Befestigungsarten vermitteln.

Was nun die Beschäftigungsmöglichkeit für Erwerbslose bei Straßenbauarbeiten betrifft, so muß zunächst darauf hingewiesen werden, daß die Vergebung der Straßenbauaufträge selbst in der Hand der Bauverwaltungen der Länder, Provinzen und Kreise liegt, die im einzelnen auch die Frage zu prüfen haben, ob und in welchem Umfange Arbeitslose eingestellt werden können.

Die Straßenbauprogramme sind im einzelnen von den Wegebaupflichtigen selbständig auszuarbeiten. Sofern die Zinsverbilligung des Reichs in Anspruch genommen werden soll, sind entsprechende Anträge an das Reichsarbeitsministerium zu richten. Von letzterem ist lediglich die Bedingung aufgestellt worden, daß Straßen, die allein dem Automobilverkehr dienen sollen, im allgemeinen nicht mit Hilfe der Mittel des Reichs gefördert werden dürfen; vielmehr soll das vorhandene Straßennetz durch Umbau und Neubau so verbessert werden, daß mit ihm der zunehmende Verkehr an Kraftfahrzeugen bewältigt werden kann. Ferner soll vornehmlich mit einheimischen Baustoffen gebaut werden, doch ist die Verwendung geringer Mengen ausländischer Rohstoffe, z. B. beim Walzasphaltbau, zulässig. In der Nähe der Ortschaften soll durch die Wahl der Bauart dafür gesorgt werden, daß eine Staubbindung erreicht wird, um die lästige Staubplage, welche der Kraftwagenverkehr verursacht, zu beseitigen.

Es ist allerdings nicht zu verkennen, daß lediglich bei Arbeiten zur Verbesserung der Linienführung (Verbreiterung, Umgehungsstrecken usw.) eine größere Zahl ungelernter Arbeiter bei Erdarbeiten und Herstellung des Unterbaues beschäftigt werden können, während die Herstellung neuzeitlicher Fahrbahndecken im allgemeinen wenig Gelegenheit bieten wird, Erwerbslose einzustellen. Die Ausführung dieser neuzeitlichen Befestigungen geschieht meist auf maschinellem Wege, um in der zur Verfügung stehenden kurzen Zeit möglichst große Flächen herzustellen. Teilweise verlangt auch die Eigenart des verwendeten Materials eine Behandlung in besonderen maschinellen Einrichtungen einschließlich Verteilung des Materials auf die Straßenoberfläche, z. B. bei der Mischung von Steinschlag und Grus in besonderen Heizkesseln mit flüssigem Teer oder Bitumen. Kleinpflaster wird zwar von Hand gesetzt, erfordert aber in der Regel besonders vorgebildete Facharbeiter. Ungelernte Arbeiter werden somit bei den Straßenbauarbeiten im allgemeinen nur insoweit herangezogen werden können, als es sich um Vorbereitung des Planums für die Aufbringung der neuzeitlichen Decke handelt. Auf alle Fälle werden wahrscheinlich die Materialkosten im allgemeinen ein Mehrfaches der Kosten für die Arbeitslöhne ausmachen. Dabei darf allerdings nicht verkannt werden, daß die Beschaffung und Anfuhr des erforderlichen Materials wiederum zahlreiche Arbeitsmöglichkeiten in Steinbrüchen usw. mit sich bringen wird.

Rechtsprechung.

Unmöglichkeit der Zurücknahme der Kündigung eines Tarifvertrages. Durch einen Schiedsspruch vom 7. 6. 26 hat der Schlichtungsausschuß Frankfurt/Main entschieden, daß ein tarifvertragliches Abkommen durch rechtswirksame Kündigung beendet ist, und daß es zur Wiederherstellung der tarifvertraglichen Beziehungen der Parteien einer neuen Vereinbarung der Parteien bedarf. Die Lage ist die gleiche, wie wenn der Vermieter das Mietsverhältnis zu einem bestimmten Zeitpunkt wirksam aufkündigt und er nach Ablauf des Zeitpunktes, zu welchem die Kündigung wirksam erfolgt ist, die Kündigung wieder zurücknimmt. Auch in diesem Falle lebt das bisherige Mietsverhältnis nicht wieder auf, vielmehr bedarf es des Abschlusses eines neuen Mietvertrages.

Die Frage, ob eine Zurücknahme der Kündigung seitens einer Partei ohne Zustimmung der Gegenpartei wirksam ist, wenn die Zurücknahme erfolgt, bevor das Tarifvertragsverhältnis infolge der Kündigung endet, wird in dem Schiedsspruch offen gelassen. Die Schriftleitung der Zeitschrift „Das Schlichtungswesen", in der der Schiedsspruch veröffentlicht ist („Das Schlichtungswesen" 1926 S. 167) verneint auch diese Frage. Die Kündigung ist eine sogenannte empfangsbedürftige, einseitige Willenserklärung. Sie wird nach § 131 BGB. wirksam, sobald sie der Gegenpartei zugeht, und zwar wirkt sie nunmehr auch gegen die Tarifpartei, welche die Kündigung ausgesprochen hat und ist für diese unwiderruflich. Sobald die Kündigung durch Zugehen wirksam geworden ist, ist daher das Vertragsverhältnis der Parteien nach Ablauf der Kündigungsfrist endgültig gelöst. (S. auch Kommentare der Reichsgerichtsräte zum BGB. § 609 Anm. 2.)

Entlassung ungeeigneter Arbeitskräfte ist keine unbillige Härte im Sinne des § 84 BRG. Einer Firma kann in der heutigen Zeit nicht zugemutet werden, bei Betriebseinschränkungen weniger taugliche Arbeiter tüchtigen Kräften vorzuziehen, nur weil sie Familie haben. Voraussetzung für das Vorliegen einer unbilligen Härte im Sinne des § 84 Ziff. 4 BRG ist, daß diese nicht durch die Verhältnisse des Betriebes oder durch das Verhalten des Arbeiters bedingt ist. Durch das Wörtchen „oder" ist im Gesetz zum Ausdruck gebracht, daß die Erfüllung einer dieser beiden Voraussetzungen genügt, um das Vorliegen einer unbilligen Härte zu verneinen. Es ist unbestritten, daß die Beklagte infolge Mangels an Aufträgen erhebliche Betriebseinschränkungen vorgenommen und über 100 Arbeiter entlassen hat. Daraus geht hervor, daß die Entlassung des Klägers durch die Verhältnisse des Betriebes bedingt ist. Es kommt hinzu, daß durch Zeugen festgestellt ist, daß der Kläger nicht zur Zufriedenheit der Beklagten gearbeitet hat. Darum ist auch der Einwand, daß noch ledige Arbeiter im Betriebe sind, hinfällig, denn in der heutigen wirtschaftlich schweren und kritischen Zeit kann einer Firma das Recht, nur gute und tüchtige Arbeiter zu behalten, nicht beschnitten werden. (Urteil des Gew.-Ger. Reichenbach i. V. vom 26. V. 26 A.Z. 10/26.)

Form der Knicklinie.

Bei Annahme einer Sinuslinie für die gebogene Stabachse ergibt die Untersuchung von James J. Guest in Engineering vom 5. März 1926 (S. 310), daß die Ordinaten der wirklichen Knicklinie um $\cos^3 \varphi$ davon abweichen (φ = Neigungswinkel der Tangente gegen die Lotrechte), also bei einer Ausknickung in der Mitte von $^1/_{10}$, $^1/_{20}$ oder $^1/_{40}$ der Knicklänge die Werte 0,87, 0,96 oder 0,99 davon annehmen. N.

Subskription auf „Das Deutsche Krankenhaus 1925".

Unter diesem Titel erscheint demnächst ein Werk, das die Ergebnisse einer Rundfrage enthält, die der Gutachterausschuß für das öffentliche Krankenhauswesen unter Leitung von Geheimen Regierungs- und Medizinalrat Dr. Alter in Düsseldorf über die wichtigsten Gebiete des Krankenhauswesens veranstaltet hat. Eine besonders ausführliche Bearbeitung wurde auch dem bautechnischen Teil gewidmet, die Wärme- und Energiewirtschaft im Krankenhaus wird eingehend behandelt, so daß das Buch für den Bauingenieur, der auf diesem Gebiete des Baufaches tätig ist, ein nützliches und unentbehrliches Nachschlagewerk sein wird.

Die Verlagsbuchhandlung Julius Springer, Berlin W 9, Linkstraße 23/24, hat die Herausgabe des Werkes übernommen. Je nach Anzahl der eingehenden Bestellungen wird der Subskriptionspreis RM 30.— bis RM 36.— betragen. Nach Erscheinen wird das Werk etwa RM 48.— kosten. Bestellungen sind möglichst umgehend direkt an die oben genannte Verlagsbuchhandlung zu leiten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 12. August 1926.

Kl. 5 c, Gr. 10. M 84 429. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten a. d. Ruhr. Raubwinde für Bergwerke. 29. 3. 24.

Kl. 19 a, Gr. 11. S 68 466. John G. Snyder, New York; Vertr.: G. Loubier, F. Harmsen u. E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Schienenbefestigung für Schwellen aus Eisen, Stahl o. dgl. mit Unterlegplatten und Klemmplatten. 16. 1. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. R 62 804. Fa. Robel & Co., München. Schienenbohrmaschine mit verschiedener Geschwindigkeit für Bohren und Eilvorschub und umklappbarem Antrieb. 9. 12. 24.

Kl. 20 a, Gr. 12. P 50 558. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilhängebahn mit bewegtem Tragseil. 20. 5. 25.

Kl. 20 g, Gr. 8. R 66 462. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 18. 1. 26.

Kl. 20 h, Gr. 6. W 71 700. R. Wolf Akt.-Ges. Abt. Hagans, Erfurt. Im Schwerpunkt des Wagens angebrachte Hebevorrichtung für auf Gleisen laufende leichtere Wagen. 11. 2. 26.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 71 758. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Spannvorrichtung für Fahrdrähte oder für andere Leitungsteile elektrischer Bahnen mit Hilfe eines Doppelhebels; Zus. z. Pat. 388 233. 3. 10. 25.

Kl. 20 k, Gr. 19. O 15 106. Österreichische Industriewerke Warchalowski Eißler & Co., A. G., Wien; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Plattformwagen, insbes. für die Oberleitung elektrischer Bahnen mit einer in der Höhenrichtung verstellbaren und wagrecht verdrehbaren Plattform. 10. 8. 25. Österreich 30. 7. 25.

Kl. 35 b, Gr. 3. E 31 542. Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A. G., Hamburg, u. Karl Bernhard Koch, Hamburg-Fuhlsbüttel, Erdkampsweg 38. Wippauslegerkran. 8. 11. 24.

Kl. 37 f, Gr. 3. E 30 644. August Ehrhardt, Münster, Oberlahnkr., Rbz. Wiesbaden. Behälter f. Flüssigkeiten u. Gase. 19. 4. 24.

Kl. 42 e, Gr. 2. S 70 664. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Vorrichtung zur Einregelung von Flügelradwassermessern. 6. 7. 25.

Kl. 42 e, Gr. 23. H 104 666. Hartmann & Braun A.-G., Frankfurt a. M.-West. Einrichtung z. Justieren v. Strömungsmessern. 9. 12. 25.

Kl. 80 a, Gr. 48. W 63 012. Karl Wettstein, Brüx, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Th. Hauske, Berlin, Fürbringerstr. 19. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Dielen und anderen vorwiegend flächenhaft ausgebildeten Körpern aus Zement und anderen abbindenden Massen mit Drahtbewehrung; Zus. z. Pat. 384 009. 27. 1. 23.

Kl. 80 b, Gr. 2. H 104 574. Dipl.-Ing. Albin Berthold Helbig, Berlin, Ludwigkirchplatz 10. Verfahren zum Brennen von Kalk und ähnlichen Stoffen mit Brennstoffstaub. 8. 12. 25.

Kl. 80 b, Gr. 1. K 97 600. Heinrich Klein, Essen, Hammacherstr. 6. Verfahren zur Herstellung eines Mörtelstoffes. 22. 1. 26.

Kl. 80 b, Gr. 8. Sch 74 671. Scheidhauer & Gießing Akt.-Ges., Bonn. Verfahren zur Herstellung von tongebundenen feuerfesten Steinen aus Quarzit oder anderen hochkieselsäurehaltigen Stoffen. 3. 7. 25.

Kl. 80 b, Gr. 8. Sch 76 605. Scheidhauer & Gießing Akt.-Ges., Bonn. Verfahren zur Herstellung von tongebundenen feuerfesten Steinen aus Quarzit oder anderen hochkieselsäurereichen Stoffen; Zus. z. Anm. Sch 74 671. 11. 1. 26.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 118 093. Franz Bublitz, Königsberg i. Pr., Korinthendamm 2. Verbindungsmuffe zum Aufpfropfen von Holzpfählen. 9. 2. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. H 92 535. Alfred Hiley, Dalegarth, Engl., u. Edward le Bas, London; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. 30. 1. 23. England 17. 2. 22.

Kl. 84 d, Gr. 1. M 88 351. Menck & Hambrock G. m. b. H., Altona-Ottensen. Zweitrommelwinde für die Zug- und Ausrichtseile von Eimerseilbaggern. 10. 2. 25.

Kl. 85 b, Gr. 2. A 42 997. Dipl.-Ing. Iwan Arbatsky, Berlin, Anhaltstr. 12. Verfahren zur Kontrolle der Zusammensetzung von Gebrauchswasser mit Benutzung färbender Indikatormittel und saurer oder alkalischer Reagentien. 8. 9. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 12. August 1926.

Kl. 20 a, Gr. 12. 433 239. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Verschiebe- und Aussetzvorrichtung für Schwebebahnfahrzeuge. 7. 2. 24. K 88 371.

Kl. 80 a, Gr. 49. 433 198. Peter Burd Jagger, London; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Rüttelmaschine zur Formung von Körpern aus plastischen, flüssigen, körnigen, pulverförmigen u. dgl. Stoffen. 3. 7. 21. J 21 701.

Kl. 80 b, Gr. 25. 433 273. Naamlooze Vennootschap Bataafsche Petroleum Matschappij im Haag, Holl.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Pat.-Anwälte, Berlin W 57. Verfahren zur Herstellung von Asphaltemulsionen unter Anwendung von Hydroxyden, Karbonaten der Alkalien und des Ammoniums. 22. 1. 24. N 22 775. Holland 30. 10. 23.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Vom Blockhaus zum Wolkenkratzer. Von Lewis Mumford. Das erste deutsche Buch über die Entwicklung der amerikanischen Architektur. Verlag von Bruno Cassirer, Berlin 1925. Preis gebunden RM 9.—.

Bei der Besprechung dieses Werkes möchte ich voranstellen, daß es sich nicht nur an Architekten wendet, sondern in gleichem Maße an Ingenieure, an Sozialpolitiker, an Finanzleute oder Literaten. Das vorliegende Werk richtet sich an die „gebildeten Menschen" überhaupt, indem es uns die mannigfaltigen Verbindungen und Beziehungen der Architektur zur übrigen Welt aufdeckt und ihre Ergebnisse in Amerika klarlegt.

Auf chronologischer Grundlage läßt der Verfasser die ganze Entwicklung des amerikanischen Lebens, gleichsam wie im Film, vor uns sich aufrollen, indem er im Kapitel I bei der mittelalterlichen Tradition beginnt, uns in das Kolonialdorf Neu-Englands führt und in einem Bündnis zwischen Erde und Mensch das Charakteristikum sieht, wie es auch in den Bauten jener Zeit auftritt. Im Kapitel II, mit dem Titel: Das Erbe der Renaissance, erleben wir, wie die Einheit des

Dorfes aufgehoben wird und letzteres zur Kaufmannsstadt wird, damit die Trennung von arm und reich, von Handwerker und Kaufmann, der Niedergang des Handwerks sich vollzieht. Der Architekt soll den Handwerker ersetzen, die Arbeit auf dem Papier erringt den Vorrang vor der Arbeit am Material. Die Architekturnormen nehmen Besitz von allen Bauplänen, es wird nur noch auf Palladio und Vignola geschworen. Und hier setzt schon der feine kritische Sinn des Verfassers ein, wenn er sagt: Wie können die Künstler aber alte Architekturen auf andere Bedingungen wiederholen!

Das Kapitel III, der klassische Mythus, zeigt die Nachahmung der römischen Villa und des griechischen Tempels als den Ausgangspunkt für alle künstlerischen Gedanken des 19. Jahrhunderts, das aber nur ein verwässertes Griechenland werden kann und banal erscheint, denn „der Kaufmann kann sich nicht in einen klassischen Helden wandeln", sondern braucht als das Primäre Behaglichkeit in seinem Heim. Im Gegensatz zu dieser Romantik aber tritt schon der Ingenieur auf mit seiner überzeugenden Verstandeskunst, an großen Brücken und dergl., so daß die Ergebnisse der Architektur mehr als Architektur der Außenseite zu bewerten sind, statt als solche von Körpergestaltungen. Zu gleicher Zeit aber erscheint im Städtebau der Schachbrettplan als Folge der reinen Rechenarbeit, die der Ingenieurkunst entnommen war.

Kapitel IV, die Diaspora der Pioniere. Der Gegensatz zwischen Industrialismus und Romantik macht sich geltend. Der Architekt sucht nach malerischer Wirkung, in Türmchen und Spielereien, er sucht das Seltsame, wie es auch in ähnlicher Weise in Städten wie Birmingham, Lyon, Essen auftritt. Zugleich aber treten neue Errungenschaften der Technik in sein Gebiet: die Zentralheizung, Gas, die Badeeinrichtung, das W. C. Es entstehen Gebäude, die „etwas an Architektur erinnern". Die Städte wachsen ungeheuer an, die Grundstückspekulation feiert Orgien, eine parvenühafte Unsicherheit einerseits, eine nüchterne Gedankenwelt anderseits. Man möchte dem Ungeheuer — der modernen Stadt — entfliehen und baut Parks.

Es folgt im Kapitel V der Zusammenbruch der romantischen Richtung. Die Jahre 1860—1890 tragen den Stempel des Industrialismus, Petroleum wird entdeckt, ein dichtes Eisenbahnnetz entsteht, Kabel verbinden Städte zu Städten und Völker zu Völkern, der Reichtum nimmt ungeheure Dimensionen an. Es ist das Zeitalter des Eisens, in dem noch ein Künstler, wie Richardson, als letzter Romantiker den Stift führt. Das Bürohaus mit 10 und mehr Stockwerken entsteht, aus Eisen und Zinkguß, zugleich die Mietskaserne, die Laster und Krankheit mit sich zieht, zu gleicher Zeit aber auch die Brooklyn-Brücke, eine Tat, die mit Recht hohe Begeisterung hervorrief. Diese Jahre bedeuten aber eine Niederlage der Architektur im Haus.

Auf diesem Hintergrund baut sich Kapitel VI auf, die Weltstadtfassade. Es ist der Beginn einer neuen Periode, die bezeichnet wird durch den Stahlgerüstebau, die einer Prämie auf Maskierung gleichkommt. Auf der gleichen Linie Trusts — Millionärtum wird zum Adelsprädikat —, Prachtentfaltung, Großartigkeit, Verschwendung. Wir sind schon ganz im Imperialismus verstrickt. Als Schatten neben diesem Licht sind die Mietskasernen zu betrachten, die Elend und Not bringen, die Verkehrsnotwendigkeiten vergrößern, aber das Elend des Volkes, statt es zu bannen, noch verstärken. Auf dem Gebiete der Architektur ist es nur noch ein Phantom, das wir vor uns sehen; es werden zwar Museen gebaut und dort Stücke aus der Vergangenheit aufgestapelt, aber „das Museum wird nie den Boden für eine lebendige Kunst schaffen". Es ist die Zeit der Herrschaft von Gold und Geld.

Der Höhepunkt dieses Imperialismus entwickelt sich im Zeitalter der Maschine, wie in Kapitel VII ausgeführt. Die Maschine verdrängt nun vollends den Architekten, indem letzterer nur noch mit fertigen Formaten arbeitet, die er so oder anders zusammenstellt. Das Haus wird eine „Maschine, die zum Wohnen eingerichtet ist, und das menschliche Wesen nur noch Maschinenwärter darin". Überall sieht man aber einen Mißbrauch menschlicher Arbeit, die Wolkenkratzer ergeben sich wirtschaftlich, sozial und architektonisch als ein Verderb, das Volk muß arbeiten und zahlen, damit die großen Gesellschaften reich werden.

Der Verfasser faßt im letzten Kapitel VIII die Schlüsse eines solchen Dramas zusammen in der Überschrift: Architektur und Zivilisation, und erläutert, wie die Architektur mit einer Zivilisation stets gleichen Schritt hält und der Architekt immer ein Produkt seiner Umgebung sein muß. Er klagt Amerika an, daß dort die menschlichen Wissenschaften hinter den physikalischen zurückgeblieben sind, daß die Farm den Wald vernichtet, die Farm von der Industrie verschlungen wurde, um durch diesen Raubbau alles in Geld, nur in Geld umzutauschen. Die Städte sind Ungetüme von Metall und Stein geworden. Ein Heil kann nur vom Land kommen. Die Maschine ist natürlich nicht als ein Schwindel für die Menschheit aufzufassen; nicht die Maschine ist an dem unpersönlichen Charakter der amerikanischen Häuser schuld, sondern der Umstand, daß jedes geistige Band zwischen Architekt und Verbraucher fehlt. Die Menschen können ihr Glück nicht allein in Zahlen finden, wie im Werk des Ingenieurs, unsere Wohnungen können nicht allein als Maschinen aufgefaßt werden, als ob die Kinder aus Brutöfen kämen und nicht Hunger und Liebe die Welt regieren. Ein solches Prinzip muß notgedrungen ein Fiasko werden, ein Unglück — und soweit ist heute Amerika.

Der Verfasser ist selbst Amerikaner und hat seinen Landsleuten in diesem ausgezeichneten Buch in ganz verblüffender Weise den Spiegel vorgehalten, wo sie sich drin betrachten können. Das Werk ist sehr gut geschrieben und zeugt von warmem Herzen und harter Kritik, es kann jedem empfohlen werden, der sich über Amerika unterrichten will, und zugleich jedem, der sein eigenes deutsches Vaterland davor bewahren will, aus Nachahmungssucht es etwa Amerika gleich zu tun, Gott behüte uns davor!

Prof. Alphons Schneegans, Dresden.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Teil 2, Band 6, Kapitel 1/2. 4. Auflage. Der Brückenbau. Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken. Konstruktion der Hängebrücken. Bearbeitet von Dr.-Ing. e. h. J. Melan, Professor an der deutschen Technischen Hochschule in Prag. Mit 276 Textabbildungen (IX und 335 Seiten). Verlag von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1925. Preis RM 19.—, gebunden RM 22.—.

Das vorliegende Buch ist in zwei Kapitel eingeteilt. Das erste Kapitel befaßt sich mit der Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken, das zweite mit der Konstruktion der Hängebrücken. Ein drittes Kapitel — Konstruktion der Bogenbrücken — wird demnächst nachfolgen, wie aus dem Vorwort des Verfassers zu entnehmen ist. —

In dem theoretischen Teil wird zunächst der schlaffe Bogen und das unversteifte Hängewerk behandelt. Alsdann folgt die Berechnung des durch den geraden Balken versteiften Stabvielecks, des vollwandigen Bogens (Dreigelenkbogen, Zweigelenkbogen, beiderseits eingespannter Bogen, ausgekragter Bogenträger, zusammenhängende Bogen über mehrere Öffnungen), des Bogens und Hängewerks mit gegliederter Wand und kombinierter Systeme. Sämtliche Entwicklungen sind ausführlich und außerordentlich klar durchgeführt, bei den statisch unbestimmten Systemen unter Einführung eines statisch bestimmten Hauptsystems. Wünschenswert wäre für kommende Auflagen ein Hinweis auf die Benutzung statisch unbestimmter Hauptsysteme, namentlich bei der Berechnung des durch einen durchlaufenden vollwandigen Balken versteiften Hängewerks und der durchgehenden vollwandigen Bogen, für die die Berechnung bei Benutzung eines statisch unbestimmten Hauptsystems (durchlaufende Balken auf mehreren Stützen) besonders einfach wird. Der theoretische Teil schließt mit einem ausführlichen Literaturverzeichnis. Im II. Kapitel, das sich mit der Konstruktion der Hängebrücken befaßt, findet der Leser eine Fülle mustergültiger Beispiele. Sämtliche Arten von Hängebrücken (Ketten- und Kabelbrücken) mit den wichtigsten Einzelheiten sind hier ausführlich behandelt. Hier seien außer den bekanntesten deutschen Hängebrücken, wie der Kölner Rheinbrücke, der Kaiserbrücke in Breslau und der Elbebrücke bei Loschwitz, noch die Elisabeth- und Szechenyibrücke in Budapest, die Manhattan- und Williamsburgbrücke bei New York und das neue Projekt Lindenthals für die North-River-Brücke (Mittelspannweite 987,5 m, Seitenöffnungen je 502,9 m Spannweite) erwähnt.

Auch dieses Kapitel schließt mit einem ausführlichen Literaturverzeichnis.

Das Buch kann sämtlichen Fachgenossen, sowohl den Studierenden, als noch besonders dem ausführenden Ingenieur auf das wärmste empfohlen werden. Dr.-Ing. Kirchhoff.

Siebenter Band. 1. Kapitel. 4. Aufl. Die eisernen Brückenpfeiler. Bearbeitet und herausgegeben von H. Kayser, ord. Prof. für Ingenieurwissenschaften an der Technischen Hochschule in Darmstadt. Mit 319 Textabbildungen (IX und 227 Seiten). Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig, 1925. Preis RM 12.—, gebunden RM 15.—.

Das vorliegende Buch gibt einen vortrefflichen Überblick über das Gebiet der in der Fachliteratur bisher recht stiefmütterlich behandelten eisernen Brückenpfeiler.

Die erste Hälfte des wertvollen Buches befaßt sich mit den theoretischen Grundlagen und bringt in ausführlicher Weise die statische Berechnung der verschiedenen Pfeilerarten, vollwandiger und fachwerkartiger, ebener und räumlicher. Hierbei ist es besonders zu begrüßen, daß im Gegensatz zu früheren Auflagen die Methoden und Bezeichnungen deutscher Forscher zugrunde gelegt wurden. Auch die Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn sind, wenigstens soweit sie sich auf die Berechnung der gedrückten Säulen und Pfeiler beziehen, im Auszug mitgeteilt, desgleichen die Arbeiten des Verfassers, von Engesser und von Krohn auf diesem Gebiet.

Im zweiten Teil des Buches wird die verstärkte Anordnung der eisernen Brückenpfeiler behandelt. Hier findet der Leser eine Fülle mustergültiger Beispiele mit den wichtigsten Einzelheiten. Von großen deutschen Gerüstbrücken seien nur erwähnt die Brücke bei Mittweida, die Müngstener Talbrücke und die Rendsburger Hochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal.

Es würde zu weit führen, hier auf den reichen Inhalt im einzelnen näher einzugehen. Jedenfalls ist das vorliegende Buch eine wertvolle Bereicherung unserer noch spärlichen Literatur über eiserne Brückenpfeiler und kann wegen seiner klaren und anschaulichen Darstellung sowohl dem Studierenden wie dem ausführenden Ingenieur warm empfohlen werden. Dr.-Ing. Kirchhoff.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 24. September 1926 Heft 39

EINE KRITIK ZUM WETTBEWERB UM DEN BAU DER HAFENBRÜCKE IN SYDNEY.

Von Ingenieur G. G. Kriwoschein, Professor, Petrograd, z. Zt. Prag.

Am 16. Januar 1924 hat die Regierungskommission in Sydney, Australien, die Angebote für den Bau der Hafenbrücke in Sydney geprüft. Hierbei waren 20 Angebote von folgenden 6 Firmen zu beurteilen:

	Anzahl der Angebote
1. Die englische Firma Sir William Arrol & Co., Glasgow, unter Mitwirkung von Sir John Wolfe Barry[1]) & Co., London	2
2. Die englisch-australische Firma Dorman Long & Co., Middlesborough und Sydney (Ingenieure R. Freeman und G. Imbault und Architekten von der Firma Sir John Burnet and Partners)	7
3. Die englisch-kanadische Firma Canadian Bridge Company, Walkersville, Ontario in Kanada (der Mitarbeiter für die Hängebrücke war C. G. Emil Larsson, Ober-Ingenieur der American Bridge Co.)	2
4. Die australische Firma English Electric Company of Australia, Ltd., Sydney (die Mitarbeiter bekannte amerikanische Ingenieure: Dr. D. B. Steinman und H. P. Robinson, New York) . .	3
5. Die englische Firma The Gonian Bridge Corporation, Ltd., Newcastle (die Mitarbeiter: die belgische Firma Baume Marpent, Haine St. Pierre, Ingenieur J. B. Strauss[2]) (Chicago) und Monsarrat and Prantley (Montreal)	1
6. Die amerikanische Firma McClintic Marshall Products Company, New York (der Mitarbeiter: C. A. Turner, Minneapolis, für die Bogenbrücke, und Dr. Gustav Lindenthal, New York, für die Hängebrücke)	5
Zusammen . . .	20

Die beiliegende Vergleichungstabelle gibt die Kosten und das gesamte Eisengewicht der Hauptbrücke mit Zufahrtöffnungen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt 3810 ft. = 1161,28 Meter. In der Tabelle sind die Vergleichungszahlen in Prozenten angegeben. Zur Ausführung gelangt die Bogenbrücke nach dem Entwurf von Dorman Long & Co., Abb. 1. Die Kosten und das Eisengewicht dieser Brücke sind zu 100% angenommen.

In den Abb. 1—12 werden die perspektiven Ansichten der Brücken[3]) wiedergegeben.

Aus dem Verzeichnis der Wettbewerber erkennt man, daß an dem Wettbewerb nur drei große, bekannte Brückenbauunternehmungen teilgenommen haben, nämlich: 1. Arrol & Co., 2. Canadian Bridge Co. und 3. amerikanische Firma McClintic Marshall Products Co. Die anderen Firmen sind im Brückenbau nicht bekannt. Die Firma Dorman Long & Co., die bis jetzt keine größere Brücke gebaut hat, errang den Sieg, weil alle Bedingungen des Wettbewerbes für sie, als eine englische Firma, sehr günstig waren.

Es ist bekannt, daß Herr J. J. C. Bradfield, als Oberingenieur der Regierungskommission, zwei Hauptentwürfe der Brücke ausgearbeitet hat: 1. Bogenbrücke mit einer einzelnen Öffnung von 1650 Fuß (= 503,25 m) und 2. Auslegerbrücke mit drei Öffnungen 500 + 1600 + 500 Fuß (= 152,5 + 488 + 152,5 m). Die Wettbewerber sollten die konstruktiven Zeichnungen und Kostenangebote nur für diese zwei Hauptentwürfe liefern. Es war selbstverständlich nicht untersagt, auch andere Entwürfe einzureichen. Es war aber klar, daß diese Entwürfe nicht ohne weiteres dem Verfasser der Hauptentwürfe gelegen kommen konnten.

Unter den Bedingungen des Wettbewerbes war eine sehr schwierige Forderung, nämlich die Zahlung des Zollzuschlags von 10% für das ausländische Eisen. Demgemäß konnten die ausländischen Bewerber nur dann den Sieg davontragen, wenn das Eisengewicht der Brücken nach ihren Entwürfen viel geringer war als nach den Entwürfen der Regierungskommission.

Was den Entwurf der Brücke mit drei Öffnungen anbelangt, so zeigt die beiliegende Vergleichungstabelle, daß einige Hänge- und Auslegerbrücken um 24—14% leichter waren als die Bogenbrücke, die zur Ausführung gelangt. Der Preis des Kabels und der Zoll verteuern diese Brücken um 21—43%. Etwas schwieriger war es mit der Brücke, die nur eine Öffnung haben sollte. Wenn hier auch ein Entwurf das Gewicht der Bogenbrücke um 20% vermindert, so ist doch der Preis der Brücke des Zolls und des Transports wegen um 10% größer.

Es ist somit erklärlich, daß nur die australischen Firmen diesen Wettbewerb gewinnen konnten, da das inländische Eisen um 10—20% billiger war als das ausländische.

Von australischen Firmen haben nur zwei, 1. Dorman Long & Co. und 2. English Electric Co., ihre eigenen Angebote eingereicht, mit der Herstellung des Eisens ausschließlich in Australien. Die zweite Firma hat kein Angebot für den Regierungs-Bogenbrücke-Entwurf eingesandt; ihre Hängebrücke war um 33% teurer als die Bogenbrücke von Dorman Long & Co.

Man erkennt, daß die Firma Dorman Long & Co. keinen Konkurrenten in dem Wettbewerb hatte.

Aus der Betrachtung der Entwürfe, Abb. 1—12, ergibt sich, daß der Wettbewerb in technischer und architektonischer Hinsicht recht lehrreich und interessant war. Doch ist es fraglich, ob die Wahl der auszuführenden Bogenbrücke von technischer und ökonomischer Seite richtig ist.

Herr J. J. C. Bradfield behauptet, daß die Bogenbrücke billiger ist und die Durchbiegung der Bogenbrücke viel kleiner ist als bei den anderen Brücken. Dies ist richtig. Trotzdessen erscheint die Wahl der Brücke nicht sehr glücklich, erstens weil die Auslegerbrücke der Firma Dorman Long & Co. billiger ist, zum andern, weil auch diese Brücke in architektonischer Beziehung die beste, in der Ausführung einfacher und sicherer ist. Endlich sollte man aber niemals die Durchbiegungsfrage so in den Vordergrund stellen, um so weniger, als die Durchbiegung der anderen Brücken zwar etwas größer, dabei vollkommen zulässig war.

Die zur Ausführung bestimmte Bogenbrücke erscheint auch in architektonischer Hinsicht nicht als beste. Die Entwerfer der Bogenbrücke nach dem Regierungs-Dorman-Longs-Entwurfe waren zwar vorzügliche Ingenieure, doch waren sie keine Architekten. Ihre Mitarbeiter-Architekten waren völlig abhängig von ihnen. Man erkennt, daß die architektonische Bearbeitung der einzelnen Teile in den drei Entwürfen von Dorman Long & Co., Abb. 1, 2 und 9, und im Regierungsentwurf gut ist; hierbei handelt es sich jedoch nur um eine

[1]) Der bekannte Baumeister der Towerbrücke in London.
[2]) Der bekannte Erfinder der Klappbrücken.
[3]) Aus dem Berichte des Oberingenieurs J. J. C. Bradfield genommen.

Vergleichungs-Tabelle der Wettbewerbs-Entwürfe in Sydney.

	Abb.	Namen der Firmen	Preis der Brücke RM.	%	Eisengewicht m/t	%	Durchbiegungen ohne Temp.	mit Temp.	Verfasser	Anmerkungen
Mit 1 Öffnung		**I. Bogenbrücken.**								
		Regierungsentwurf	88 526 000	103	42 266	92			Obering. J. J. C. Bradfield	Ähnlich wie Abb. 1
	Abb. 1	Dorman Long & Co., Sydney	86 041 000	100	45 611	100	1/5580	1/1800	Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners	Zur Ausführung bestimmt
	Abb. 2	„ „ „ „	86 355 000	100	44 575	98				
	Abb. 3	„ „ „ „	71 396 000	83	45 918	101				
		Sir William Arrol & Co., London	94 775 000	110	36 541	80	1/2830	1/1200	Sir John Wolfe Barry & Co., London	Ähnlich wie Abb. 1
	Abb. 4	McClintic Marshall Products Co., New York	123 493 000	144	41 590	91			C. A. P. Turner, Minneapolis	
Mit 3 Öffnungen		**II. Auslegerbrücken.**								
		Regierungsentwurf	95 979 000	112	55 327	121			Obering. J. J. C. Bradfield	Ähnlich wie Abb. 5
	Abb. 5	Dorman Long & Co., Sydney	92 856 000	108	59 387	130	1/1690	1/1630		
		Sir William Arrol & Co.	101 561 000	118	52 291	115	1/1300			Ähnlich wie Abb. 5
	Abb. 6	Canadian Bridge Co., Canada	108 393 000	126	34 524	76	1/800			
	Abb. 7	McClintic Marshall Products Co.	115 352 000	134	45 523	100				
	Abb. 8	„ „ „ „	121 550 000	141	44 547	98				
		„ „ „ „	132 587 000	154	45 607	100	1/800			Ähnlich wie Abb. 5
		III. Auslegerbogenbrücken.								
	Abb. 9	Dorman Long & Co., Sydney	85 181 000	99	51 120	112	1/4950	1/1650		
		IV. Hängebrücken.								
	Abb. 10	Canadian Bridge Co.	103 860 000	121	34 480	76	1/570	1/360	C. G. Emil Larsson (American Bridge Co.)	
	Abb. 11	English Electric Co., Australia	114 426 000	133	41 820	92	1/1040	1/510	Dr. D. B. Steinman, H. P. Robinson, New York.	
	Abb. 12	McClintic Marshall Products Co.	123 370 000	143	39 055	86	1/500	1/310	G. Lindenthal, New York	
		V. Auslegerhängebrücke.								
		Goninan Bridge Corporation, Ltd., Newcastle	218 525 000	254	39 253	86		1/214	1. Ing. J. B. Strauss (Chicago), 2. Monsarrat and Prantley (Montreal), 3. Baume Marpent, Haine St. Pierre, Belgien.	

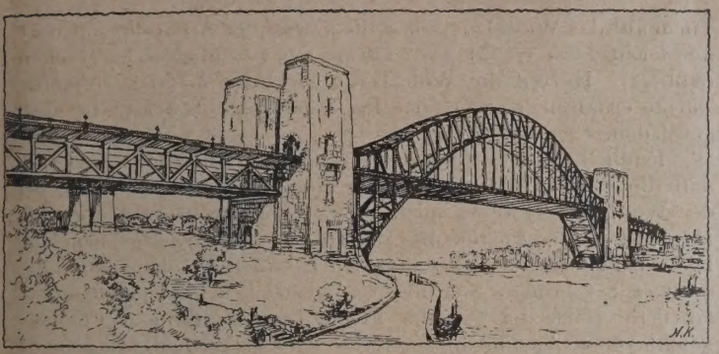


Abb. 1. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co., Sidney
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).
Zur Ausführung gelangt.

Abb. 2. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co., Sidney
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).

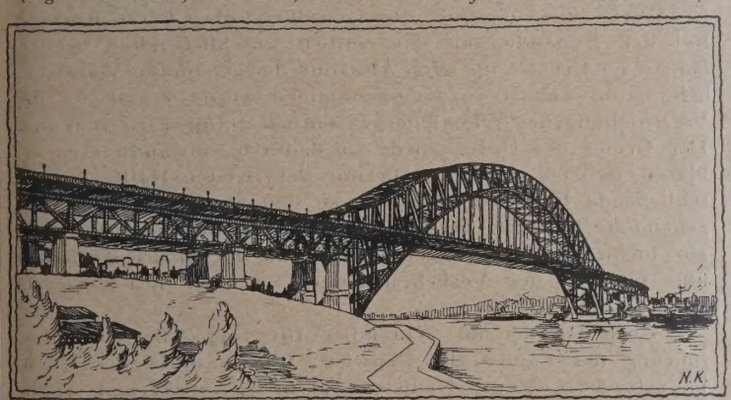


Abb. 3. Die Bogenbrücke. Dorman Long & Co. Sidney,
(Ing.: R. Freeman, G. Imbault; Arch.: Firma Sir John Burnet and Partners).

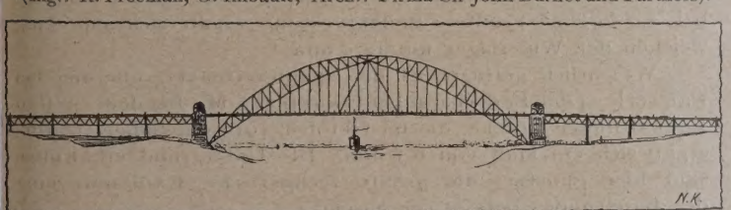


Abb. 4. Die Bogenbrücke. McClintic Marshall Products Company, New York
(C. A. P. Turner, Minneapolis).

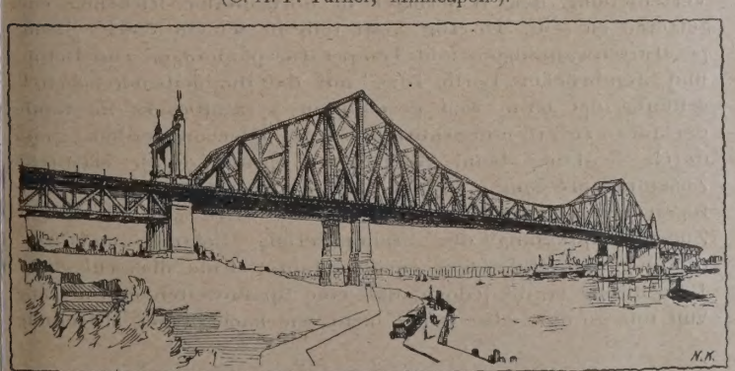


Abb. 5. Die Auslegerbrücke. Dorman Long & Co., Sydney.

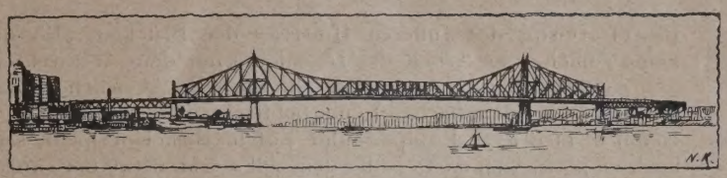


Abb. 6. Die Auslegerbrücke. Canadian Bridge Co., Canada.

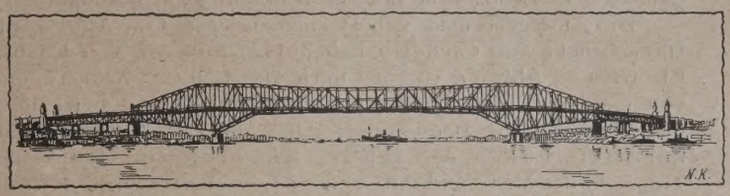


Abb. 7. Die Auslegerbrücke. McClintic Marshall Products Co.

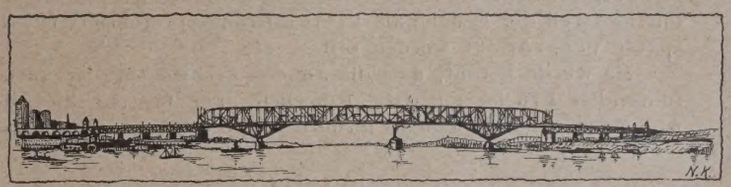


Abb. 8. Die Auslegerbrücke. McClintic Marshall Products Co.

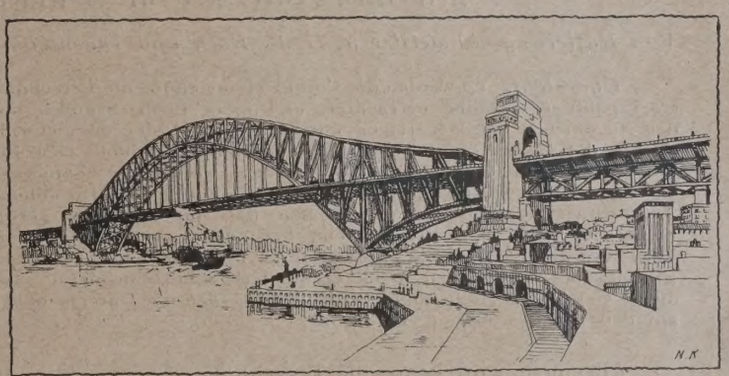


Abb. 9. Die Auslegerbogenbrücke. Dorman Long & Co., Sydney.

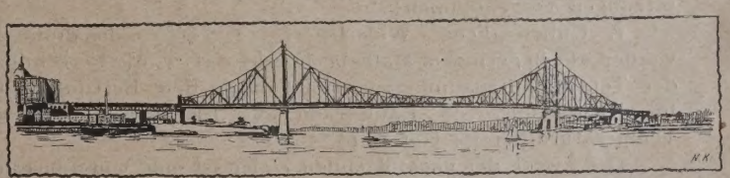


Abb. 10. Die Hängebrücke. Canadian Bridge Co.
C. G. Emil Larsson (Americ. Br. Co.)

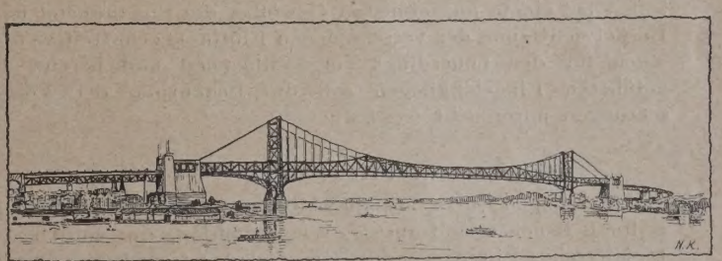


Abb. 11. Die Hängebrücke. English Electric Co. Australia
(Dr. D. B. Steinman, H. P. Robinson, New York).

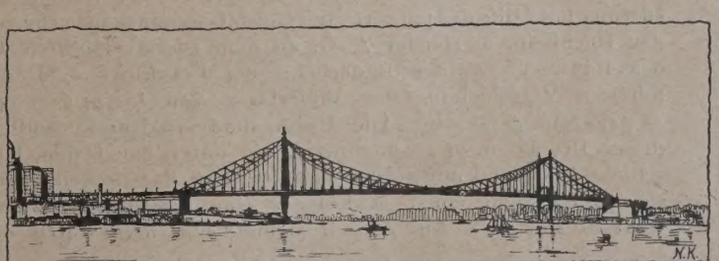


Abb. 12. Die Hängebrücke. McClintic Marshall Products Co., New York.
(Dr. G. Lindenthal, New York).

Bearbeitung des äußeren Umrisses der Brücken, also um keine gemeinsame Arbeit des Ingenieurs mit dem Architekten.

Aus der Betrachtung aller Entwürfe ist ersichtlich, daß die Brücke bei dem flachen Land, bei flachen Ufern mit ruhigen, ziemlich niedrigen Rampen und Zufahrtsbrücken nicht sehr hoch emporsteigen darf. Außerdem soll der Maßstab der ganzen Brücke mit seinen Rampen so gewählt werden, daß die ganze Brücke dem Beobachter maßstäblich sehr groß erscheint.

Die Auslegerbrücke von Dorman Long & Co., Abb. 9, die Hängebrücke von Canadian Bridge Co., Abb. 10, von English Electric Co., Abb. 11, von McClintic Marshall Co., Abb. 12, und von Gonian Bridge Corporation sind länger und befriedigen die obengestellte Bedingung. Alle anderen Entwürfe mit kürzerer Länge der Brücke, mit größerer Höhe der Träger in der Mitte und mit stumpfgeschnittenen Enden erscheinen dem Beobachter in ihrer Gesamtmasse als weniger gut ausgeglichen. Es könnte der Gedanke auftauchen, daß der mittlere Teil der Brücke als kleine Brücke projektiert ist, die später vergrößert werden soll.

Es wurde betont, daß die äußere Architektur der auszuführenden Brücke gut ist. Innerlich aber täuscht hier der Architekt. Der Ingenieur fordert einen schweren steinernen Turm auf das Widerlager zu stellen, aber der Architekt hat dort nur leichte leere „falsche" Türme aus Eisenbeton vorgesehen (Abb. 1). Hätten die Widerlager wirkliche massive steinerne Türme erhalten, so wäre der Preis der Bogenbrücke sehr groß geworden.

Endlich sei in technischer Hinsicht noch darauf verwiesen, daß die Ausführung der Brücke eine sehr wichtige Rolle bei der Wahl des Systems spielt. Es gibt keine Zweifel über die Möglichkeit der Ausführung der Hänge- oder Auslegerbrücken. Die Ausführung der Bogenbrücke ist auch möglich, aber besonders bei großen Spannweiten verwickelt und nicht ungefährlich. Nach der von der Firma Dorman Long & Co. vorgeschlagenen Ausführungsmethode sind große Durchbiegungen und Drehungen der Hauptträger während des Baues der Brücke zu erwarten. Besonders wird die Drehung der Hälften des Bogens gefährlich sein.

Endlich darf nicht übersehen werden, daß der zur Ausführung gewählte Entwurf der Bogenbrücke eine genaue Nachbildung der New Yorker Hell-Gate-Brücke von Dr. G. Lindenthal ist. Als „Neuheit" verbleibt nur, daß der zur Ausführung bestimmte Bogen der Größe nach der erste in der Welt sein wird.

ANFORDERUNG AN DIE BERECHNUNG EINGESPANNTER GEWÖLBE.

Von Regierungsbaumeister a. D. R. Koch und Ingenieur H. de Ginder i. Fa. Buchheim & Heister A.-G., Frankfurt a. M.

Übersicht. Es werden die Voraussetzungen für die Berechnung eingespannter Gewölbe betrachtet, und zwar Beobachtungen über das Ausweichen der Widerlager mitgeteilt, die Größe des Schwindmaßes, die Grenzen der Temperaturänderungen in den Gewölben untersucht. Auf Grund dieser Überlegungen werden die Spannungen einer gewölbten Eisenbahnbrücke ermittelt, die sich bei dem üblichen Ausrüstungsverfahren so hoch ergeben, daß nur noch eine geringe Sicherheit vorhanden ist, während bei dem Gewölbe-Expansions-Verfahren die ungünstigen Wirkungen der unter 1—3 nachgewiesenen Einflüsse beseitigt werden, so daß verminderte Abmessungen für expandierte Gewölbe zulässig sind. Schließlich werden die Untersuchungen auf den Eingelenkbogen ausgedehnt.

Allgemein wird heute die Berechnung der eingespannten Gewölbe nach der Elastizitätstheorie unter folgenden Voraussetzungen vorgenommen:

1. Unbewegliche Widerlager, 2. Schwindspannungen werden nur in geringem Maße berücksichtigt, 3. die Berechnung der Temperaturspannungen erfolgt nach den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton für eine Temperaturdifferenz von ± 10° C.

Der Zweck der nachfolgenden Zeilen ist eine Untersuchung über die Zulässigkeit dieser Voraussetzungen und ihre Einflüsse auf die im Gewölbe auftretenden Spannungen. Insbesondere sollen bei einem ausgeführten Gewölbe die Spannungen unter Berücksichtigung der verschiedenen Einflüsse ermittelt werden. Auch für den neuerdings vorgeschlagenen und bereits ausgeführten Eingelenkbogen soll die Bedeutung der Voraussetzungen untersucht werden.

1. Unverschieblichkeit der Widerlager.

Messungen über Spannweitenvergrößerungen bei gewölbten Brücken sind unseres Wissens bislang nur von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbeexpansionsverfahrens und des Drucklinienprüfers, Armierter Beton 1917 Heft 3/4, veröffentlicht worden. Darnach wurde bei der Ausrüstung mit Hilfe des patentierten Gewölbeexpansionsverfahrens der Buchheim & Heister A.-G. an dem zuerst erstellten Teil des Bauwerks 20 der Bäderbahn bei Frankfurt a. M. eine mittlere Verschiebung der Widerlager von ½ (34,5 + 34,8) = 34,6 mm gemessen. Die Untergrundverhältnisse sind bei dieser Brücke insofern ungünstig, als unter der festen Kiesschicht Fließsand auf großer Tiefe ansteht, dazwischen schiebt sich unter dem einen Widerlager eine ausgehende Schicht weichen Lettens. Aus diesem Grunde hat man durch eine Vergrößerung der Widerlager die größte Bodenpressung auf 3,5 kg/cm² vermindert, außerdem hat man die Außenflächen der Widerlager durch einen spornartig nach oben hervortretenden Ansatz auf 4,5 m Höhe vergrößert, um den passiven Erddruck zur Aufnahme des Gewölbeschubes heranzuziehen. Bei der Expandierung der seitlich anschließenden zweiten Hälfte der Brücke, die nach Abschluß der genannten Veröffentlichung im August 1917 vorgenommen wurde, ergab sich die Verschiebung der Widerlager wesentlich geringer zu 16,6 mm. Der Grund des Unterschieds ist dadurch einwandfrei zu erklären, daß bei der Expandierung der zweiten Hälfte die anschließende Dammschüttung durch den über den ersten Teil gehenden Verkehr bereits stärker zusammengepreßt war, also nicht in gleichem Maße nachgab wie der an sich schmälere und mangels der Verkehrsbelastung weniger fest gelagerte erste Dammteil.

Auch bei der im September 1917 expandierten Unterführung der Landstraße Neuwied—Engers unter der Eisenbahnstrecke Coblenz—Neuwied waren die Untergrundverhältnisse insofern nicht günstig, als der leichte Bimskies anscheinend in horizontaler Richtung in Bewegung gesetzt werden konnte; bei 3,9 kg/cm² größter Bodenpressung ergab sich ein Ausweichen der Widerlager um 14,5 mm.

Wesentlich geringer ist die Spannweitenvergrößerung bei Bauwerk 24 der Bäderbahn bei Frankfurt a. M. Bei dem zweiten Bauteil dieser Brücke, die im Oktober 1919 expandiert wurde, ergab sich ein Maß von 6,1 mm. Die Untergrundverhältnisse sind hier günstig; die größte rechnerische Kantenpressung des Baugrundes beträgt 4,7 kg/cm².

Auch bei der Syratalbrücke bei Plauen i. V. scheint eine Verschiebung der Widerlager in horizontaler Richtung eingetreten zu sein. Dr.-Ing. Vogt teilt in seinem Werk: „Temperaturschwankungen und Temperaturspannungen von Beton- und Steinbrücken, Berlin 1925" mit, daß die bleibende Scheitelsenkung der 90 m weit gespannten Syratalbrücke im Laufe der Jahre zu 218 mm ermittelt wurde. Hiervon werden 35 mm durch Senkung beim Ausrüsten, 24 mm durch elastische Zusammenpressung, 15 mm durch Schwinden der Mörtelfugen erklärt, der Rest von 144 mm wird auf allmähliche Zusammenpressung des Steinmaterials, Setzung und Verdrehung der Widerlager zurückgeführt. Eine überschlägliche Berechnung ergibt jedoch, daß eine Spannweitenvergrößerung von nur 20 mm, also wenig mehr wie nach obiger Mitteilung

wiederholt gemessen wurde, eine Scheitelsenkung von 44 mm hervorruft, also allein ein Drittel der bedeutenden Scheitelsenkung erklärlich macht.

Nach diesen Beobachtungen erscheint die Annahme unverschieblicher Widerlager nicht gerechtfertigt. Auch bei gutem Baugrund sollte mit einer Verschiebung von 5 mm mindestens gerechnet werden, bei weniger günstigeren Verhältnissen des Baugrundes sollte dieses Maß noch erhöht werden.

2. Schwindmaß.

Durch Versuche (siehe Mörsch, Eisenbeton, 6. Aufl. II, S. 123ff.) ist nachgewiesen, daß das Schwindmaß von der Art und Zusammensetzung des Zementes abhängt, daß es mit zunehmender Magerung der Mischung, ebenso mit zunehmender Erhärtung wesentlich abnimmt. Auch die Lagerung, insbesondere Austrocknung, beeinflußt das Schwinden. Aus der von Mörsch mitgeteilten parabolischen Kurve für die Schwindmaße ist ersichtlich, daß nach 6 Jahren der Vorgang sein Ende findet. Zu derselben Feststellung gelangt Dr.-Ing. Vogt in dem erwähnten Werk gemäß seinen Untersuchungen an der Wallstraßenbrücke in Ulm und der Neckarbrücke in Cannstatt. In dem angeführten Werk berechnet Dr.-Ing. Vogt das Schwindmaß bei der Ulmer Brücke innerhalb des Alters von 60 Tagen nach Betonierung bis zu 6 Jahren zu 0,186 mm/m, für die Neckarbrücke bei Cannstatt wird das Maß zu 0,35 mm/m für das Alter von 70 Tagen bis zu 7 Jahren festgestellt.

Diese Werte sind erheblich höher als das Schwindmaß, das in den Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton für einen Temperaturabfall von 15°, also bei einem Ausdehnungswert $\alpha = 10^{-5}$ mit 0,15 mm/m vorgeschrieben wird. Das gleiche gilt auch hinsichtlich der Schweizer Bestimmungen, die einen Temperaturabfall von 20° und entsprechend dem höheren Ausdehnungswert 0,25 mm/m verlangen. Der Unterschied ist zwanglos dadurch zu erklären, daß die beiden von Dr.-Ing. Vogt untersuchten Brücken aus Stampfbeton bestehen, daß also der von Mörsch eingehend nachgewiesene Widerstand der Bewehrung bei Eisenbetonkonstruktionen nicht eintritt. Nach Mörsch ist das Schwindmaß bei unbewehrtem Beton etwa doppelt so groß als bei Eisenbeton. Die von Dr.-Ing. Vogt mitgeteilten Zahlen sind aber noch wesentlich zu günstig, da sie für ein höheres Alter über 60 Tage bzw. 70 Tage festgestellt sind, die erheblich größere Schwindung in den ersten zwei Monaten des Abbindens und Erhärtens also nicht berücksichtigen. So ist es auch erklärlich, daß nach den Messungen der Buchheim & Heister A.-G. bei dem vorgenannten Bauwerk 20 für das Alter von 105 Tagen ab Betonierung ein Schwindmaß von 0,33 mm/m errechnet wurde, während sich für den II. Teil des Bauwerks 24 für im Alter von etwa 70 Tagen sogar ein solches von 0,4 mm/m ergab.

Die einzelnen Werte sind für Bauwerk	20 und	24
Expansionslücke im Scheitel	32 mm	24 mm
Spannweitenvergrößerung infolge Ausweichens der Widerlager	16,6 mm	6,1 mm
Schwinden des Betons einschließlich elastischer Gewölbeverkürzung infolge der Normalkräfte (durch die hydraulischen Pressen künstlich erzeugt)	15,4 mm	17,9 mm
Die elastische Bogenverkürzung ist bei beiden gleichartigen Brücken berechnet zu	3,7 mm	3,7 mm
Folglich Gewölbeverkürzung infolge Schwindens	11,7 mm	14,2 mm

Die Bogenlänge beträgt bei beiden Brücken 35,5 m, also berechnet sich das Schwindmaß zu 0,33 bzw. 0,4 mm je m. Beide Brücken sind in Mischung 1 : 4,2 hergestellt und besitzen Eiseneinlagen, deren Widerstand gegen das Zusammenziehen des Betons aber kaum in Frage kommen kann, da die Eisen ja ebenso wie der Beton durch den Pressedruck beim Expandieren zusammengepreßt werden.

Auch Dr.-Ing. Lydtin gibt im Bauingenieur 1925, Seite 795, das Schwindmaß für Beton im späteren Alter zu 0,5 mm/m an, wovon allerdings $^1/_5$ auf die Temperaturverkürzung — zum Ausgleich der Temperaturerhöhung beim Abbinden von etwa 10°, zu rechnen ist.

Hiernach ist also das Schwindmaß erheblich höher als 0,15 mm/m entsprechend den amtlichen Bestimmungen anzunehmen, und zwar für die ganze Dauer des Schwindens von 6 Jahren zu 0,4 bis 0,5 mm/m. Es ist hierbei berücksichtigt, daß unter dem Einfluß der Pressen sämtliche Schwindspannungen restlos beseitigt werden, während wie beim bewehrten Eisenbeton unter dem Einfluß der Eisen, so auch beim unbewehrten Beton in geringerem Maße Zugspannungen im Beton zurückbleiben können, also die für 70 bzw. 105 Tage gemessenen Werte 0,33 und 0,4 mm/m nicht entsprechend der Kurve des Schwindungsmaßes vervielfacht werden dürfen.

3. Temperatureinfluß.

Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1925 ist bei Gewölben, die im allgemeinen eine Mindeststärke von 70 cm besitzen und durch Überschüttungen gegen Temperaturänderungen geschützt sind, mit einem Temperaturunterschied von 10°, unter ungünstigen Verhältnissen von 15° gegenüber der mittleren Temperatur bei der Ausführung von + 10° zu rechnen. Die Temperaturschwankung erstreckt sich also im günstigsten Falle auf die Grenzen + 20° und 0°, unter ungünstigen Verhältnissen auf + 25° und — 5°.

Nach den eingehenden Untersuchungen des Dr.-Ing. Vogt erscheinen diese Grenzen ausreichend, solange es sich um Gewölbe mit Überschüttung handelt. Nimmt man bei 0,7 m Scheitelstärke 0,3 m Überschüttung, also im Scheitel eine Eindringungstiefe von 0,5 m an, die sich nach dem Kämpfer noch erhöht, sodaß durchschnittlich mit 0,6 m gerechnet werden darf, so zeigt die von Dr.-Ing. Vogt gegebene Kurve der Temperaturverteilung für den 30. Juli und den 16. Januar einen Spielraum der Schwankungen von 20°. Bei schwächeren Gewölben und solchen, die infolge Sparbögen auch von der Oberfläche aus den Einflüssen der Temperatur unterliegen, ist das Maß von 20° zu gering; denn schon bei 1 m Scheitelstärke, z. B. 0,75 m Gewölbe und 0,25 m Fahrbahn, und 1 m Kämpferstärke, also bei einer Eindringungstiefe von 0,5 m erhält man bei einer mittleren Jahrestemperatur von 7,5° als Größtwert an der Außenseite + 34°, als Kleinstwert — 20°, während in 50 cm Tiefe + 19° und — 3° auftreten.

Entschieden ungünstig ist dagegen der Wegfall der bisher in den Bestimmungen von 1916 enthaltenen Vorschrift, daß die statischen Verhältnisse eine Änderung erfahren, wenn bei anderer Wärme als mittlerer Jahrestemperatur betoniert wird.

Die Bestimmung ist deshalb wichtig, weil die meisten Brücken in der günstigen Jahreszeit erbaut werden und sämtliche Gewölbe zunächst ohne Hinterfüllung geschlossen werden, also in diesem Zustand, wie auch obige Zahlen ergeben, den Einflüssen der mittleren Monatstemperatur stark unterliegen. Eine Berücksichtigung der Tagestemperatur erscheint jedoch zu weitgehend, denn wenn auch die Betonstoffe beim Einbringen sich auf die höhere Temperatur unter Tags erwärmen und auch beim Abbinden noch eine Erwärmung hinzutritt, so muß man doch beachten, daß die Betonierung sich über mehrere Tage erstreckt und die Herstellung in Lamellen ein Anpassen an die Temperatur im Mittel aus Tag und Nacht eines Zeitraumes von mehreren Tagen ermöglicht. Aus der von Dr.-Ing. Vogt für Plauen mitgeteilten Tafel der Temperaturen zeigt sich, daß von Mai bis September die mittlere Monatstemperatur wesentlich über dem Jahresmittel liegt, und zwar um 3,5 bis 9,5°, im Oktober sogar noch um 1 bis 2°. Der Einfluß der Betonierung bei höherer Temperatur als dem Jahresmittel ist deshalb so wesentlich, weil der größere Ausschlag bei Abkühlung, der sich von 10° auf 15° bis 20° erhöhen

kann, in gleichem Sinne wie das mit einer Temperaturerniedrigung zu berücksichtigende Schwinden und auch in gleichem Sinne wie das Ausweichen der Widerlager wirkt. Der Ausgleich, der darin liegt, daß z. B. für Plauen und damit für größere Teile Deutschlands die mittlere Jahrestemperatur unter 10° liegt, ist nicht ausreichend insbesondere für die wärmeren Gegenden des Reiches. In jedem Fall sollte sich der entwerfende Ingenieur an Hand der Veröffentlichung des Dr.-Ing. Vogt Rechenschaft über die möglichen Temperaturschwankungen und insbesondere auch Rechenschaft über die Zeit der Betonierung ablegen. Im allgemeinen dürfte es sich schon bei überschütteten Bauwerken empfehlen, die Temperaturdifferenz nach unten nicht mit — 10°, sondern mit — 15° bzw. in ungünstigen Fällen mit — 20° zu berücksichtigen.

4. Spannungsermittlungen.

Veranlassung zu den vorliegenden Feststellungen war die Ausbesserung einer gewölbten Brücke mit Rissen im Scheitel und Kämpfer. Die Nachrechnung dieses Bauwerkes ergab, obgleich die Mittellinie des Gewölbes sich der Stützlinie für Eigenlast plus halber gleichmäßig verteilter Verkehrslast anpaßt, infolge zu starker Bemessung der Scheitel- und besonders der Kämpferstärke bei Berücksichtigung des Ausweichens der Widerlager, des Schwindens und eines Temperaturunterschiedes wegen des im Sommer erfolgten Ausrüstens außerordentlich hohe Spannungen, die die Rissebildung eindeutig erklärten. Doch selbst bei wesentlich günstigeren Abmessungen ergibt die Berücksichtigung dieser Einflüsse noch recht ungünstige Spannungen, wie nachfolgendes Beispiel — Bauwerk 20 der Bäderbahn — zeigt.

Vorauszuschicken ist, daß schon Dr.-Ing. Färber in seiner Schrift „Der Gewölbebau", Verlag der Deutschen Bauzeitung, Berlin SW 11, auf Seite 16 nachgewiesen hat, daß die Spannungen infolge Ausweichens der Widerlager, Schwindens des Betons, elastischer Verkürzung der Bogenachse, sinkender Temperatur, mit Rücksicht darauf, daß nicht gerade bei Mitteltemperatur ausgerüstet wird, den fünffachen Betrag der auf übliche Weise berechneten Temperaturspannungen betragen.

Die Berechnung erfolgt unter der Annahme, daß die Spannweitenvergrößerung durch Nachgeben der Widerlager 15 mm, das Schwinden des Gewölbebetons 0,2 mm und die Temperaturdifferenz gegenüber Mitteltemperatur + 4° beträgt. Hierbei ist absichtlich das Schwinden und die Übertemperatur geringer angenommen, zum Ausgleich für den hohen Betrag der Spannweitenvergrößerung.

Abmessungen des Gewölbes:

Spannweite	$l = 33{,}2$ m
Pfeilhöhe	$f = 5{,}2$ m
Scheitelstärke	$d_0 = 0{,}68$ m
Kämpferstärke	$d_k = 1$ m
Überschüttungshöhe im Scheitel	$= 0{,}45$ m

Verhältnis der Kämpferlast zur Scheitellast bei Gewölbemittellinie als Stützlinie für Eigenlast plus halber Verkehrslast $m = 3{,}913 = \mathfrak{Cof}\, k$, $K = 2{,}04$.

Verhältnis der Trägheitsmomente von Scheitel und Kämpfer

$$= n = \frac{J_s}{J_k \cos \varphi_k} = \frac{0{,}68^3}{1{,}0^3 \cdot 0{,}758} \backsimeq 0{,}4$$

Die Bogenlänge beträgt rd. 36,5 m.

Der Nenner der Bogenkraft berechnet sich nach „Straßner, Neuere Methoden zur Statik der Rahmentragwerke und der elastischen Bogenträger" für das gültige Verhältnis m:

$$N = \int y^2 \, dw = 0{,}0464 \frac{l f^2}{E J_s} = 0{,}0464 \frac{33{,}20 \cdot 5{,}2^2 \cdot 12}{2\,100000 \cdot 0{,}68^3} = 0{,}000\,757$$

Die Zusatzbogenkraft infolge Verkürzung der Gewölbemittellinie durch die Normalkräfte beträgt:

$$H = - N_0 \mu;$$

μ berechnet sich angenähert zu

$$\mu = \frac{1}{E F_s N} = \frac{33{,}20}{2\,100000 \cdot 0{,}68 \cdot 0{,}000\,757} = 0{,}030\,71$$

$$N_0 = 0{,}1748 \frac{g_s l^2}{f}; \quad g_s = \text{Scheitellast} = 3.58 \text{ t/m}^2$$

$$N_o = 0{,}1748 \frac{3{,}58 \cdot 33{,}2^2}{5{,}20} = 132{,}65 \text{ t};$$

$$\Delta H = - 132{,}65 \cdot 0{,}030\,71 = - 4{,}074 \text{ t};$$

Die elastische Verkürzung der Bogenmittellinie findet man zu:

$$4{,}074 = \frac{\Delta l}{N};$$

$$\Delta l = 4{,}064 \cdot 0{,}000\,757 = 0{,}003\,1 \text{ m} = 3{,}1 \text{ mm}.$$

Die Temperaturkraft für $\pm$ 1° berechnet sich zu

$$H_t = \pm \frac{\alpha t^0 l}{N} = \frac{0{,}000\,01 \cdot 1^0 \cdot 33{,}20}{0{,}000\,757} = \pm 0{,}4385 \text{ t};$$

$$\Delta l = 0{,}33 \text{ mm},$$

mithin kommt die elastische Gewölbeverkürzung einer Abkühlung gleich von

$$t^0 = \frac{4{,}074}{0{,}4385} \backsimeq 9{,}3°.$$

Die Gewölbeverkürzung durch Schwinden des Betons berechnet sich bei einem Schwindmaß von 0,2 mm/m zu

$$\Delta l_1 = 0{,}2 \cdot 36{,}5 = 7{,}30 \text{ mm}.$$

Die Bogenzusatzkraft beträgt hierfür

$$\Delta H_1 = - 0{,}0073 = - 9{,}643 \text{ t}$$

entsprechend einer Abkühlung von $\frac{9{,}643}{0{,}4385} = \backsim 22^0$.

Die gesamte Erweiterung der Spannweite ergibt sich also zu:

Ausweichen der Widerlager	15,0 mm
Elastische Verkürzung der Bogenachse .	3,1 „
Schwinden des Betons	7,3 „
Sinkende Temperatur 4° gegenüber Mitteltemperatur = 4 . 0,33	1,32 „
	26,72 mm

Diese Spannweitenänderung erzeugt eine Zusatzkraft von

$$\Delta H_{max} = - \frac{0{,}026\,72}{0{,}000\,757} = - 35{,}297 \text{ t};$$

Diese Zusatzkraft vermindert den bei Grundbelastung (Eigenlast und halbe Verkehrslast) vorhandenen Schub N_0 auf 132,65 — 35,297 = 97,353 t. Der Angriffspunkt der Bogenkraft liegt im Schwerpunkt der elastischen Gewichte und beträgt:

$$y_s = 0{,}2263 \, f = 0{,}2263 \cdot 5{,}20 = 1{,}177 \text{ m}.$$

Das Moment im Scheitel durch die Zusatzkraft beträgt:

$$M = 35{,}297 \cdot 1{,}177 = + 41{,}545 \text{ mt}.$$

Der Durchgangspunkt der Stützlinie bei Grundbelastung ist somit um $\eta = \frac{41{,}545}{97{,}353} = 0{,}427$ m über die Scheitelmitte verschoben, anstatt daß er, wie vorausgesetzt wurde, in der Scheitelmitte liegt. Schon hieraus ergibt sich, daß recht ungünstige Spannungen in dem Gewölbe auftreten müssen; sie sollen nachstehend zunächst für volles Eigengewicht berechnet werden.

Da die Gewölbemittellinie als Stützlinie für Eigenlast + halber Verkehrslast ausgebildet wurde, ist erst der Einfluß bei Wegnahme von $\frac{1}{2}$ p = 1,01 t/m² (für preuß. Lastenzug B) zu ermitteln.

a) Scheitelfuge.

Inhalte der Einflußflächen (siehe Abb. 1).

a) Scheitelmoment $+ 0{,}0029\, l^2 = 0{,}0029 \cdot 33{,}2^2 = + 3{,}196\ m^2$;

b) Horizontalschub $= + 0{,}1315 \frac{l^2}{f} = 0{,}1315 \cdot \frac{33{,}2^2}{5{,}20}$

$= + 27{,}874\ m^2$;

mithin

$$M_{p/2} = - 1{,}01 \cdot 3{,}196 = - 3{,}228\ mt;$$

$$N_{p/2} = - 1{,}01 \cdot 27{,}874 = - 28{,}153\ t;$$

Die endgültigen Werte für Scheitelmoment und Schub sind:

$$M_s = + 41{,}545 - 3{,}228 = + 38{,}317\ mt;$$

$$N_s = + 97{,}353 - 28{,}153 = + 69{,}20\ t;$$

nach „Mörsch" ist

$$\frac{M}{N\,d} = \frac{38{,}317}{69{,}20 \cdot 0{,}68} = 0{,}814$$

$$\mu = \frac{f_e}{b\,d} = \frac{34{,}37}{100 \cdot 68} = 0{,}005 = 0{,}5\,\%$$

$$x = 0{,}407 \cdot 68 = 27{,}68\ cm;$$

$$\sigma_b = \frac{69\,200}{\frac{100 \cdot 27{,}68}{2} + \frac{15 \cdot 34{,}37}{27{,}68}\,(27{,}68 \cdot 2 - 68)} = 60{,}25\ kg/cm^2$$

$$\sigma_e = 60{,}25 \cdot 15 \cdot \frac{0{,}92 \cdot 68 - 27{,}68}{27{,}68} = 1139\ kg/cm^2$$

$$\sigma_e' = 60{,}25 \cdot 15 \cdot \frac{27{,}68 - 0{,}08 \cdot 68}{27{,}68} = 726\ kg/cm^2.$$

Diese nicht unwesentlichen Spannungen sind also gleich von vornherein im Gewölbe vorhanden; zu ihnen treten noch die Spannungen aus der Verkehrslast und Temperaturspannungen für $\pm$ 10°.

Das größte positive Verkehrslastmoment und die zugehörige Normalkraft sind auf Grund von Einflußlinien errechnet worden.

Es liegen zwei Gleise auf der Brücke, Brückenbreite = 8,6 m, Achsdrücke = 20 t;

$$P = \frac{20 \cdot 2}{8{,}6} = 4{,}66\ t/m\ Breite$$

$$+ M_s = 4{,}66 \cdot 33{,}20 \cdot [0{,}0492 + 2\,(0{,}03 + 0{,}0144)] = + 21{,}35\ mt;$$

$$+ H_s = 4{,}66 \cdot [1{,}634 + 2\,(1{,}6 + 1{,}52)] = 36{,}693\ t;$$

Temperaturkraft für $\pm$ 10°:

$$H_t = 0{,}4385 \cdot 10 = + 4{,}385\ t;$$

$$M_t = + 4{,}385 \cdot 1{,}177 = \pm 5{,}161\ mt;$$

Die größten Spannungen im Scheitel treten nun für die Summe der positiven Momente auf.

Moment durch Eigenlast	+ 38,317 mt
Moment durch Verkehrslast	+ 21,350 mt
Moment durch Abkühlung von − 10°	+ 5,161 mt
	$\sum M = 64{,}828$ mt.

Zugehörige Normalkraft

durch Eigenlast	+ 69,200 t
durch Verkehrslast	+ 36,693 t
	105,893 t
durch Abkühlung − 10° −	4,385 t
	N = 101,508 t

$$\frac{M}{N\,d} = \frac{64{,}828}{101{,}508 \cdot 0{,}68} = 0{,}939,\quad \mu = 0{,}5\,\%$$

$$x = 0{,}387 \cdot 68 = 26{,}32\ cm;$$

$$\sigma_b = \frac{101.508}{\frac{100 \cdot 26{,}32}{2} + \frac{15 \cdot 34{,}37}{26{,}32} - (26{,}32 \cdot 2 - 68)} = 100\ kg/cm^2;$$

$$\sigma_e = \frac{100 \cdot 15 \cdot 0{,}92 \cdot 68 - 26{,}32}{26{,}32} = 2065\ kg/cm^2;$$

$$\sigma_e' = \frac{100 \cdot 15 \cdot 26{,}32 - 0{,}08 \cdot 68}{26{,}32} = 1190\ kg/cm^2.$$

Die Betonzugspannung beträgt:

$$f = 100 \cdot 68 = 6800\ cm^2$$

$$n = f_e = 15 \cdot 34{,}37 \cdot 2 = 1030\ cm^2$$

$$7830\ cm^2$$

$$J = \frac{100 \cdot 68^3}{12} = 2\,620\,000\ cm^4$$

$$+ 1030 \cdot 29^2 = 866\,200\ cm^4$$

$$3\,486\,200\ cm^4$$

$$W = \frac{3\,486\,200}{34} = 102\,520\ cm^3$$

$$\sigma_{bz} = \frac{101\,508}{7830} - \frac{6\,482\,800}{102\,520} = 13 - 63{,}2 = - 50{,}2\ kg/cm^2$$

b) Kämpferfuge.

Hierzu die Einflußlinien (Abb. 2).

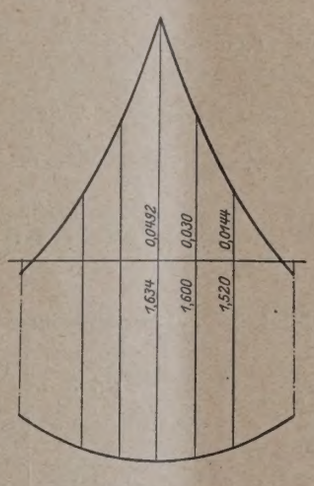


Abb. 1.

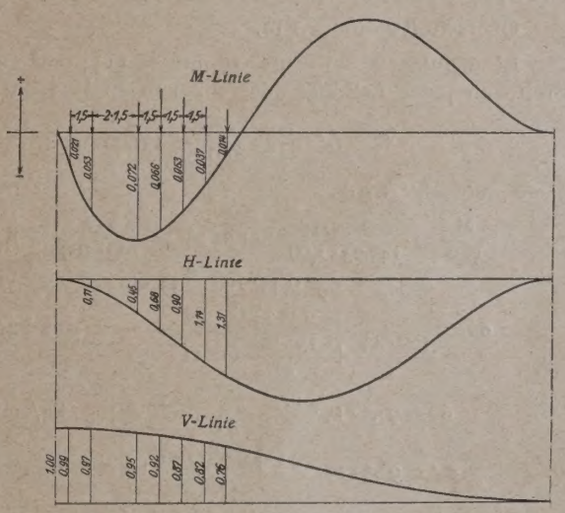


Abb. 2.

Inhalt der Einflußflächen:

a) für Moment:

$f = (0{,}0270 - 0{,}01675) \cdot 33{,}20^2 = + 11{,}298\ m^2$;

b) für Horizontalschub:

$f = + 27{,}874\ m^2$;

c) für Vertikalkraft:

$$f = \frac{l}{2} = \frac{33{,}20}{2} = + 16{,}60\ m^2;$$

$$- M_{p/2} = - 11{,}298 \cdot 1{,}01 = - 11{,}41\ mt;$$

$$- N_{p/2} \begin{cases} = 27{,}874 \cdot 1{,}01 \cdot 0{,}758 = - 21{,}340\ t \\ + 16{,}60 \cdot 1{,}01 \cdot 0{,}652 = - 1{,}080\ t; \end{cases}$$

$$- N_{p/2} = - 32{,}420\ t$$

Für den Einfluß der Verkehrslast findet man auf Grund der Einflußlinien:

$$-M_p = 4{,}66 \cdot 33{,}2 \cdot 0{,}316 = -48{,}89 \text{ mt}$$
$$-M_{p/2} = -11{,}41 \text{ „}$$
$$-M_{p\,min} = -60{,}30 \text{ mt}$$
$$H_p = 4{,}66 \cdot 4{,}56 = 21{,}25 \text{ t};$$
$$V_p = 4{,}66 \cdot 6{,}28 = 29{,}27 \text{ t};$$
$$N_p = 21{,}25 \cdot 0{,}758 + 29{,}27 \cdot 0{,}652 = 35{,}19 \text{ t};$$

Normalkraft bei Grundbelastungszustand:

$$V_k = 0{,}926\,25 \cdot 3{,}58 \cdot 33{,}20 = 110{,}05 \text{ t};$$
$$N_k = \sqrt{110{,}05^2 + 132{,}65^2} = 172{,}40 \text{ t};$$
$$-N_{p/2} = -32{,}27 \text{ t}$$
$$N_{k_g} = 140{,}13 \text{ t}$$

Einfluß der Ausrüstungsspannungen:

$$y = 5{,}20 - 1{,}177 = 4{,}023 \text{ m}$$
$$H_{max} = -35{,}297 \text{ t}; \quad N = -35{,}297 \cdot 0{,}758 = -26{,}65 \text{ t};$$
$$M = -35{,}297 \cdot 4{,}023 = \sim -142{,}00 \text{ mt};$$

Einfluß einer Abkühlung von 10°:

$$M_t = -4{,}285 \cdot 4{,}023 = -17{,}64 \text{ mt};$$
$$N_t = -4{,}385 \cdot 0{,}758 = -3{,}44 \text{ t};$$

Aus Zusammenfassung der einzelnen Einflüsse ergibt sich:

$$-M_{max} = -60{,}30 - 142{,}00 - 17{,}64 = -219{,}94 \text{ mt};$$
$$N_{max} = 140{,}13 - 26{,}65 - 3{,}44 = +110{,}04 \text{ t}$$
$$+35{,}19 \text{ t}$$
$$145{,}23 \text{ t};$$

Spannungsnachweis für die Kämpferfuge:

Querschnitthöhe = 1 m,

Eiseneinlagen = 100 Ø 38 mm = 1134 cm² auf 8,60 m Breite an jeder Leibung oder für 1 m Breite:

$$f_e = f_e' = = \frac{1134}{8{,}60} = 132{,}00 \text{ cm}^2;$$

nach „Mörsch" wird

$$\frac{M}{N\,d} = \frac{219{,}94}{145{,}23 \cdot 1{,}00} = 1{,}51; \quad \mu = \frac{132}{100 \cdot 100} = 1{,}32\,\%$$
$$x = 0{,}43 \cdot 100 = 43 \text{ cm};$$
$$\sigma_b = \frac{145\,230}{\frac{100 \cdot 43}{2} + \frac{15 \cdot 132}{43}(2 \cdot 43 - 100)} = 96{,}5 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e = 96{,}5 \cdot 15 \cdot \frac{0{,}92 \cdot 100 - 43}{43} = 1650 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e' = 96{,}5 \cdot 15 \cdot \frac{43 - 0{,}08 \cdot 100}{43} = 1178 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Betonzugspannung berechnet sich:

$$f = 100 \cdot 100 = 10\,000 \text{ cm}^2;$$
$$n f_e = 15 \cdot 132 \cdot 2 = 3\,960 \text{ cm}^2$$
$$13\,960 \text{ cm}^2;$$
$$J = \frac{100 \cdot 100^3}{12} = 8\,333\,000 \text{ cm}^4;$$
$$+3960 \cdot 45^2 = 8\,019\,000 \text{ cm}^4$$
$$16\,352\,000 \text{ cm}^4$$
$$W = \frac{16\,352\,000}{50} = 327\,040 \text{ cm}^3;$$
$$\sigma_{bz} = \frac{145\,230}{13\,960} - \frac{21\,994\,000}{327\,040} = 10{,}4 - 67{,}4 = -57 \text{ kg/cm}^2$$

Nachstehend sollen auch noch die Spannungen nachgewiesen werden, die bei der üblichen Berechnungsweise (Vernachlässigung der Ausrüstungsspannungen, Schwindspannungen nur zum Teil mit − 15° berücksichtigt) entstehen:

a) Scheitelfuge:

Temperatureinflüsse: Abkühlung von − 10° plus − 15° für Schwinden = − 25°.

$$H_t = 0{,}4385 \cdot 25 = -10{,}96 \text{ t};$$
$$M_t = -10{,}96 \cdot (-1{,}177) = +12{,}90 \text{ mt};$$
$$M_{max} = M_p + M_t = 21{,}35 - 3{,}228 + 12{,}90 = +31{,}02 \text{ mt};$$
$$N_{max} = N_0 - N_{p/2} + H_p + H_t$$
$$N_{max} = 132{,}65 - 28{,}153 - 10{,}96 = 93{,}54 \text{ t};$$
$$\frac{M}{N\,d} = \frac{31{,}02}{93{,}54 \cdot 0{,}68} = 0{,}49; \quad \mu = 0{,}5\,\%$$
$$x = 0{,}533 \cdot 68 = 36{,}2 \text{ cm};$$
$$\sigma_b = \frac{93\,540}{\frac{100 \cdot 36{,}2}{2} + \frac{15 \cdot 34{,}37}{36{,}2}(2 \cdot 36{,}2 - 68)} = 49{,}80 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e = 49{,}8 \cdot 15 \cdot \frac{0{,}9268 - 36{,}2}{36{,}2} = 545 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e' = 49{,}8 \cdot 15 \cdot \frac{36{,}2 - 0{,}08 \cdot 68}{36{,}2} = 635 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_{bz} = \frac{93\,540}{7830} - \frac{3\,102\,000}{102\,540} = 11{,}95 - 30{,}45 = -18{,}50 \text{ kg/cm}^2$$

b) Kämpferfuge:

$$M_t = -10{,}96 \cdot 4{,}023 = -44{,}15 \text{ mt};$$
$$N_t = -10{,}96 \cdot 0{,}758 = -8{,}31 \text{ t};$$
$$-M_{max} = M_p + M_t = -60{,}30 - 44{,}15 = 104{,}45 \text{ mt};$$
$$N_{max} = N_k + N_p + N_t = 140{,}13 + 35{,}19 - 8{,}31 = 167{,}01 \text{ t};$$
$$\frac{M}{N\,d} = \frac{104{,}45}{167{,}01 \cdot 1{,}00} = 0{,}626; \quad \mu = 1{,}32\,\%$$
$$x = 0{,}57 \cdot 100 = 57 \text{ cm};$$
$$\sigma_b = \frac{167\,010}{\frac{100 \cdot 57}{2} + \frac{15 \cdot 132}{57}(2 \cdot 57 - 100)} = 50{,}00 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_e = 50{,}15 \cdot \frac{0{,}92 \cdot 100}{57} - 57 = 460 \text{ kg/cm}^2$$
$$\sigma_e' = 50{,}15 \cdot \frac{57 - 0{,}08 \cdot 100}{57} = 645 \text{ kg/cm}^2;$$
$$\sigma_{bz} = \frac{167\,010}{13\,960} - \frac{10\,445\,000}{327\,040} = 11{,}95 - 32 = -20{,}05 \text{ kg/cm}^2;$$

Zusammenfassung der Spannungen:

Fuge	mit Rücksicht auf die Ausrüstungsspannungen				ohne Rücksicht auf die Ausrüstungsspannungen			
	σ_b	σ_{bz}	σ_{ez}	σ_{ed}	σ_b	σ_{bz}	σ_{ez}	σ_{ed}
Scheitel . .	100	50,2	2065	1190	49,80	18,5	545	635
Kämpfer .	96,5	57	1650	1178	50	20,05	460	645

Aus vorstehender Gegenüberstellung der Spannungen ersieht man, daß im Beton etwa doppelt so hohe Spannungen unter Berücksichtigung der mehrfach erwähnten Einflüsse sich ergeben, als wenn nach den amtlichen Bestimmungen gerechnet wird. Nimmt man für den Gewölbebeton im Durchschnitt 280 kg/cm² Druckfestigkeit an, so ist die zugrundegelegte Sicherheit (nach den amtlichen Bestimmungen berechnet) = 280 : 50 = etwa 5,6fach. Durch den Einfluß der Ausrüstungsspannungen sinkt jedoch die Sicherheit auf $\frac{280}{100} = 2{,}8$, also auf die Hälfte. Die Eiseneinlagen werden über die Proportionalitätsgrenze beansprucht und erleiden dauernde Formänderungen.

Die ermittelten Spannungen sind außerordentlich ungünstig, trotzdem müssen die Voraussetzungen als zulässig

anerkannt werden, da bei den Gewölbeexpandierungen noch erheblich höhere Werte als 26,7 mm für die gesamten Vergrößerungen der Spannweite in der Scheitellücke gemessen wurden.

Die Spannungsermittlungen zeigen, daß die Gewölbe, die nach dem üblichen Verfahren durch Absenken des Lehrgerüstes ausgerüstet werden, nur noch eine geringe Sicherheit aufweisen, wenn nicht die gesamten Ausrüstungsspannungen einschließlich Ausweichen der Widerlager weitgehend berücksichtigt werden. Besonders groß ist die Gefahr der Rissebildung bei Gewölben kleiner und mittlerer Spannweiten aus Stampfbeton bei geringem Pfeilverhältnis. Erst bei Stampfbetonbrücken von großen Spannweiten und beträchtlicher Pfeilhöhe, wobei die Eigengewichtsspannungen gegenüber den Ausrüstungsspannungen überwiegen, sollte reiner Stampfbeton ohne Bewehrung angewandt werden. Flache Gewölbe mittlerer und großer Spannweiten sollten unbedingt mit Hilfe des Gewölbeexpansionsverfahrens ausgerüstet werden, wodurch vor dem Gewölbeschluß eine Kompression des Baugrundes ermöglicht, also das Ausweichen der Widerlager ausgeschaltet wird. Gibt man sodann dem Beton ausreichend Zeit zum Erhärten, so wird auch der überwiegende Teil des Schwindens, außerdem die elastische Bogenverkürzung unschädlich gemacht.

Auch die Einflüsse des Unterschiedes der Ausrüstungstemperatur gegenüber der mittleren Jahrestemperatur lassen sich ohne Mühe ausschalten dadurch, daß man entsprechend der Verschiebung der Stützlinie bei höherer Temperatur als Jahresmittel die Pressen unter der Mittellinie der Scheitelfuge einbaut, in der kalten Jahreszeit dagegen die Pressen aus der Fugenmitte nach oben verschiebt, und zwar in dem Maße, daß das Temperaturmoment durch die Exzentrizität der Pressen ausgeglichen wird.

Andererseits ist es aber auch unbedenklich bei Gewölben, die mit dem Expansionsverfahren ausgerüstet werden, wesentlich höhere Spannungen zuzulassen, da nach dem Vorhergehenden alle mehr oder weniger unberechenbaren Einflüsse mit Ausnahme des Schwindens im höheren Alter ausgeschlossen werden. Letztere Erscheinung ist aber mit Rücksicht auf die ständig zunehmende Festigkeit des Betons von geringer Bedeutung.

5. Eingelenkbogen.

Auch bei dem neuerdings empfohlenen Eingelenkbogen — mit Scheitelgelenk — lassen sich die schädlichen Einflüsse eines Ausweichens der Widerlager, des Schwindens und des Unterschiedes der Ausrüstungstemperatur gegenüber dem Jahresmittel nicht beseitigen. Durch das Scheitelgelenk wird lediglich die Stützlinie im Scheitel festgelegt, außerdem werden die Temperaturspannungen um etwa 40 % kleiner. Dagegen werden an den Kämpfern die Ausschläge der Stützlinie nicht vermindert.

Auch beim Eingelenkbogen ist die Expandierung durch Einbau der Pressen unmittelbar hinter den Gelenkquadern oder Gelenkstühlen möglich. Da jedoch nach der mitgeteilten Berechnung für Bauwerk 20 sich die Temperaturspannungen gegenüber den Ausrüstungsspannungen als wesentlich geringer ergeben, so ist es fraglich, ob bei der vermehrten Sicherheit, die man durch Anwendung des Expansionsverfahrens erzielt, sich noch der Aufwand für die Gelenke bei deren bekannten Nachteilen lohnt. Jedenfalls ist die Erhöhung der Sicherheit durch Einbau eines Scheitelgelenks allein verschwindend gegenüber der bei Anwendung des Expansionsverfahrens.

Nachschrift:

Bei der am 23. Februar 1926 vorgenommenen Expandierung der Verlängerung der Waldstraßenunterführung in Offenbach a. M. wurde eine Spannweitenvergrößerung infolge Ausweichens der Widerlager um 3 mm festgestellt. Das Schwindmaß berechnet sich für den im Mittel 70 Tage alten Eisenbeton Mischung 1 : 4 zu 0,22 mm/m.

DRUCKROHRE AUS EISENBETON, AUSFÜHRUNG UND VERSUCHE.

Von Professor Dr.-Ing. R. Saliger, Wien.

Beim Ausbau mehrerer kleiner Wasserkräfte im Steinfeld, einer südlich von Wien bis zum Fuß des Semmerings sich erstreckenden schwach geneigten Ebene, ergab sich die Notwendigkeit langer Druckrohrleitungen, deren Ausführung nach reiflicher Überlegung in Eisenbeton beschlossen wurde.

Das von der Stadtgemeinde Wiener Neustadt erbaute Kraftwerk Föhrenwald erforderte ein 1720 m langes Druckrohr von 2,30 m Lichtweite, das bei dem vom Einlauf bis zur Turbine auf rd 2 at ansteigenden Druck in Wanddicken von 16 bis 22 cm geplant wurde (Abb. 1). Das Rohr liegt in der Erde und ist auf seine ganze Länge 1 m überschüttet. Wanddicke und Ringbewehrung sind für die verschiedenen Belastungen, wie Erddruck, Wasserfüllung ohne Scheiteldruck und Volldruck, und für verschiedene Lagerungen berechnet.

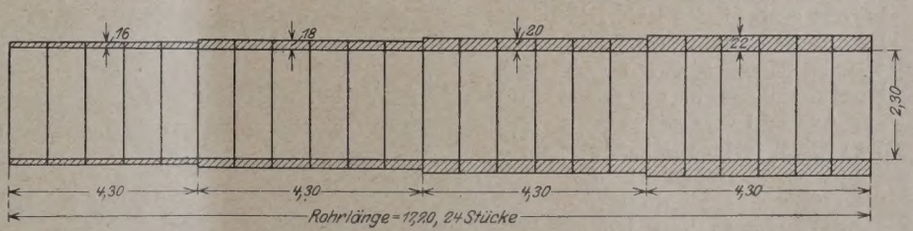


Abb. 1. Druckrohr fürs Kraftwerk Föhrenwald.

Im Anschluß an diese Untersuchungen war die Frage zu klären, ob und welche Dehnmöglichkeiten in der Rohrleitung zu schaffen seien. Aus dem auf Wunsch der Stadtverwaltung von mir erstatteten Gutachten sei folgendes mitgeteilt.

Die gestellte Frage steht im Zusammenhang mit der Bauart des Rohrs und mit der Ausführung des Rohrstranges. Die wichtigste hier in Betracht kommende Eigenschaft des Betons ist seine Schwindung. Kann sich die Verkürzung nicht ungestört vollziehen, so entstehen Zugkräfte. Überschreiten diese die Zugfestigkeit des Betons, so zerreißt er an den widerstandschwächsten Stellen. Es entstehen Risse oder wilde Fugen. Brücken und Hochbauten werden aus diesem Grund durch Dehnfugen in kurze Teile zerlegt, in denen die aus der Schwindung entstehenden Längskräfte nur bescheidene Größe annehmen. Die Dehnfugen dienen auch zum Ausgleich der von der Wärme herrührenden Längenänderungen des Bauwerks.

Trotz dieser Maßnahmen gelingt es wegen der geringen Zugfestigkeit des Betons fast niemals, vollkommen rißfreie Bauwerke aus Eisenbeton zu erzielen. Diese Risse sind aber bei jeder guten Ausführung so fein, daß sie die dauernde Bestandsicherheit nicht schädigen.

Wesentlich ist, daß die Risse ganz fein bleiben; dies wird durch über den ganzen Querschnitt verteilte Eiseneinlagen erreicht, wodurch die Entstehung einzelner weniger, aber grober Risse vermieden und die Rißbildung auf die ganze Bauwerklänge verteilt und unschädlich wird.

Diese Überlegung ist mit der Tatsache zu verbinden, daß die Schwindung in den ersten Monaten der Erhärtung am größten ist und später nur noch verhältnismäßig wenig zunimmt. Den ersten größern Teil der Schwindung aus dem Rohrstrang auszuschalten, erscheint daher von erheblichem Vorteil, der in folgender Weise nutzbar gemacht wird.

Der ganze Rohrstrang von 1720 m Länge ist in 24 Teilstücke von je rd 72 m Länge zu zerlegen (Abb. 1) und in der aus der Abb. 2 ersichtlichen Weise längs zu bewehren. Die Be-

tonierung jedes Rohrstückes von 72 m Länge hat in der Mitte zu beginnen, um in einem Zug nach beiden Seiten fortgesetzt zu werden. Ein Rohrstück kann daher in drei Arbeitsschichten hergestellt werden. Nach den Arbeitspausen ist der Beton des Vortages aufzurauhen und mit Zementmilch zu bestreichen, damit das ganze Rohrstück einheitlich wird. Auf dem fertigen

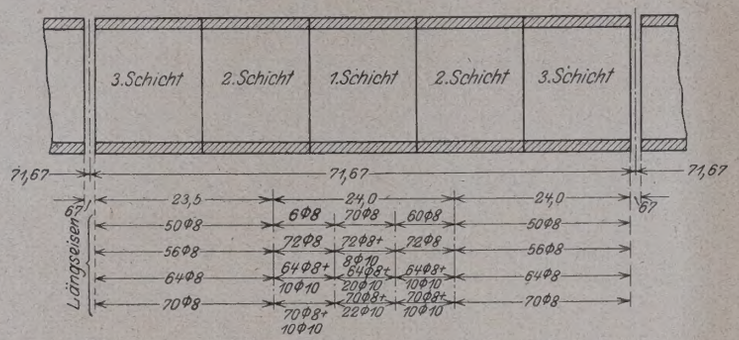


Abb. 2. Längsbewehrung eines Teilstücks.

wendige Längsbewehrung. Da die Zugkräfte von der Mitte des Rohrstückes gegen die Enden abnehmen, ist auch die

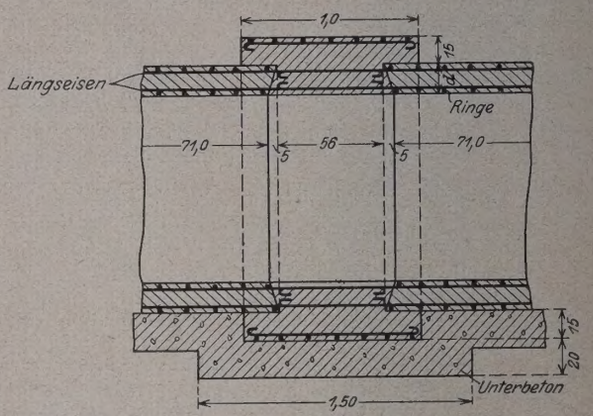


Abb. 3. Schlußring zwischen zwei Teilstücken des Rohrstrangs.

Rohrstück ist, sobald die Erhärtung des Betons es zuläßt, eine Erdschicht von etwa 10 cm Dicke aufzubringen, die wiederholt

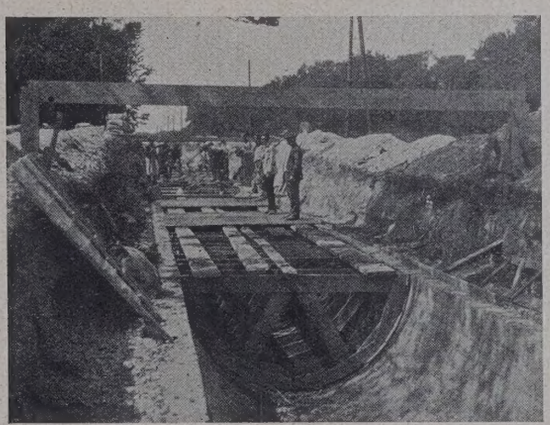


Abb. 4. Unterbeton des Rohrstrangs.

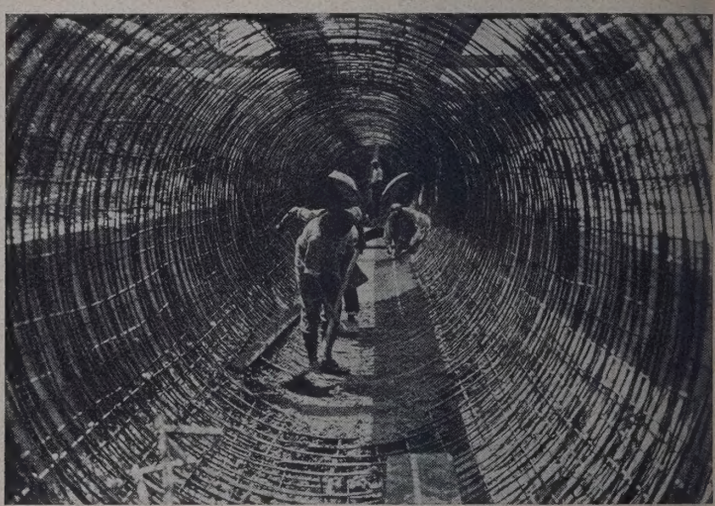


Abb. 5. Bewehrung des Druckrohrs.

kräftig zu begießen ist. Die Betonmischung wurde mit 350 kg Zement auf 1 m^3 Sandkiesmenge in sorgfältiger Auswahl vorgeschrieben. Von einer fettern Mischung wurde mit Rücksicht auf die größere Schwindung abgeraten, ebenso von jedem das unbedingt Notwendige überschreitenden Wasserzusatz. Die Reihenfolge der Betonierung der Teilstücke ist beliebig.

Auf die Wiedergabe der Einzelheiten der Längsbewehrung jedes Rohrstückes und ihrer Berechnung wird hier nicht weiter eingegangen. Es sei nur erwähnt, daß die aus der Schwindung und der Reibung am Unterbeton entstehenden Längskräfte aufzunehmen waren einerseits durch die Zugfestigkeit des Betons (zulässige Beanspruchung 10 kg/cm^2), anderseits durch die Längseisen allein (zulässige Spannung bis nahe zur Streckgrenze 2400 kg/cm^2). Hieraus ergab sich die mögliche Länge der Rohrstücke (rd 72 m) und die not-

Abb. 6. Ausgeführte Teilstücke mit offenen Dehnfugen.

Bewehrung in der Mitte kräftiger geplant worden; sie ergab sich mit 37 bis 52 cm^2 je nach der Dicke der Rohrwand. Als Mindestbewehrung wurden 0,2 % des Querschnitts vorgeschrieben.

Zwischen den 72 m langen Rohrstücken wurden Lücken von etwa 60 cm Länge zugelassen, in die die benachbarten Längsbewehrungen hineinragten und endeten. Die Rohrstücke sind also ganz unabhängig von einander; sie lagern auf dem durchgehenden Betonbett auf. Dieses ist an den Lücken verdickt.

Nach der Betonierung sämtlicher 24 Rohrstücke, frühestens aber 6 Wochen nach ihrer Herstellung, erfolgte die Ausführung der Schlußteile gemäß der Abb. 3. Die Schlußteile sind wie das Rohr ringbewehrt und längsbewehrt. Für die geplanten Schlußstücke war besondere Sorgfalt am Platz.

Die volle 1 m Überschüttung der Rohrstücke sollte unmittelbar nach Einfügung der Schlußteile, die Überdeckung der Schlußteile sobald als möglich erfolgen.

Durch diesen Arbeitsvorgang war beabsichtigt, daß in den Rohrstrang nur mehr die Schwindspannungen gelangen, die aus der dem Einfügen der Schlußteile folgenden Schwindung entstehen; diese bewegen sich in bescheidenen Grenzen.

Die Füllung des Rohrstrangs mit Wasser sollte drei bis vier Wochen nach Fertigstellung der Schlußteile erfolgen und damit die Rißgefahr überwunden sein. Denn nunmehr begann

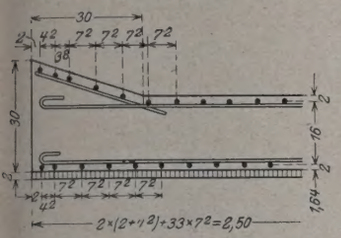


Abb. 7. Längenschnitt der Versuchsrohre I und III.

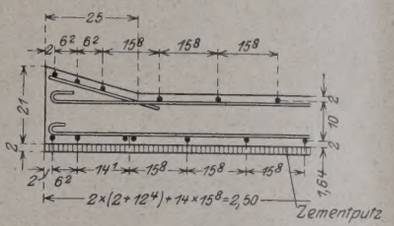


Abb. 8. Längenschnitt des Versuchsrohrs II.

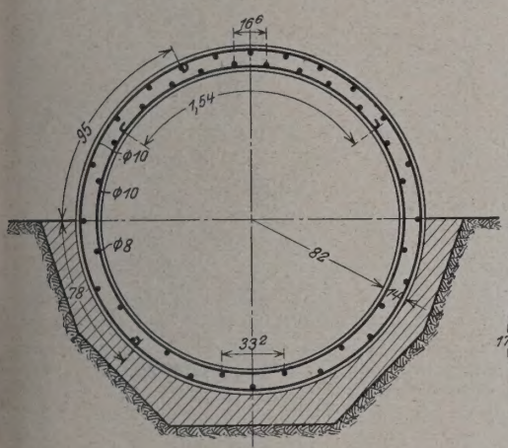


Abb. 9. Querschnitt der Versuchsrohre.

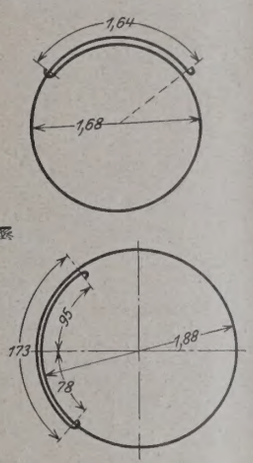


Abb. 10. Ringbewehrung der Versuchsrohre.

der Beton durch Wasseraufnahme zu quellen, und es stellte sich ein spannungsschwacher Zustand ein, der keine Neigung zur Rißbildung erwarten läßt.

Die aus den Wärmeänderungen entstehenden Längsspannungen sind von untergeordneter Bedeutung und werden von der Mindestbewehrung (0,2 %) aufgenommen, auch in den Schlußteilen.

Die Ausführung des Rohrstranges wurde nach diesen Vorschlägen von den Wiener Bauunternehmungen Ast & Cie. und A. Porr bewerkstelligt (Abb. 4—6). Die Betonierung erfolgte im Sommer und Herbst 1921, die Inbetriebsetzung des Kraftwerks im Jahr 1922. Die Herstellung des Rohrs ist vollständig gelungen.

Nach dem gleichen Arbeitsvorgang und denselben Grundsätzen für die Zerlegung des Rohrstrangs in einzelne Stücke mit Längsbewehrungen und mit durch Schlußteile zu schließenden Lücken ist das Druckrohr für das Kraftwerk Blumau im Herbst 1922 und Frühling 1923 hergestellt. Bauherrin war die Staatsverwaltung, die ausführenden Betonbaufirmen wie im Föhrenwald Ast & Cie. und A. Porr. Das Rohr hat eine Lichtweite von 1,60 m und 14 bis 24 cm Wandstärke. Die Gesamtlänge des Rohrstrangs beträgt 4,50 km, der Innendruck wächst vom Einlauf bis zur Turbine auf 28 m Wasserhöhe. Die Rohrstücke haben 91 m Länge und sind mit 0,29 bis 0,40% längsbewehrt.

Bei diesem Bau sind umfangreiche Versuche an Proberohren mit Innendruck bis zum Bruch ausgeführt worden.

Die Versuche wurden im Einvernehmen mit dem Berichterstatter vom mit der staatlichen Bauoberleitung betrauten Ministerialrat Dr.-Ing. K. Söllner eingeleitet und der Durchführungsplan gemeinsam mit Prof. Dr. Rinagl von der bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule aufgestellt. Die Versuchseinrichtungen wurden von der genannten Versuchsanstalt entworfen, welche auch die zum Abschluß der Rohre erforderlichen Kesselböden, die Feinmeßwerkzeuge und eine elektrisch antreibbare Doppelkolbenpreßpumpe unentgeltlich zur Verfügung stellte. Die Kosten für die Versuche wurden in der Hauptsache von der „Kraftwerke Blumau Gw. A." getragen; den Zement (10 000 kg) stellte die Perlmooser

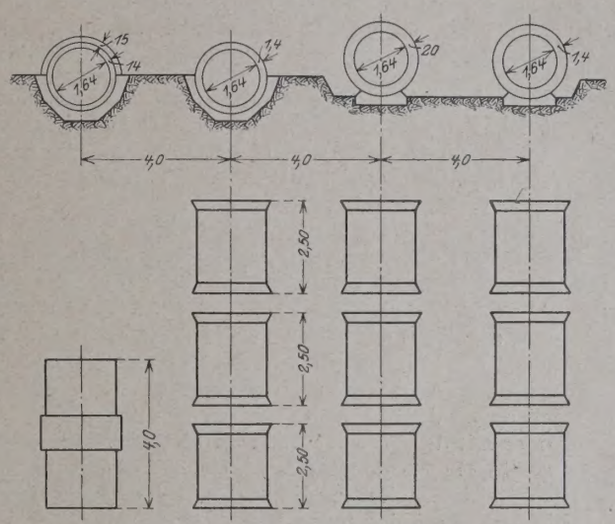


Abb. 11. Anordnung der Versuchsrohre.

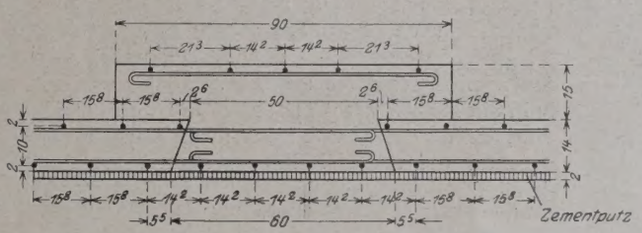


Abb. 12. Muffe des Versuchsrohrs IV.

Zementfabrik A. G. zur Verfügung, und die übrigen Kosten wurden durch Geldspenden seitens der Wasserkraftgesellschaften und von den Bauunternehmungen gedeckt.

Zur Prüfung gelangten 10 Rohre von je 1,64 m Innendurchmesser in vier Reihen. Die Rohre der Reihen I, III und IV besaßen Wandstärken von 14 cm mit Ringbewehrung von je 12,5 cm² auf 1 m Länge (Abstand der Ringe 15,8 cm, Gewicht der Ringbewehrung 58 kg für 1 m Rohrlänge, Abb. 7), die Rohre der Reihe II hatten 20 cm Wandstärke mit einer Ringbewehrung von je 27,4 cm² auf ein Meter Länge (Abstand der Ringe 7,2 cm, Gewicht der Ringbewehrung 131 kg für 1 m Rohrlänge, Abb. 8). Alle Ringe bestanden aus Rundeisen von 10 mm Stärke, die an der Innen- und Außenseite der Rohre gemäß Abb. 9 und 10 mit Übergriffen eingelegt wurden.

Die Längsbewehrung bestand aus 8 mm dicken Rundeisen, und zwar bei den Rohren der Reihe I aus 40, der Reihe II aus 76 Stück, gleichmäßig außen und innen verteilt, der Reihen III und IV aus je 40 Stück nach der in Abb. 9 dargestellten Verteilung.

Die Herstellung der Versuchsrohre erfolgte auf dem Werkplatz in der Nähe der ausgeführten Druckrohrleitung in der aus der Abb. 11 ersichtlichen Anordnung. Von den Reihen I, II und III gelangten je 3 Versuchsrohre von 2,5 m Länge, von der Reihe IV ein Doppelrohrstück, bestehend aus 2 mit einer Muffe gestoßenen Rohrstücken (Abb. 12) von zusammen 4 m Länge, zur Herstellung und Erprobung.

Der Zuschlagstoff war ein natürliches Sandkiesgemenge, das Mischverhältnis war 350 kg Zement auf 1 m³ fertig-

gestampften Beton. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß ein weiches Betongut entstand. Die Rohre wurden mit glatt geschliffenem Zementputz versehen, dessen Stärke etwa 2 cm war, so daß der Lichtdurchmesser der Rohre 1,6 m betrug. Das Rohr Ic war mit Inertol gestrichen. Die Lagerung der Proberohre ist aus den Abb. 9 und 11 ersichtlich.

Proberohr	Betonierung	Verputz	Erprobung
Reihe I	26. 6. bis 3. 7. 1923	8. bis 13. 7.	18. 10. bis 22. 11. 1923
„ II	„ „ „	12. „ 20. 7.	5. bis 15. 11. „
„ III	„ „ „	3. bis 6. 7.	25. 10. bis 1 11. „
„ IV	„ „ „	16. „ 23. 7	24. 10. 1924

Die Festigkeit des Betons an 20 Stück 6 Monate alten Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge wurde i. M. mit 210 kg/cm², die Biegedruckfestigkeit an bewehrten Probebalken mit 388 kg/cm² i. M. festgestellt. Die Streckgrenze der verwendeten Eisen lag bei 2550 kg/cm².

Zur Erprobung wurden die Versuchsrohre an beiden Enden mit Kesselböden abgeschlossen, die durch 9 starke Schraubenspindeln gegeneinander verspannt waren. Durch diese Anordnung ist erreicht, daß keine Beanspruchungen in der Längsrichtung des Rohrs auftreten. Die Abdichtung der Kesselböden gegen die Innenwände der Rohre erfolgte durch 15 mm starken Rundgummi. Das Druckwasser stand durch entsprechend angeordnete Ventile mit der Blumauer Trinkwasserleitung oder mit der Preßpumpe in Verbindung. Den jeweiligen Druck zeigte ein Manometer an, während die Formänderung der Rohre am Scheitel und an den beiden Kämpfern mit Bauschingerschen Spiegelmessern bestimmt wurde.

Infolge der Anordnung der Proberohre konnte die Überstellung der mehr als 1000 kg schweren Abschlußeinrichtungen (Kesselböden und Verbindungsstangen) in den meisten Fällen ohne Zerlegung durch bloße Verschiebung unter Zuhilfenahme eines Montageflaschenzuges erfolgen.

Sobald ein Rohrstück probebereit lag und bis zum Scheitel gefüllt war, wurde der Druck nach und nach gesteigert. Nach dem Erreichen etwa der halben Nutzlast wurde entlastet, wobei sich jedesmal erhebliche bleibende Dehnungen ergaben.

Zur Höchstbelastung reichte bei den schwächern Rohren der Druck der Wasserleitung in der Regel aus, während bei den starken die Pumpe herangezogen werden mußte. Die Steigerung des Drucks erfolgte derart langsam, daß eine Abpressung etwa eine Stunde in Anspruch nahm. Einzelne Versuche mußten wiederholt werden, weil bei den höhern Drücken die Dichtung zuweilen versagte.

Bei steigendem Innendruck entstanden in allen Rohren Längsrisse, meist über die ganze Rohrlänge; gewöhnlich traten sie im Kämpfer auf, aber auch im Scheitel und in den Rohrvierteln; manchmal bildeten sich 2 und auch 3 knapp nebeneinander. Feuchte Stellen zeigten sich in der Regel zwischen 3 bis 3,5 at; beim mit Inertol gestrichenen Rohr wurden sie bei 3,7 at beobachtet. Das Muffenrohr (Reihe IV) zeigte bei 4,6 at einen feinen Sprung nächst der Muffe ohne nennenswerten Wasseraustritt.

Formänderungen in $^1/_{1000}$ mm.

Rohr	Druck in at	Hebung des Scheitels		Ausweichen der Kämpfer	
		Einzelwerte	Mittel	Einzelwerte	Mittel
I	1,5	6 bis 9	7	14 bis 17	16
	2,0	12 „ 19	16	35 „ 43	38
	2 5	19 „ 31	26	50 „ 69	61
	3,0	28 „ 40	36	72 „ 94	86
	3,5	36 „ 51	47	105 „ 142	130
II	2,0	11 bis 14	12	23 bis 25	24
	3,0	25 „ 31	28	48 „ 50	49
	4,0	40 „ 52	46	75 „ 83	79
	5,0	70 „ 76	73	114 „ 116	115
	6,0			149 „ 163	156

Die bei den Rohren I (Wanddicke 14 cm) unter einem Innendruck von $p = 3$ at gemessene Ausweichung betrug im Mittel $\Delta d = 0{,}086$ mm bei einem mittlern Rohrdurchmesser von $d = 1780$ mm. Mit $n = 10$ ergibt sich hierbei eine mittlere Zugspannung von $\sigma = \frac{80 \cdot 3 \cdot 100}{14 \cdot 100 + 10 \cdot 12{,}5} = 15{,}7$ kg/cm².

Unter der Voraussetzung, daß der Sattel die Dehnung des Rohrs nicht gehemmt hat, muß das Dehnmaß des Betons betragen:

$$E = \frac{\sigma}{\frac{\Delta d}{d}} = \frac{15{,}7 \cdot 1780}{0{,}086} = 325\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Die bei den Rohren II (Wanddicke 20 cm) unter einem Innendruck von 3 at gemessene Ausweichung betrug im Mittel $\Delta d = 0{,}049$ mm. Die mittlere Zugspannung im Beton ist

$$\sigma = \frac{80 \cdot 3 \cdot 100}{20 \cdot 100 + 10 \cdot 27{,}4} = 10{,}5 \text{ kg/cm}^2,$$

$$E = \frac{10{,}5 \cdot 1780}{0{,}049} = 383\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei $p = 5$ at ist $\sigma = 17{,}5$ kg/cm² und

$$E = \frac{17{,}5 \cdot 1780}{0{,}115} = 270\,600 \text{ kg/cm}^2.$$

Mit der Bildung sichtbarer Risse spritzte das Druckwasser in kurzen Strahlen aus. Bei den starken Rohren, in welche die Druckpumpe nur wenig Wasser zuführt, sank der erreichte Höchstdruck sogleich auf etwa 6 at, während er bei den schwächern Rohren, für welche die Wasserleitung ausreichte, auch nach der Rißbildung noch etwas anstieg. Beim Zurückgehen auf den für die Rohre vorgesehenen Betriebsdruck ließ der Wiederaustritt bei allen Rohren sehr stark nach.

Die erreichten Höchstdrücke betrugen:

Rohre	at	Rohre	at	Rohre	at	Rohre	at
Ia	3,7	IIa	8,0	IIIa	3,6	IV	5.5
Ib	3,9	IIb	7,6	IIIb	4,0		
Ic	4,3	IIc	7,8				
i. Mittel aus a) und b)	3,8		7,8		3,8		

Hieraus ist folgendes zu erkennen: Die Anordnung der Längsbewehrung ist ohne Einfluß auf den Druckwiderstand der Rohre. Das Streichen mit Inertol erhöht die Wasserdichtheit und den Innendruckwiderstand der Rohre. Durch Muffen wird der Widerstand der Rohre nennenswert gesteigert, das heißt, die Muffen in der beim Bau gewählten Ausführung (Abb. 3) bilden Verstärkungen der Rohre.

Die Zugbeanspruchung der Ringbewehrung unter dem mittlern Höchstdruck von 3,8 at beträgt bei den Rohren I und III (14 cm dick) im Mittel 2500 kg/cm², bei den Rohren II (20 cm dick) 2350 kg/cm² bei Vernachlässigung des Betonzuges. Unter der Annahme, daß der Beton mitwirkt, beträgt die Zugspannung im Beton der Rohre I und III 23 kg/cm², im Beton der Rohre II 28 kg/cm². Hieraus ergibt sich, daß die Ausnützung der Festigkeit der Ringbewehrung höher wurde, wenn die Zugbeanspruchung des Betons kleiner war. Und weiter, daß die Widerstandsfähigkeit der Rohre gegen Innendruck erschöpft ist, wenn die Beanspruchung der Ringbewehrung in die Nähe der Streckgrenze steigt.

Die Sicherheit der Rohre ist durch das Verhältnis der Streckgrenze zu der unter dem Betriebsdruck zulässigen Beanspruchung der Eisen (rd 900 kg/cm²) und in gewissem Maße durch die Größe der auftretenden Betonzugspannung begrenzt. Bei der ausgeführten Druckrohrleitung ist die durch den Versuch festgestellte Sicherheit eine 2,7fache.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

29. Einsturz einer Eisenbetondecke.

In einer größeren Stadt wurde eine Fabrik in Eisenbeton neu gebaut, dazu gehörte ein großer Raum für Holzbearbeitung von 1500 m² Grundrißfläche. Letztere wurde durch rechteckige Eisenbetonsäulen in einzelne Felder geteilt; in der Westostrichtung standen die Säulen in Entfernungen von 8 m und senkrecht dazu in Entfernungen von 7,5 m. Über den Säulen lagen in der Westostrichtung kräftige Unterzüge in etwa 4,30 m Lichthöhe, zwischen diesen in Abständen von 2,67 m waren Querträger aus Eisenbeton eingelegt, die vorher fertiggestellt waren und vor dem Betonieren der Unterzüge hochgewunden und eingelegt wurden. Darüber war ein flaches Eisenbetondach mit mehreren langen Oberlichtkästen. Das Betonieren der Säulen fand zwischen dem 9. und 20. März während sehr ungünstiger Witterung statt, da von seiten des Bauherrn stark auf eine baldige Fertigstellung des Bauwerks gedrängt wurde. Am 9. März war 1° Kälte; es blieb Frost bis zu —3° am 19. März. Der Boden war also gefroren und taute während der wärmeren Stunden tagsüber nicht auf. Während des Betonierens am 20. März herrschte + 3° als niedrigste und + 16° als höchste Luftwärme; nach den Eisenbetonbestimmungen von 1916 durfte somit betoniert werden. Am 21. März war wiederum —1°, ebenso am 22. März, am 24. und 25. März waren —5°, so daß während der Abbindezeit der Beton unter der Kälte gelitten haben muß. Am 11. und 12. April wurden die Unterzüge an der in Betracht kommenden Stelle betoniert. Die seitliche Schalung der Säulen und der Unterzüge ist frühzeitig weggenommen worden. Der Vertreter des Bauherrn machte den Bauführer A darauf aufmerksam, daß die in den Plänen mit E bezeichnete Säule, die übrigens eine kräftige Aussparung zum Einlegen eines Regenrohres hatte und am 20. März hergestellt war, offenbar schlecht betoniert war. Das Gefüge war sehr grobkörnig und die Hohlräume zwischen den groben Kieselsteinen waren nicht mit Beton ausgefüllt; die beiden äußeren Rundeisen der Säule lagen ganz frei; die beiden inneren waren sichtbar; einzelne Kiessteine ließen sich mit der Hand losbröckeln. Der Bauleiter B wurde außerdem auf eine schadhafte Stelle am Kopfe einer anderen Säule aufmerksam gemacht. Zwei Tage später waren diese schlechten Stellen ausgebessert. Inzwischen war auch die Decke betoniert, und man hatte zur Beförderung der nötigen Baustoffe Gleise und Drehscheiben darauf gelegt, auf denen Kieswagen geschoben wurden. Mit der Ausschalung der Unterzüge wurde etwa am 23. April, also viel zu früh begonnen. Nach den Bestimmungen dürfen wohl die seitlichen Schalungen nach drei Tagen beseitigt werden, nicht aber die unteren tragenden Bohlen und ihre Unterstützungen. Hier nahm man aber auch die Stützen heraus und stellte dann neue Notstützen darunter, weil man eben auch die Balkenbodenschalung, offenbar behufs baldiger Wiederbenutzung, herausbringen wollte. Als der Baupolizeibeamte dies erfuhr, ließ er das Ausschalen einstellen. Trotzdem wurde weiter ausgeschalt, und als dies dem Baupolizeibeamten bekannt wurde, veranlaßte er wenigstens, daß das nachträgliche Einsetzen der Notstützen sachgemäße. vorgenommen wurde, als der Polier es bis dahin ausgeführt hatte r Nach Aussage des Poliers war am Nachmittage des Unfalltages der in Betracht kommende Unterzug vorschriftsmäßig neu gestützt.

Am 25. April nachmittags, als von vielen Arbeitern am Boden der Halle und auf dem Dache gearbeitet wurde, bemerkten mehrere Leute erst an einer Säule und gleich darauf auch an mehreren anderen, daß der Beton in etwa 50 cm Höhe losbröckelte, daß die Eisen sichtbar wurden und sich nach außen herausbogen. Ein Zimmerpolier versuchte noch im letzten Augenblick Notstützen zu setzen, als man bemerkte, daß auch schon die Decke in Bewegung kam. Auf einen lauten Warnungsruf stürzte alles ins Freie; nur zwei Arbeiter konnten sich nicht mehr rechtzeitig retten und wurden verletzt, davon einer so schwer, daß er kurz darauf gestorben ist. Im ganzen waren etwa 12 Säulen und rund 800 m² Decke eingestürzt; als erste war die oben genannte Säule E zusammengebrochen, obgleich sie schon 37 Tage alt war. Nach dem Einsturz hielt man es für ratsam, etwa 20 der stehen gebliebenen Säulen zu entfernen und durch neue zu ersetzen; die darüber befindliche Decke ist dabei nicht eingestürzt, da man nunmehr natürlich für eine ausreichende Unterstützung der tragenden Balken gesorgt hatte. Die nach dem Unfall durch die Behörden angestellten Erhebungen ergaben wie üblich kein ganz einheitliches Bild der Vorgänge. Der Kies sei humushaltig gewesen, der Zement nicht ganz einwandfrei, die Art der Ausschalung zu rücksichtslos usw. Ein sehr angesehener Fachkenner, der am 27. April die Unfallstelle besichtigte, hat wohl das Richtige getroffen, wenn er sagte: Die Säulen haben erfrorene Füße. Der gerichtliche Sachverständige erstattete ein längeres Gutachten, dem die obige Schilderung der Vorgänge vor dem Einsturz hauptsächlich entnommen ist, und kommt zu dem Schluß, daß der mangelhafte Ersatz der Balkenstützen den Einsturz zeitlich verursacht habe; daß der Kies zwar nicht ganz einwandfrei gewesen sei, aber doch Festigkeiten liefern mußte, die nicht zum Einsturz führen durften, und daß der Arbeitsvorgang beim Betonieren mangelhaft war. Die Säulen waren beim Zusammenbruch nicht in normaler Weise zersplittert, sondern in Kies- und Sandkörner zermalmt; der Beton war somit schlecht erhärtet. Aber auch dies hätte nicht zum Einsturz führen können, wenn nicht gleichzeitig die wechselnden Eigenschaften und die geringe Zuverlässigkeit des Zements und die ungünstigen Witterungsverhältnisse als Hauptursache des Einsturzes wirksam gewesen wären.

Angeklagt wurden der Bauführer A, der Bauleiter Ingenieur B, beide Vertreter der Unternehmerfirma, und der technische Vertreter des Bauherrn, Architekt C. Die Anklageschrift führt als Hauptursache die zu frühzeitige Ausschalung an, dadurch sei die besonders schlecht hergestellte Säule E zusammengebrochen und habe infolge Fehlens der Unterstützung der anschließenden Deckenträger den Einsturz der übrigen Teile nach sich gezogen. Bei der Gerichtsverhandlung sagte der bereits erwähnte Sachverständige aus, die Witterung sei ungünstig gewesen, trotzdem habe der Beton, auch nach Abrechnung der vielleicht allzu kalten Tage, Zeit zum Erhärten gehabt. Die Ausschalung der Säulen sei nicht zu frühzeitig erfolgt, wenn gleichzeitig die Decke durch Anbringen einer Stützung gesichert worden sei; dann hätte das Einstürzen einer Säule noch nicht den Zusammenbruch der Decke verursachen können, weil durch die Stützung noch genügend Halt dafür vorhanden gewesen wäre.

Das Gericht sprach die drei Angeklagten kostenlos frei.

Zur Begründung wurde angegeben, daß der Beton der Säule E zwar schlecht gewesen sei, doch sei gegen die Zuschlagstoffe und die Betonbereitung an sich nichts einzuwenden. Die Ausschalung sei zwar vor Genehmigung der Baupolizei begonnen, doch habe man die Sicherungsstützen dann nach Anordnung des Vertreters der Baupolizei eingesetzt. Beim Ausschalen selbst sei man bauwidrig verfahren. Der Unfall sei durch Zusammentreffen mehrerer Umstände, deren hauptsächlichste nicht aufzuklären seien, herbeigeführt. Der Amtsanwalt legte gegen das Erkenntnis des Schöffengerichts sogleich Berufung ein, die aber drei Jahre später vom Staatsanwalt zurückgezogen worden ist. L. — M.

Neuerungen im Soliditit-Betonstraßenbau.

Die Verwendung des Solidititbetons im Straßenbau hat im letzten Jahre weitere Fortschritte gemacht. Seine wesentlichen Vorteile: Rißfreiheit, Fugenlosigkeit und Rauhigkeit der Oberfläche haben mit wachsendem Erfolg das Vorurteil gegen die alten Betonstraßen verdrängt. Auf zahlreichen Besichtigungsreisen, insbesondere nach Belgien, wurde der eindeutige Nachweis geliefert, daß die Soliditit-Betonstraßen langjährigen stärksten Mischverkehr unbeschadet ihrer Haltbarkeit und Lebensdauer aufzunehmen vermögen, und daß der geringe Verschleiß nur mit bestem Granitpflaster verglichen werden kann.

Über das Wesen der Soliditit-Bauweise ist in dieser Zeitschrift wiederholt berichtet worden. Als wesentliche Neuerung ist zu vermerken, daß die Blocknähte, „Fugen", gegenwärtig in Entfernungen bis zu 25 m ausgeführt werden. Auf diese Weise war es auf der Venloer Straße in Düsseldorf, der Zufahrtsstraße zur Gesolei, möglich, Blöcke von 250,0 m² Größe ohne irgendwelche Trennungen herzu-

zustellen. Der Zustand dieser Straße ist ungeachtet der erheblichen Temperaturunterschiede bisher durchaus einwandfrei geblieben und läßt erwarten, daß größere Nahtentfernungen in Zukunft die Regel bilden werden. Durch fortgesetzte Verbesserung des Soliditit zementes ist es außerdem gelungen, die Zugfestigkeit desselben erheblich zu verbessern, so daß die Gefahr der Rißbildung immer geringer wird.

Diese Erfolge haben es mit sich gebracht, daß sich dem Verfahren weitere Gebiete erschlossen. Solidititbefestigungen auf Schlachtviehhöfen und in Krankenhausanlagen folgten jene auf Flugplätzen und in ausgedehnten Schuppenanlagen. Bei allen diesen Konstruktionen kam es auf die Erfüllung zahlreicher hygienischer und technischer Forderungen an, die mit Hilfe des vorliegenden Verfahrens einwandfrei bewältigt werden konnten. Zum großen Teil handelte es sich hierbei um Anlagen, bei denen die früheren Befestigungsarten sowohl in gesundheitlicher wie auch in wirtschaftlicher Beziehung wenig befriedigt hatten.

Vielfach wird von einzelnen Behörden auf das mit dem Stempel des Auslands versehene Soliditpatent verwiesen und die Befürchtung ausgesprochen, daß deshalb größere Beträge ins Ausland abgeführt werden müßten. Diese Auffassung widerspricht nicht nur den Tatsachen, sondern darüber hinaus ist das Verfahren von der Deutschen Soliditit-Centrale in Köln soweit verbessert und unseren deutschen Verhältnissen angepaßt worden, daß es heute als rein deutsches Verfahren, mit deutschem Material, von deutschen Maschinen verarbeitet, angesprochen werden muß.

Trennungspfeiler für die Wasserleitung von San Francisco.

Die künftige Hetch-Hetchy-Wasserleitung für San Francisco hat am Übergang der vier Dükerrohre von 1,05 m Weite unter der Meeresbucht in die zwei Brückenrohre von 1,90 m Weite einen Trennungspfeiler erhalten, der die wagerechten Kräfte aus diesen ver-

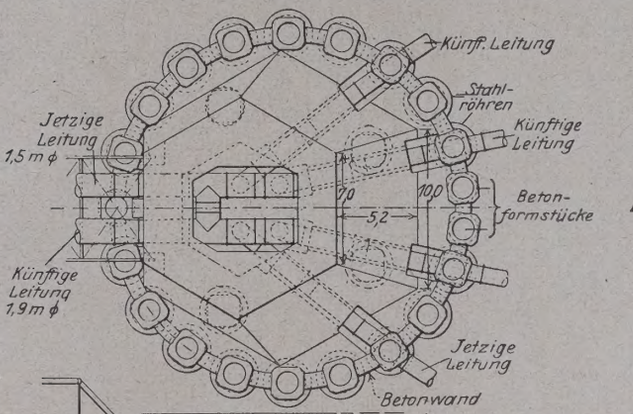


Abb. 1.

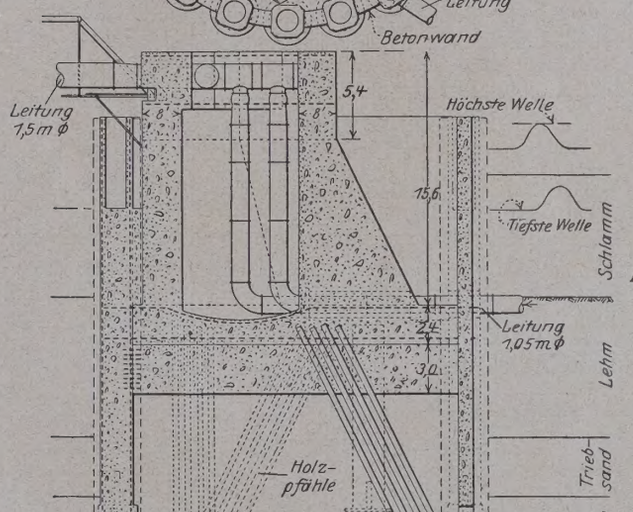


Abb. 2.

schiedenartigen Bauteilen bei allen Betriebsverhältnissen aufnehmen muß. Vorerst sind nur eine Zuleitung von 1,05 m und eine Ableitung von 1,5 m ausgeführt. Der Bau des Pfeilers begann mit dem Eintreiben von 526 Tragpfählen, davon 64 in der Neigung 1:2, bis rd 12 m unter die Pfeilerunterkante, um die spätere Umschließung nicht zu sprengen, mit 0,75 und 0,90 m Mittenabstand, dann folgte die Umschließung mit 21 Stahlrohren von 24 m Länge und 2,9 m Weite, auf einem Kreise von 22 m Dmr. gleichmäßig verteilt, mit Betonausfüllung und 0,9 m starken Verbindungswänden aus Beton zwischen eisernen Spundwänden, endlich der Aufbau des Betonpfeilers auf einer 3 m starken Betongrundplatte (Abb. 1 u. 2). Aus den Stahlröhren wurde der Schlamm-, Sand- und Lehmboden zum Teil mit Wasserspülung ausgepumpt, dann in den Grund jeder Röhre 9 Tragpfähle, nach einer Lehre verteilt, eingetrieben und darüber der Kern in Betonformen von 2 × 2 m Grundfläche und 13 cm Wandstärke ausbetoniert. Nach dem Erhärten des Betons wurden die Stahlröhren, mit Zurücklassung eines 1,65 m langen Fußringes, mittels eines Prahms von 100 t (je 900 kg) Auftrieb herausgezogen, wobei der Prahm durch einseitiges Tiefziehen und plötzliches Loslassen ruckweise arbeitete, trotzdem aber für manche Röhren bis zu vier Stunden brauchte. Zwischen diese Betonsäulen wurden stählerne Spundwände auf die gleiche Tiefe eingetrieben, der 0,9 m weite Zwischenraum ausgebaggert und unter Wasser ausbetoniert. Innerhalb dieser Umschließung wurde der Schlammboden und der Lehmboden um die Pfahlköpfe ausgepumpt und hierauf eine 0,3 m starke Steinschüttung und eine 3 m starke Betongrundplatte unter Wasser in dreitägiger ununterbrochener Arbeit eingebracht. Nach deren Abbinden zeigte sich die ganze Umschließung von rd 75 m Umfang und 13 m Tiefe unter Ebbespiegel beim Auspumpen vollkommen dicht und der sechseckige Pfeiler, der gegen die Hauptzugrichtung einseitigen Anlauf bekam (Abb. 1), konnte im Trockenen auf einer bewehrten Grundplatte (Abb. 3) fertiggestellt werden. Die Gesamtbetonmenge war rd 3700 m³, wovon rd 700 m³ unter Wasser eingebaut wurden. (Nach Engineering News-Record vom 18. März 1926, S. 434—436 mit 6 Abb.) N.

Wasserwirtschaft in Sardinien.

Ein lehrreiches Beispiel weitgehender Ausnutzung der Wasserkräfte des Landes bildet die Insel Sardinien. Außer an der vielgenannten großen Tirso-Talsperre in aufgelöster Bauweise (vgl. auch Bauingenieur 1924, Heft 23, S. 765) wird das Wasser des Tirso an der nächsten Stufe unterhalb nochmals durch ein Kraftwerk ausgenutzt; am Coghinasflusse im Norden des Landes ist ein Stausee von 280 Mill. m³ Inhalt für ein unterirdisches Kraftwerk von 30 000 PS im Bau, ferner im Gebiet des Flumendosa eine zweistufige Kraftanlage von 30 000 PS, so daß nach Fertigstellung aller Anlagen die sardinische Elektrizitätsgesellschaft über 100 000 PS und 300 Mill. Kilowattstunden jährlich verfügen wird. Die Kraftwerke werden meist unterirdisch an der Sperrmauer angelegt, weil die Geländeverhältnisse sonst lange und teure Druckrohrleitungen erfordern würden, und erhalten zwar lange aber druckfreie Untergräben.

Ebenso bedeutend sind die im Bau oder in Vorbereitung stehenden Bewässerungsanlagen, die teils in Verbindung mit Kraftwerken, teils selbständig (dann mit Staats- und Provinzbeihilfe) in Stauseen bis 400 Mill. m³ Inhalt zusammen 1100 Mill. m³, das ist ein Zehntel der ganzen jährlichen Niederschlagsmenge von Sardinien, werden aufspeichern und bis 80 m³/sec zur Bewässerung von mehr als 100 000 Hektar werden abgeben können. (Nach Ing. Luigi Passerini, Mailand.) N.

Der Frankipfahl.

Eine neue Art der im Boden gestampften Betonpfähle ist in Belgien und Frankreich als Frankipfahl verbreitet (Patentinhaber in Lüttich, Ausführung in Deutschland durch Philipp Holzmann A.-G. in Frankfurt a. M.). Die Futterrohre werden mittels eines Vortreibkopfes am unteren Ende des innersten Rohres eingetrieben, der eingestampfte Beton bekommt einen breiten Fuß und Wülste im Schaft beim Anpassen an die Bohrlochwandungen und gibt dadurch dem Pfahl eine hohe Tragkraft, die den Mehraufwand durch geringeren Pfahlbedarf ausgleicht. N.

Die neue Brücke über den Piave bei Cesana (Belluno).

(Ergänzung zu Heft 22, S. 447.)

Der Verfasser der Abhandlung über die neue Brücke, Ing. Alfred Oberziner in Mailand, ergänzt seine Veröffentlichungen im Cemento armato durch die Mitteilung an die Schriftleitung, daß die größten Beanspruchungen im Gewölbe 27,2 kg/cm² Druck und 6,1 kg/cm² Zug und die größte Bodenpressung an der Pfeilerkante 3,8 kg/cm² waren.

Ingenieurausbildung in Nordamerika.

In den Vereinigten Staaten und in Kanada gibt es 166 Schulen für die volle Ausbildung von Diplom-Ingenieuren, davon 98 Anstalten unter öffentlicher Verwaltung, und damit die größte Fach- oder Berufsausbildung in Amerika. Der jährliche Aufwand für einen Studierenden beträgt an den Stiftungsanstalten 582—551, an den staatlichen Anstalten 358—298 Dollar, der jährliche Gesamtaufwand in den Vereinigten Staaten rd. 30 Mill. und der Gesamtwert der Einrichtungen rd. 300 Mill. Dollar.

Im allgemeinen stammen 25% der Studierenden aus der nächsten Umgebung, 80% aus dem eigenen Land. 80% kommen von öffentlichen höheren Schulen, davon 60% aus den obersten Klassen mit einem ansehnlichen Anteil der besten Schüler. Aufnahmeprüfungen bestehen für solche Studierende nur an 6 Anstalten. Sie gehören im allgemeinen Kreisen mit gutem Auskommen an und haben mehr als gewöhnliche Geschicklichkeit und Anpassungsfähigkeit, oft aber kein richtiges Bild von der Eigenart der Ingenieurtätigkeit. Von 100 neu eintretenden Studierenden erreichen nur 29 das Diplom, mit Einrechnung der später Eintretenden nur 38%, was Anlaß zu eingehender Untersuchung der Ursachen gibt.

Die diplomierten Ingenieure finden im allgemeinen leicht Beschäftigung, wenngleich die Anfangsgehälter, an der Kaufkraft des Dollars gemessen, nicht höher sind als vor 15 Jahren. In den ersten 3 Jahren wechseln 57% zwei- bis dreimal ihre Stelle; im ursprünglichen Fach bleiben 66%, ganz scheiden aus 17%; innerhalb 15 Jahren zeigt sich eine deutliche Verschiebung von der entwerfenden und ausführenden nach der verwaltenden und leitenden Tätigkeit hin. Der Wert der Ingenieurausbildung wird bezüglich der Genauigkeit und Gründlichkeit sehr hoch eingeschätzt, bezüglich der Emsigkeit, Ehrenhaftigkeit, Verläßlichkeit, Entschlußfähigkeit und Selbständigkeit ziemlich hoch, bezüglich der Fähigkeit zu leitenden Stellungen jedoch ziemlich niedrig. Die Vorschläge zur Verbesserung gehen reichlich weit auseinander.

Das Gehalt der Lehrkräfte erreicht in den ersten 20 Jahren nur das Einkommen der untersten 10% der diplomierten Ingenieure, das Gesamteinkommen dasjenige der untersten 35%. Trotzdem ist Inzucht und Abgang nicht groß. Der jährliche Wechsel erreicht rd. 10%, davon weniger als 7% Abgang in Privatstellungen. Von den Ernennungen fallen 28% auf Ingenieure aus der Praxis und nur 25% auf diplomierte. (Nach W. E. Wickenden, Direktor der Gesellschaft für die Förderung der Ingenieur-Ausbildung in New York in Engineering News-Record vom 14. Jan. 1926, S. 73—76.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Streiks und Aussperrungen im Jahre 1925. Im Reichsarbeitsblatt Nr. 32 ist ein Aufsatz veröffentlicht, der an Hand zahlreicher Tabellen die Ergebnisse der über Streiks und Aussperrungen im Jahre 1925 angestellten Untersuchungen wiedergibt. Aus dem umfangreichen Zahlenmaterial haben wir nachstehend dasjenige zusammengestellt, das zur Gewinnung der Hauptübersicht und zur Beurteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe erforderlich ist.

I. Streiks und Aussperrungen in der Gesamtwirtschaft vor und nach dem Kriege (Gewerbe, Land- und Forstwirtschaft).

Jahr	Zahl der Arbeitskämpfe	Zahl der betroffenen Betriebe	Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden und Ausgesperrten	Zahl der verlorenen Arbeitstage
1899—1913	2 114	11 410	248 415	8 437 196
1919	4 970	51 804	4 947 199	49 700 549
1920	8 800	197 823	8 455 311	55 270 701
1921	5 223	60 526	2 193 047	31 505 542
1922	5 361	57 607	2 404 493	30 455 952
1923	2 209	31 611	2 145 059	15 632 190
1924	2 012	29 218	1 663 521	36 360 134
1925	**1 766**	**25 214**	**777 897**	**17 113 886**

II. Streiks der gewerbl. Arbeiter i. J. 1925 nach Gewerbegruppen[1]).

Gewerbe	Zahl der Streiks	Zahl der betroffenen Betriebe	Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden[2])	Zahl der verlorenen Arbeitstage[3])
Baugewerbe	260	8 559	144 574	4 538 699
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	77	1 758	62 147	2 056 629
Industrie der Steine und Erden	210	861	41 641	897 494
Maschinen-, Apparate- u. Fahrzeugbau	152	671	37 350	668 058
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	216	1 119	29 393	627 038
Insgesamt . . .	1 516	16 329	508 810	11 259 064

III. Aussperrungen der gewerbl. Arbeiter i. J. 1925 nach Gewerbegruppen[1]).

Gewerbe	Zahl der Aussperrungen	Zahl der betroffenen Betrieben	Höchstzahl der gleichzeitig Ausgesperrten[2])	Zahl der verlorenen Arbeitstage[3])
Baugewerbe	38	4 841	75 485	2 480 823
Maschinen-, Apparate- u. Fahrzeugbau	26	240	45 831	728 978
Industrie der Steine und Erden	31	185	24 782	619 178
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	35	1 963	36 027	588 776
Chemische Industrie . .	3	59	23 454	571 429
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	9	1 116	17 762	324 526
Insgesamt . .	224	8 826	267 696	5 845 798

Wie aus Tabelle 1 hervorgeht, ist im Jahre 1925 gegenüber dem Vorjahre ein wesentlicher Rückgang der Arbeitskämpfe zu verzeichnen. Das zeigt sich weniger in der Zahl der Arbeitskämpfe und der von ihnen betroffenen Betriebe, als in der Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden und Ausgesperrten und in der Zahl der verlorenen Arbeitstage. Wenn auch die Anzahl der verlorenen Arbeitstage 1925 immer noch das Doppelte der durchschnittlichen Zahl in den Vorkriegsjahren beträgt, so ist sie doch mit 17,1 Mill. gegenüber 1924 (36,4 Mill.) und dem jährlichen Durchschnitt der Nachkriegszeit (36,5 Mill.) auf weniger als die Hälfte zurückgegangen. Schon das Jahr 1923 hatte einen gleich starken Rückgang gezeigt: große politische Streiks fielen fast völlig aus, ebenso — infolge der Inflation — Lohnkämpfe. Auch 1924 und 1925 fehlen die politischen Arbeitsunruhen. Jedoch ist gerade 1924 besonders reich an Streiks, die infolge der zu niedrig stabilisierten Goldmarklöhne und der Arbeitszeitverordnung für Lohnsteigerung und Verkürzung der Arbeitszeit geführt wurden. Diese Arbeitskämpfe sind 1925 auf die Hälfte zurückgegangen; lediglich das Baugewerbe macht hier eine Ausnahme.

Die Tabellen II und III zeigen, welch bedeutender Anteil an den Arbeitskämpfen des Jahres 1925 auf das Baugewerbe entfällt. In beiden Übersichten steht das Baugewerbe an erster Stelle, und zwar sowohl hinsichtlich der Anzahl der Arbeitskämpfe und der von ihnen betroffenen Betriebe, wie auch hinsichtlich der Höchstzahl der gleichzeitig betroffenen Arbeitnehmer und der Zahl der verlorenen Arbeitstage. Von 17,1 Mill. verlorenen Arbeitstagen gewerblicher Arbeiter entfallen 7,02 Mill., d. s. 41%, allein auf das Baugewerbe. Der Anteil des Baugewerbes ist dabei für Streiks (40,3%) und Aussperrungen (42,4%) fast der gleiche.

Über Ziele und Erfolge der Arbeitskämpfe 1925 geben die nachstehenden Tabellen II a und III a einen Überblick.

II a. Ziele und Erfolge der Streiks im Jahre 1925[1]).

Gewerbe	Die Forderungen betrafen ..... mal			Von den Streiks hatten		
	den Lohn	die Arbeitszeit	Sonstiges	vollen Erfolg	teilweisen Erfolg	keinen
Baugewerbe	232	25	80	62	135	63
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren . .	73	6	22	13	50	14
Industrie der Steine und Erden	189	22	51	41	103	66
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	133	20	44	27	68	57
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	193	25	44	47	118	51
Insgesamt . . .	1336	166	409	284	757	475

III a. Ziele und Erfolge der Aussperrungen im Jahre 1925[1]).

Gewerbe	Die Forderungen betrafen ..... mal			Von den Aussperrungen hatten		
	den Lohn	die Arbeitszeit	Sonstiges	vollen Erfolg	teilweisen Erfolg	keinen
Baugewerbe	34	10	17	7	28	3
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	17	6	10	10	13	3
Industrie der Steine und Erden	27	9	11	3	25	3
Holz- und Schnitzstoffgewerbe	34	3	4	2	28	5
Chemische Industrie . . .	3	—	—	1	2	—
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren . .	8	2	1	3	5	1
Insgesamt . . .	190	52	80	45	158	21

Wie in allen anderen Gewerbegruppen überwiegen auch im Baugewerbe die Lohnkämpfe bei weitem. Erfolglose und erfolgreiche Streiks halten sich im Baugewerbe die Wage, während die Zahl der (für den Arbeitgeber) erfolgreichen Aussperrungen doppelt so groß ist wie die der erfolglosen.

Die Verteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe 1925 auf die einzelnen Gebiete geht aus der nachfolgenden Tabelle IV hervor. An erster Stelle stehen erwartungsgemäß die an den großen Lohnkämpfen Juni bis August beteiligten größeren Bezirke.

[1]) In diesen Tabellen sind nur die Gewerbegruppen mit den größten Zahlen der verlorenen Arbeitstage aufgeführt.
[2]) einschl. der gezwungen Feiernden.
[3]) einschl. der verlorenen Arbeitstage der gezwungen Feiernden.

IV. Gebietliche Verteilung der Arbeitskämpfe im Baugewerbe i. J. 1925.

Gebiet	Anzahl der verlorenen Arbeitstage durch Streiks	durch Aussperrungen	insgesamt
Berlin	1 804 110	—	1 804 110
Freistaat Sachsen	988 939	754 932	1 743 871
Baden	663 592	177 148	840 740
Prov. Sachsen-Anh.*)	51 491	485 499	536 990
Hambg.-Schl.-Holst.-Lübeck	49 833	387 520	437 355
Rheinland-Westfalen	323 571	44 950	368 521
Pommern	11 734	292 543	304 277
Bayern	286 808	875	287 683
Mecklenburg	72 044	196 027	268 071
Ostpreußen	2 470	86 893	89 363
Hannover-Braunschweig	37 203	33 770	70 973
Hessen-Hessen-Nassau	66 472	—	66 472
Württemberg	64 492	—	64 492
Brandenburg und Grenzmark	44 857	—	44 857
Schlesien	21 925	4 522	26 447
Bremen-Oldenburg	18 685	4 912	23 597
Thüringen	10 148	3 779	13 927
Deutsches Reich	4 518 374	2 473 370	6 991 744

*) einschließlich Waldeck und Lippe.

Zur richtigen Bewertung des Umfanges der Arbeitskämpfe in den einzelnen Gebieten wäre überall die Relation der verlorenen Arbeitstage zu der Anzahl der beschäftigten Bauarbeiter oder auch, was dem ungefähr entspricht, zur Einwohnerzahl zu berücksichtigen. So gemessen kommen an erster Stelle Berlin, Freistaat Sachsen, Baden und Mecklenburg (450—335 verlorene Arbeitstage auf 1000 Einwohner), danach Pommern, Hamburg-Schleswig-Holstein und Provinz Sachsen-Anhalt (160—140). Alle übrigen Bezirke folgen nach sehr großem Abstand (Bayern und Ostpreußen 39 bis Schlesien 6).

Ansprüche der Reichsbahndienststellen auf Preisnachlaß bei terminmäßiger Zahlung nach Fälligkeit. Die Beschaffungsstelle der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hatte den nachgeordneten Dienststellen vor einiger Zeit empfohlen, in Fällen, in denen bei Einkäufen der Rechnungsbetrag sofort oder innerhalb bestimmter kurzer Fristen zur Zahlung gelangt, einen Preisnachlaß zu fordern, ähnlich wie dies innerhalb Handel und Industrie üblich sei.

Von verschiedenen Betriebs- bzw. Bauinspektionen der Reichsbahn-Gesellschaft sind daraufhin auch in Bauverträgen Klauseln aufgenommen worden, nach welchen sich der Unternehmer verpflichten sollte, bei Zahlung auf Grund vorgelegter Abschlags- bzw. Schlußrechnungen innerhalb von 10 bzw. 20 Tagen usw. nach Fälligkeit einen Preisnachlaß in Höhe bestimmter, nach dem Zahlungstermin gestaffelter Prozentsätze des Rechnungsbetrages zu gewähren.

Der Übertragung der im Warenverkehr üblichen Ansprüche auf Gewährung eines Kassakontos in die Bauverträge kann nicht zugestimmt werden. Es ist selbstverständliche Pflicht des Bauauftraggebers, dem Unternehmer, der in der Regel schon in erheblichem Umfange vorgeleistet hat, die vorgelegten Rechnungen sofort nach Fälligkeit zu bezahlen. Es entfällt hier die innere Berechtigung für Gewährung von Skonto. Im übrigen dürfte die Inanspruchnahme von Preisnachlässen für fristmäßige Zahlungen nur bei marktgängigen Waren zu dem erstrebten Erfolge führen, da der Unternehmer bzw. Verkäufer sonst den Nachlaß von vornherein in den Preis einzukalkulieren vermag. Es erscheint daher wünschenswert, wenn die Dienststellen der Reichsbahn-Gesellschaft künftig davon absehen, Klauseln über Preisnachlaß bei pünktlicher Zahlung in die Bauverträge aufzunehmen.

Arbeitsmarktlage. Im Baugewerbe machte sich eine etwas regere Vermittlungstätigkeit bemerkbar. Von einem wesentlichen Rückgang der Arbeitslosigkeit kann jedoch weder im ganzen noch für das Baugewerbe gesprochen werden, da mit der Verwirklichung der Baupläne des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Regierung erst allmählich begonnen wird, so daß ihre Auswirkungen auf den Arbeitsmarkt naturgemäß noch nicht fühlbar in die Erscheinung traten. Die Lage in den einzelnen Bezirken ist nach wie vor sehr uneinheitlich und schwankend. Bremen, Oldenburg und Leipzig meldeten leichte Verschlechterungen. Teilweise hatte der Tiefbau größeren Bedarf an Arbeitskräften. Im Hochbau beschränkte sich die Tätigkeit hauptsächlich auf den mit Hauszinssteuer unterstützten Wohnungsbau. Die eigentliche Privatbautätigkeit in Industrie, Handel und Gewerbe blieb im allgemeinen noch sehr gering. Unter den Baustoffindustrien machte sich eine leichte Belebung in der Ziegel-, Zement- und Kalkindustrie bemerkbar. — Die Zahlen vom Arbeitsmarkt waren Mitte August (in Klammern Mitte Juli):

Arbeitsuchende insgesamt	2 077 400	(2 225 300),
Arbeitsuchende im Baugewerbe	86 000	(99 800),
Arbeitsuchende in den Industrien der Steine und Erden	32 900	(30 900),
Hauptunterstützungsempfänger	1 604 300	(1 718 500),
Zuschlagsempfänger	1 594 000	(1 708 300),
Notstandsarbeiter	130 100	(143 700),
Prozent der Arbeitslosen im Baugewerksbund	18,4	(20,1),
Prozent der Arbeitslosen im Zentralverband der Zimmerer	18,4	(20,3).

Großhandelsindex.

11. 8.	18. 8.	25. 8.	1. 9.	8. 9.	15. 9.
125,9	126,7	128,2	126,5	127,0	127,4.

Rechtsprechung.

Drohender Verlust des Versicherungsanspruchs bei Unterlassung der Mitteilung von Haftpflichtansprüchen. (Grundsätzliche Reichsgerichtsentscheidung vom 18. Juni 1926.) Der Fabrikbesitzer H. erhebt gegen die Hamburger Versicherungs-A.-G. J. Ansprüche aus einer Haftpflichtversicherung aus Kraftfahrzeugunfällen. Die Beklagte lehnt den Anspruch ab, weil der Kläger der Versicherungsbedingung nicht nachgekommen sei, nach welcher er von Haftpflichtansprüchen, die gegen ihn erhoben werden, der Versicherungsgesellschaft innerhalb einer Woche Mitteilung zu machen habe. Der Kläger hatte der Gesellschaft mit Schreiben vom 5. Juli 1922 nur Mitteilung davon gemacht, daß er am 29. Juni 1922 den Ingenieur G. überfahren und verletzt habe. Die ihm am 7. Juli 1922 zugegangene Mitteilung des Rechtsanwalts des Verletzten über die Geltendmachung von Haftpflichtansprüchen hat er der Gesellschaft nicht rechtzeitig weitergegeben. Deshalb hat das Oberlandesgericht Köln (im Gegensatz zum Landgericht) den Kläger mit seinem Versicherungsanspruch abgewiesen. Auf die Revision des Klägers ist das Urteil des Oberlandesgerichts Köln vom Reichsgericht aufgehoben und die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an einen anderen Senat des Oberlandesgerichts zurückverwiesen worden. Die reichsgerichtlichen Entscheidungsgründe führen zu der Mitteilungspflicht des Versicherten in grundsätzlicher Beziehung folgendes aus: Die bloße Mitteilung von dem Unfall genügt nicht, um eine Kenntnis der Beklagten von dem Eintritt des Versicherungsfalls im Sinne des § 33 Abs. 2 VVG. anzunehmen. Bei der Haftpflichtversicherung ist für sich allein das Schadensereignis für den Versicherer ohne Belang. Erheblich ist nur, ob ein Haftpflichtanspruch wirklich erhoben wird. Daraus folgt, daß der Kläger durch seinen Brief vom 5. Juli 1922 die Pflicht aus § 12 der Allgemeinen Versicherungsbedingungen nicht erfüllt hat. Die Beklagte würde daher von ihrer Ersatzpflicht gemäß § 18 Allg. Vers.-Bed. und § 6 Abs. 2 VVG. befreit sein, wenn dem Kläger Vorsatz oder grobe Fahrlässigkeit vorzuwerfen wäre. Das Oberlandesgericht hat zu Unrecht versäumt, in die Prüfung dieser Frage einzutreten. Dabei ist zu berücksichtigen, daß der Kläger in der Auslegung der Versicherungsbedingungen nicht geschult ist. (VI. 103/26. 18. 6. 26.)

Gemietete Grundstücke, die den gewerblichen Zwecken des Mieters dienen, dienen, vom Standpunkt des Vermieters aus gesehen, fremdgewerblichen Zwecken, auch wenn sie vom Mieter als Wohnungen für seine Arbeitnehmer benutzt werden. Die Beschwerdeführerin hat zwei Grundstücke an eine gewerbetreibende Erwerbsgesellschaft vermietet, von der die Anwesen in der Hauptsache für ihre Angestellten und Arbeiter als sogen. Werkswohnungen benutzt werden. Das Finanzgericht sieht diese Gebäude als zu fremdgewerblichen Zwecken vermietet an und hat von dem Wehrbeitragswert der Grundstücke dem gemäß nach § 25 Verm.St.Durchf.Best. nur 40 % abgezogen. Der Anspruch der Beschwerdeführerin, daß die Anwesen als Wohnzwecken dienende Grundstücke im Sinne des § 24 Verm.St.Durchf.-Best. anzusehen und bei ihnen dementsprechend 70 % abzurechnen seien, ist vom Finanzgericht mit folgender Begründung zurückgewiesen worden: Unzweifelhaft hat die Mieterin sämtliche Räume für ihre gewerblichen Zwecke gemietet. Denn wenn sie ihren Angestellten in eigenen Häusern Unterkunft gewährte, müßten die Häuser zweifellos als zum Betriebsvermögen gehörig angesehen und entsprechend bewertet werden. Demnach müßten auch derartige Räume, wenn sie der Betriebsinhaber gemietet habe, als für seine gewerblichen Zwecke gemietet angesehen werden. Dieser Entscheidung des Finanzgerichtes pflichtete der RFH. bei. Schon in der bisherigen Rechtsprechung des Senats ist anerkannt worden, daß Werkswohnungen zum Betriebskapital einer gewerbetreibenden Erwerbsgesellschaft gehören. Wenn aber die gemieteten Grundstücke den gewerblichen Zwecken des Mieters dienen, so dienen sie, vom Standpunkt des Vermieters aus gesehen, fremdgewerblichen Zwecken (Urteil des I. Senats v. 8. 6. 1926 I A 87/26.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 19. August 1926.

Kl. 19 a, Gr. 8. K 85 266. Alex Kümmel, Lünen. Schienenbefestigung auf Holzschwellen mit einer mit Zacken durch die Aussparungen in der Unterlegplatte in die Holzschwelle greifenden Klemmplatte. 16. III. 23.

Kl. 19 a, Gr. 26. B 117 647. Jngwer Block, Berlin-Lichterfelde, Holbeinstr. 42. Verfahren zum aluminothermischen Verschweißen von Schienen und ähnlichen Werkstücken unregelmäßigen Querschnitts. 16. I. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. B 119 764. Reinhard Baer, Plessa, Kr. Liebenwerda. Wagrecht verschwenkbarer Schwellenrücker mit einem an einem Zugseil angebrachten, die Schwelle in der Gleisrichtung erfassenden Haken. 9. V. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 86 307. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 23. VI. 23.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 94 703. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine. 23. VI. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 95 048. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Brückengleisrückmaschine. 18. VII. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 96 244. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Vorrichtung für Brückengleisrückmaschinen zum Rücken der Gleisenden. 17. X. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. K 98 241. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12, u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Berlin-Zehlendorf, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 330 952. 11. III. 26.

Kl. 19 a, Gr. 28. P 51 344. Wilhelm Pielhau, Kraghammer, Kr. Olpe i. W. Gleishebewinde. 18. IX. 25.

Kl. 20 c, Gr. 8. N 25 613. Fa. Niederrheinische Maschinenfabrik G. m. b. H., Duisburg-Meiderich. Eisenbahnwagen für Neu- bzw. Umbau von Gleisen. 27. II. 26.

Kl. 20 h, Gr. 4. Sch 76 946. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Fangvorrichtung; Zus. z. Pat. 425 746. 9. II. 26.

Kl. 20 h, Gr. 7. R 65 126. Fritz Rieger, Kaiserslautern, Kaiserstraße 46 a. Verfahren zum Ankünden vorsichtig zu rangierender Wagen im Ablaufbetrieb. 14. VIII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 3. G 66 086. General Railway Signal Company, Rochester, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Visier zum Richten von Signalen. 29. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 3. W 71 628. Dipl.-Ing. Erich Weinitschke, Berlin-Lichtenberg, Frankfurter Allee 206. Hilfsvorrichtung für Farbenblinde zur Unterscheidung verschiedener Signalfarben, z. B. von Eisenbahnsignalen. 3. II. 26.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 72 360. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage. 26. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 72 382. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal mit Kurzschlußsicherung. 26. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 72 170. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erdschlußüberwachung in Blockanlagen. 7. XI. 25.

Kl. 20 k, Gr. 7. St 39 551. Gustav Strunk, Essen, Cäcilienstr. 11. Elektrisch leitende Schienenstoßverbindung. 6. V. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. L 60 338. Dr.-Ing. Siegmund Löschner, Saarbrücken, Blumenstr. 51. Antrieb für Katzen oder Seilträger für Kabelkrane. 28. V. 24.

Kl. 35 b, Gr. 3. K 96 956. Fried. Krupp, Grusonwerk A. G., Magdeburg-Buckau. Verladekran. 2. XII. 25.

Kl. 35 b, Gr. 6. N 23 779. Franz Neumann, Geesthacht. Vorrichtung zum Verladen gestapelter Bausteine u. dgl. 7. XI. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. A 42 282. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Verfahren zur Gründung von mehrstieligen eisernen Masten. 21. V. 24.

Kl. 42 c, Gr. 5. C 36 596. Hans Cronjaeger, Halle a. d. S., Beyschlagstr. 28. Verfahren zum optischen Abloten von Theodoliten. 27. IV. 25.

Kl. 80 a, Gr. 18. Sch 67 202. Karl Schmid, Rastede i. O. Drehtischpresse zur Herstellung von Kunststeinen u. dergl. 28. II. 23.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 124 329. Fa. Dr. Bial & Marx, Berlin. Verfahren zur Herstellung von Gewebebauplatten; Zus. z. Pat. 430 994. 2. III. 26.

Kl. 81 e, Gr. 127. L 64 745. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 23. XII. 25.

Kl. 81 e, Gr. 127. P 46 055. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke. 5. IV. 23.

Kl. 81 e, Gr. 127. P 46 245. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, und Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke; Zus. z. Anm. P 46 055. 9. V. 23.

Kl. 81 e, Gr. 133. A 46 232. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Vorrichtung zum gleichmäßigen Beschicken von Bunkern. 24. X. 25.

Kl. 81 e, Gr. 133. A 46 276. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Vorrichtung zum gleichmäßigen Beschicken von Bunkern; Zus. z. Anm. A 46 232. 31. X. 25.

Kl. 85 c, Gr. 1. U 8664. Dr. Gustav Ullmann, Wien; Vertr.: Alfred Kath, Berlin, Alt Moabit 94. Verfahren zur Klärung und Entfärbung von Abwässern der Farben verarbeitenden Betriebe. 18. XII. 24. Österreich 10. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 19. August 1926.

Kl. 20 h, Gr. 5. 433 465. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel, Kirchweg 84. Durch Gewichtshebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremsschuhe. 4. VI. 25. B 120 167.

Kl. 20 h, Gr. 7. 433 357. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen. 2. VIII. 25. Sch 74 985.

Kl. 20 h, Gr. 7. 433 531. Joseph Vögele A.-G., Mannheim, und Dr.-Ing. Hans Thoma, Leipzig, Lachnerstr. 22. Vorrichtung für die zwangsläufige Führung von Eisenbahnwagen bei Ablaufbergen mit durch Seilbetrieb bewegten Hilfswagen. 4. XII. 24. V 19 755.

Kl. 20 h, Gr. 8. 433 358. Hermann Poppelbaum, Hannover, Lüer Str. 19. Verfahren zum Trocknen von Straßenbahnwagen, elektrischen Triebwagen, Kraftwagen u. dgl. 14. XII. 24. P 49 324.

Kl. 20 h, Gr. 9. 433 359. Ferdinando Bonn, Gorizia, Ital.; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Ziegler, Pat.-Anw., Charlottenburg. Selbsttätig wirkende Reinigungsvorrichtung für Rillenschienen für in Fahrt befindliche Wagen. 11. VII. 24. V 114 822. Italien 1. VIII. 23.

Kl. 20 i, Gr. 3. 433 532. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal. 3. VII. 25. S 70 623.

Kl. 20 i, Gr. 6. 433 466. Amalie Zander, geb. Mügge, Soltau, Hannover. Weichensicherung mit Schlössern und Kraftbetrieb. 25. II. 25. Z 15 069.

Kl. 20 i, Gr. 11. 433 467. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Einrichtung zur elektrischen Fernbedienung von Signalen, Weichen u. dgl. 13. I. 26. D 49 620.

Kl. 20 i, Gr. 11. 433 533. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignalanlage. 31. V. 25. S 70 241.

Kl. 20 i, Gr. 20. 433 468. Fa. Deutsche Eisenbahnsignalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann & Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Kupplungseinrichtung für ferngestellte, insbesondere elektrisch bediente Schranken. 30. XII. 25. D 49 512.

Kl. 20 i, Gr. 28. 433 534. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Blockfeldern gegen Fremdströme. 31. V. 25. S 70 243.

Kl. 42 k, Gr. 20. 433 551. Düsseldorfer Maschinenbau-Act.-Ges. vorm. J. Losenhausen, Düsseldorf-Grafenberg. Anhaltevorrichtung für Materialprüfmaschinen. 24. III. 25. D 47 601.

Kl. 42 k, Gr. 21. 433 372. Fa. Louis Schopper, Leipzig. Verfahren zur Festigkeitsprüfung. 13. IV. 24. Sch 70 263.

Kl. 84 c, Gr. 2. 433 408. Fabrik für Brückenbau und Eisenkonstruktion Beuchelt & Co., Grünberg i. Schles., Tiefbau-Abteilung, Berlin-Wilmersdorf. Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser. 8. I. 25. F 57 748.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Leitfaden für die Herstellung elektrischer Beleuchtungsanlagen mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnen. Von H. Möllering, Oberbaurat a. D., Honorarprofessor der Techn. Hochschule Dresden. Verlag von S. Hirzel, Leipzig 1926. Preis RM. 5.—.

Den Anlaß zu dem Werkchen gab ein Auftrag an den Verfasser, einen Leitfaden zu entwerfen, nach dem die beleuchtungstechnischen Anlagen der Reichsbahn unter einheitlichen Gesichtspunkten neuzeitlich durchgebildet werden sollen. Als Amtsvorstand und Direktionsmitglied hatte der Verfasser den Werdegang der Beleuchtungstechnik miterlebt und dabei erkannt, daß ihre Entwicklung im allgemeinen und noch mehr die sachgemäße Anwendung der Erkenntnisse gegenüber andern Teilgebieten der Elektrotechnik verhältnismäßig zurückgeblieben waren. Erst die jüngere Vergangenheit hat den Fragen der Beleuchtung mehr Wert beigemessen. Die Leitsätze und Regeln der Deutschen Beleuchtungstechnischen Gesellschaft, die im Anhang des Werkchens wiedergegeben sind, sind nur wenige Jahre alt. Die älteren Beleuchtungsanlagen zeigen sehr häufig beachtliche Fehler, die auch einem kritischen Laien auffallen, hat er einmal vollkommenere Anlagen gesehen. Es war daher eine dankenswerte Aufgabe für den Verfasser, die neuzeitlichen Erkenntnisse zu einem Führer in die Praxis auszuarbeiten.

Nach der Erörterung der photometrischen Grundbegriffe Lichtstärke, Lichtstrom, Beleuchtungsstärke und Leuchtdichte wird der Strahlwirkung (Blendung und Sehen) die gebührende Beachtung geschenkt, die gerade dem Eisenbahner und Verkehrstechniker so ungemein wichtig ist. Den verschiedenen Lampenausrüstungen (Leuchten) und Fadenformen entsprechen die spezifischen Lichtausstrahlungskurven des nächsten Abschnitts. Es folgen kurze Betrachtungen der Wirtschaftlichkeit und Gleichmäßigkeit der Beleuchtung. Großes Gewicht ist dann auf die Abschnitte Raumbeleuchtung und Außenbeleuchtung gelegt. Für ersteren sind Sonderausführungen z. B. für Fahrkartenschalter-, Stellerei- und Innenbeleuchtung gedeckter Güterwagen an Ladeschuppen in einer Reihe wohldurchdachter Ausführungen wiedergegeben, in letzterem ist besonders die Bahnsteigbeleuchtung eingehender behandelt. Mit der erforderlichen Horizontalbeleuchtung und der Berechnung der Beleuchtung schließt die Abhandlung. Dieser Abschnitt gibt ohne schwierige Rechnungen verwertbare Anwendungsgrundlagen und erleichtert dadurch dem Praktiker die Erzielung einer ausreichenden und wirtschaftlichen Anlage.

Der Leitfaden ist für die Praxis geschrieben, beruht aber auf wissenschaftlicher Grundlage. Er ist knapp und doch klar gehalten. Ohne zeitraubendes Studium gelangt der Leser zur Beherrschung der nötigen Begriffe für die Planung, die bei der Beleuchtung je nach Verwendungszweck so außerordentlich verschieden sein kann.

Im achten Abschnitt ist der Buchstabe a sowohl im Text als auch in den Figuren einmal als Radius, das andere Mal als Durchmesser des Beleuchtungskreises angegeben. Der aufmerksame Leser stößt von selbst auf das Versehen. Reichsbahnrat Wentzel.

Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage. Von Dr.-Ing. Karl Terzaghi. Mit 65 Textabb. (400 Seiten). Verlag von Franz Deutike, Leipzig und Wien 1925. Preis RM. 21.—.

Die weitgehende Spezialisierung der technischen Wissenschaften hat durch Verästelung der einzelnen scheinbar auseinanderstrebenden Hauptzweige wieder Zusammenhänge höherer Ordnung in den sogenannten Grenzgebieten ergeben. Das Arbeiten in denselben ist äußerst lohnend, doch schwierig, weil es Vertrautheit mit den ineinander verwobenen Grenzdisziplinen voraussetzt. Der Österreicher Professor Dr. Terzaghi konnte als praktisch tätiger Ingenieur auf zum Teil weltweit voneinander entfernten Baustellen gründliche Erfahrungen auf dem Gebiet der Erdbaumechanik sammeln. In den Laboratorien des amerikanischen Robert College in Konstantinopel, wo er seit einer Reihe von Jahren als Professor wirkt, war ferner die Möglichkeit einer großzügigen versuchstechnischen Durcharbeitung erdbaumechanischer Fragen möglich, als deren gegenwärtiges Ergebnis das im Vorliegenden besprochene Werk über Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage gelten kann. Der von den übrigen europäischen Pflegestätten der Wissenschaft etwas abgerückte Schauplatz von Terzaghis Forschertätigkeit hat dem Buch den Charakter einer Originalabhandlung von der ersten bis zur letzten Seite wahren geholfen. Ein weiterer Vorteil, der mit der Umgebung, in der das Buch entstanden ist, zusammenhängt, ist die Erschließung der sonst schwer zugänglichen amerikanischen Arbeiten des Fachgebietes. Das Werk gliedert sich in 6 Hauptstücke: Beschaffenheit des Bodens, Reibungskräfte im Boden, Festigkeitseigenschaften der Böden, hydrodynamische Spannungserscheinungen, Statik des Bodens, Boden als Baugrund. Es ist unmöglich, in einem knappen Referat die vorliegende Arbeit auch nur einigermaßen so zu würdigen, wie sie es verdienen würde. Einige Stichproben sollen aber der Vermittlung eines ganz flüchtigen Überblickes über das Gebotene dienen. Der Unterschied zwischen der klassischen Erdbaumechanik gegenüber dem von Terzaghi erarbeiteten Standpunkte kommt im Abschnitt „Der Erddruck auf starre und nachgiebige Stützwände" besonders gut zum Ausdrucke, weil hier das Problem als statisch unbestimmtes behandelt wird. Vom Hauptstück — der Boden als Baugrund — sei folgendes aus der Einleitung und aus dem Schlußwort wörtlich wiedergegeben: „In diesem Hauptstück soll untersucht werden, in welcher Weise die physikalischen Bodeneigenschaften die verschiedenen im Erd- und im Grundbau vorkommenden Gleichgewichtsstörungen und Setzungserscheinungen beeinflussen. Kennt man diese Einflüsse, so ist man auch imstande, aus den Ergebnissen einer physikalischen Bodenuntersuchung vorherzusagen, wie sich der zu beurteilende Boden bei einem erdbautechnischem Eingriff bestimmter Art verhalten wird, und man ist obendrein in der Lage, den Umfang der physikalischen Bodenuntersuchung von Fall zu Fall auf ein Mindestmaß zu beschränken, ohne ihren Wert zu beeinträchtigen." Im Schlußwort heißt es: „Die bei der Lösung der Erdbauprobleme zu leistende Arbeit besteht hauptsächlich in Vornahme gewissenhafter Probebohrungen und physikalischer Bodenuntersuchungen, in der Durchführung von Belastungsproben, sowie in der wissenschaftlichen Deutung der Beobachtungsergebnisse. Sobald man einmal die praktische Bedeutung dieser Vorarbeiten klar erkannt hat, kann man sich der Einsicht nicht verschließen, daß die Bodenuntersuchung bei Tiefbauarbeiten mindestens ebenso wichtig ist, wie die topographische Geländeaufnahme und die statische Berechnung des Bauwerkes und daß die Normalisierung der Untersuchungsmethoden zu den Forderungen des Tages gehört." Auf einige, dem Fachgebiete des Referenten näherstehende Abschnitte sei aufmerksam gemacht. Bei Ermittlung der physikalischen Konstanten von Böden hat Terzaghi manchen Schritt nach vorwärts getan. Er ist dabei nicht bei Formeln und allgemeinen Redensarten stehen geblieben, sondern hat auch die Arbeitstechnik bodenphysikalischer Forschung genauer dargelegt. So ist z. B. für die graphische Darstellung der Ergebnisse von Sieb- und Schlämmanalysen erst durch Terzaghi, welcher an Stelle der Korngröße deren natürlichen Logarithmus nimmt, zu klaren Verteilungskurven der Weg gewiesen worden. Über das Schrumpfen und Schwellen bei bindigen Böden, das schon genugsam beschrieben wurde, finden sich am Schluß des 14. Abschnittes folgende bemerkenswerte Feststellungen: „Die als Schrumpfen und Schwellen bekannten Eigenschaften der bindigen Böden unterscheiden sich in keiner Weise von den durch mechanischen Druck hervorgerufenen Formänderungen und konnten durch die Oberflächenspannung des Wassers restlos erklärt werden ... Es besteht zwischen den kohäsionslosen und den kohärenten Böden trotz der scheinbar fundamentalen Verschiedenheit ihrer Eigenschaften kein Unterschied im Wesen, sondern nur ein Unterschied des Grades. Infolge der gewaltigen mechanischen Wirkungen, welche sie in kolloid-schlammreichen Bodenmassen ausübt, stellt die Oberflächenspannung des Kapillarwassers eine Naturkraft dar, welche an Intensität alle anderen Kräfte, mit denen der Erdbauingenieur zu rechnen hat, übertrifft und deren Bedeutung bisher gar nicht beachtet oder weit unterschätzt wurde ..." Auch für den Hydrologen gibt es reichlich Anregung und Belehrung in den Abschnitten über Bodendurchlässigkeit, statische Wirkungen strömenden Grundwassers, kapillarer Aufstieg derselben usw.

Nachdem das Buch als Originalabhandlung zu werten ist, bedarf es eines gründlichen Studiums. Zweifellos wird die volle Auswirkung der Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage erst dann eingetreten sein, wenn sich die verschiedenen Forschungslaboratorien in den Dienst dieser neuzeitlichen Erdbaumechanik gestellt haben werden, d. h. wenn Terzaghi Schule gemacht hat.

Prof. Dr. R. Grengg.

Kalk-Taschenbuch 1926. Kalk-Verlag G. m. b. H., Berlin W 62. Preis einschl. Versandkosten RM. 1.—.

An ein sehr übersichtliches Kalendarium schließt sich ein Einzelaufriß an über die Benutzung von Kalk in landwirtschaftlichen Betrieben, über Kalkmangelkrankheiten in diesen, über den Kalk und die chemische Industrie, ferner für das Bauwesen: die Leitsätze für Lieferung von Baukalk, über Kalk bei der Drahtherstellung, das Mauern bei Frost, über Kalkbetonfestigkeiten usw. Bei dem außerordentlich geringen Preise bei guter Herstellung wird der Kalender sich in seiner vorliegenden vierten Auflage weitere Freunde in allen Kreisen der Kalkerzeuger und -verbraucher zu erwerben wissen. M. F.

Die Determinanten. Von L. Peters, Berlin-Tempelhof. Band 65 der Mathematisch-Physikalischen Bibliothek. Herausgegeben von Lietzmann & Witting. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1925. Preis RM 1,—.

In den 50 kleinen Seiten ist die Determinanten-Rechnung so klar und verständlich behandelt, daß man das Bändchen jedem, der sich mit diesem Hilfsmittel der rechnenden Mathematik befassen muß, nur bestens empfehlen kann. In 9 Abschnitten werden die Determinanten 2. und 3. Grades, im besonderen dem n-ten Grades, die Unterdeterminanten — ihre Anwendungsgebiete und Aufgabenbeispiele mit ihren Lösungen behandelt. E.

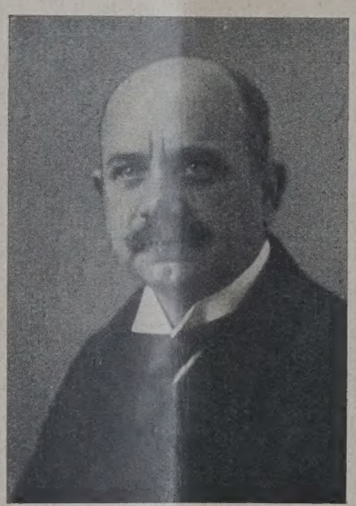
Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 1. Oktober 1926 | Heft 40

HERMANN WEIHE ZUM GEDÄCHTNIS.

Am 30. Mai 1870 wurde Hermann Weihe in Herford in Westfalen geboren. Am 6. Juni 1926 schied er von uns. Einer Familie entsprossen, die auf eine lange Reihe geistiger Arbeiter zurückblicken konnte — unter den Vorfahren befinden sich seit 2 Jahrhunderten fast nur Geistliche oder Ärzte — hat er von seinem Vater, dem Arzt Dr. August Weihe, und seiner Mutter von vornherein wohl die Anlage zu sinnender, forschender Betätigung geerbt. Die erste Jugendzeit stand unter dem Einfluß des Großvaters mütterlicherseits, der — ein hochgeachteter Pfarrer — durch sein Beispiel in ihm den Sinn für Ordnung, Gewissenhaftigkeit und Pflichttreue weckte. Er war der Älteste einer zahlreichen Geschwisterschar. Fleiß und gute Anlagen ließen ihn das Gymnasium in Herford schnell durchlaufen. Mit 17 Jahren war er Abiturient. Dann aber brach er scheinbar mit der Überlieferung der Familie und wandte sich nicht dem Universitätsstudium, sondern dem Maschinenbaufach zu. Nach praktischer Arbeit bei der staatlichen Maschinenwerkstätte Leinhausen-Hannover studierte er an der Technischen Hochschule Hannover, legte 1894 die Regierungsbauführerprüfung ab und genügte dann seiner Dienstpflicht bei den Pionieren in Dresden. Darauf war er in Frankfurt a. Main, Limburg a. d. Lahn und Fulda als Regierungsbauführer tätig. So hatte sein Vater, als er gleich ihm auf der Höhe des Lebens 1886 dahinschied, ihn noch berufstätig gesehen. 1898 zum Regierungsbaumeister ernannt, verließ er den preußischen Staatsdienst und trat bei der Bremischen Staatsbauverwaltung ein. Hier hat er bei der damaligen lebhaften Bautätigkeit noch unter Franzius reiche Anregungen empfangen.



Im Oktober 1904 wurde Weihe an die Technische Hochschule Charlottenburg berufen. Er war der erste ordentliche Professor des Maschinenwesens in der Bauingenieurabteilung. Alles mußte er hier von Grund auf aufbauen. Nicht einmal über ein Amtszimmer verfügte er damals; als der Verfasser ihn als einer seiner ersten Studierenden in Studienangelegenheiten aufsuchte, stand ihm nur seine kaum bezogene Privatwohnung zur Verfügung. Im folgenden hat er u. a. eine reichhaltige Lehrmittelsammlung für Maschinenelemente und für Baumaschinen aller Art geschaffen.

Weihe war ein Lehrer, der selbst dann, wenn er für den Bauingenieur etwas trockene Gebiete z. B. Maschinenelemente vortrug, zu fesseln wußte. Seine frische und lebendige Art des Vortrages ließ keine Müdigkeit aufkommen. Er war sich darüber klar, daß der Bauingenieur zwar gründliche Kenntnisse der Maschinenelemente braucht, daß er aber darüber hinaus nicht Maschinen bauen, sondern Maschinen kennen und beurteilen soll. Deswegen stellte er die Wirtschaftlichkeit bei seinen Vorträgen in den Vordergrund.

Weihe erkannte, wohin die Entwicklung des Bauingenieurwesens geht. Die wachsende Bedeutung des Baubetriebes und damit der Maschinenanlagen hatten ihm gerade in den letzten Jahren viel Stoff zum Denken und Forschen gegeben. Mit besonderer Teilnahme verfolgte er alle Bestrebungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, die auf Hebung der Wirtschaftlichkeit im Bauwesen hinzielen. Oft sah man ihn bei den Besichtigungen neuzeitlich eingerichteter Baustellen seitens der Ortsgruppe Brandenburg eifrig skizzieren. Gerade bevor ihn nach kurzer Krankheit der Tod ereilte, war er damit beschäftigt gewesen, in einem Unterausschuß des Ausschusses für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen Zeitstudien auf Baustellen einzurichten.

Weihe empfand wohl, daß ein Professor des Maschinenbaues an einer Bauingenieur-Abteilung mehr noch als andere verpflichtet ist, „das gedruckte Wort zur Ausbreitung von Kenntnissen zu benutzen. So hat er an verschiedenen großen Werken mitgearbeitet. Im „Handbuch der Ingenieurwissenschaften" bearbeitete er den Band „Baumaschinen", ebenso in der „Handbibliothek für Bauingenieure" (Verlag Julius Springer). Außerdem hat er in der „Hütte" und am „Esselborn" mitgewirkt.

Über 20 Jahre hat er so lehrend und forschend gewirkt. Nur der Krieg, den er als Pionieroffizier zunächst im Osten, später im Westen und schließlich in einer hervorragenden Stellung bei einer militärisch-technischen Zentralbehörde mitmachte, unterbrach seine Lehrtätigkeit zeitweilig.

Tausende seiner Schüler werden dankbar der Kenntnisse gedenken, die er ihnen aus dem großen Schwestergebiete ihrer eigenen Wissenschaft vermittelte. Das deutsche Bauingenieurwesen wird gerade in den nächsten Jahren zeigen müssen, ob die Grundlagen, die Weihe als ordentlicher Professor des Maschinenbaues an der Bauingenieurabteilung der größten deutschen Hochschule und als Fachschriftsteller gelegt hat, dazu dienen werden, neue Wege zum Besten des Faches und der Allgemeinheit zu weisen. Dann hat Weihe nicht nur für seine trauernde Gattin und seinen eben in die Praxis des Bauingenieurwesens eintretenden Sohn sowie seine Tochter gelebt, sondern in Wirklichkeit der Fachwelt, dem Vaterlande und über dessen Grenzen hinaus dem Fortschritt der technischen Wissenschaften. Dipl.-Ing. Baer, Berlin.

STOSSWEISE WIRKENDE KRÄFTE UND DIE STANDSICHERHEIT VON BAUWERKEN.

Von o. Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa.

Übersicht. An einem der Praxis entnommenen Beispiele wird dargelegt, daß große kippende Kräfte von sehr kurzer Wirkungsdauer, die die „Standsicherheit" des Bauwerkes nach rein statischer Auffassung und Durchrechnung gefährden, es in Wirklichkeit nur in durchaus unbedenkliche Schwingungen versetzen, da die träge Masse des Bauwerkes in solchem Falle den Kippmomenten einen gewaltigen Widerstand entgegensetzt. Der Rechnungsgang wird entwickelt und in Zahlen durchgeführt. Die Ergebnisse sind stellenweise überraschend.

I. Allgemeine Grundlagen.

1. Erläuterungen.

Bei den Fördertürmen und Fördergerüsten des Bergbaues kann der Fall auftreten, daß die mit großer Geschwindigkeit bewegten Teile (das Seil, die an ihm hängenden Gestelle und ihre Nutzlasten) durch ein Hindernis im Schacht oder im Turm ganz plötzlich aufgehalten werden. Die Wucht der bewegten Massen ist dann u. U. so groß, daß sie das Seil zu zerreißen vermag, wenn die Bremsung plötzlich genug geschieht. In solchem Falle wirken außerordentlich starke, aber nur sehr kurze Zeit dauernde Kippmomente auf das Bauwerk, und es entsteht die wichtige Frage, wie diese Momente, die ihrer Größe nach rein statisch imstande sind, das Bauwerk umzuwerfen, sich bei der kurzen Zeitdauer ihres Angriffes gegenüber der großen trägen Masse des Förderturmes auswirken.

Die Frage nach der Beeinflussung der Standsicherheit hat um so größere Bedeutung, wenn das Gerüst keine Schrägstreben besitzt, und wenn dabei trotzdem die Fördermaschine nicht oben auf dem Turm, sondern neben ihm steht, der Seilzug also schräg verläuft. In diesem Falle muß das Turmgewicht und seine Masse allein dem großen Kippmoment der Seilbruchlasten widerstehen.

Beim Entwurf und bei der Berechnung des Eisenbetonförderturmes für „Vereinigtfeld" in Hohndorf (Erzgeb.)[1] entstand ebenfalls die vorstehend gestellte Frage; der Turm ist dadurch gekennzeichnet, daß er keine Schrägstrebe erhalten konnte und daß die Maschine und die Köpescheibe in einem besonderen Maschinenhause neben dem Turm in der Höhe des Geländes stehen. Die Anordnung und die hauptsächlichen Maße gibt Abb. 1.

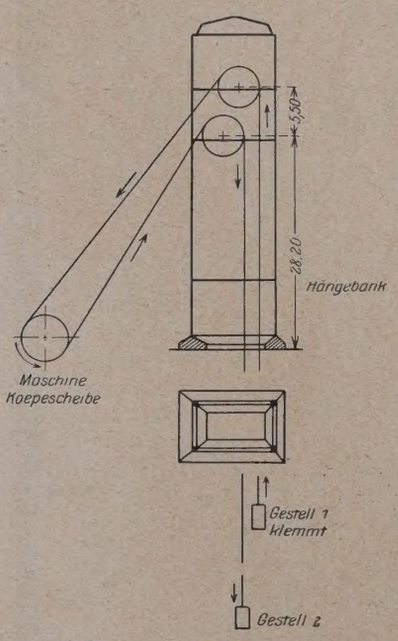


Abb. 1. Schema des Förderturmes auf „Vereinigtfeld".

Für die Belastung eines Förderturmes durch die Seilbruchlast ist kennzeichnend, daß die Wirkung der Kraft nur sehr kurze Zeit dauern kann. Die volle Seilbruchlast kann entstehen, wenn bei Fahrt mit voller Geschwindigkeit dem aufwärtsgehenden Gestell sich plötzlich ein Hindernis in den Weg stellt, das die Geschwindigkeit des Gestelles so erheblich verzögert, daß die Wucht des Seiles und des abwärtsgehenden Gestelles sowie der zwei Seilscheiben und der Treibscheibe das Seil zerreißt.

Bezeichnet man mit P die im Seil oberhalb des aufgehaltenen Gestelles wirkende Kraft, mit s den Weg, auf dem das Gestell aus seiner vollen Geschwindigkeit v zur Ruhe abgebremst wird, und mit m die bewegten Massen, durch deren Wucht die Kraft P erzeugt wird, so lautet die Arbeits- und Energiegleichung:

$$P\,s = \frac{1}{2}\,m\,v^2,$$

wenn P zunächst einmal auf dem Wege s als unveränderlich angenommen wird. Genaueres darüber siehe später. Da in obiger Gleichung die rechte Seite eine gegebene und feste Größe darstellt, so muß, um ein großes P zustande zu bringen, der Bremsweg s sehr gering sein und damit auch die Zeit, in der das Gestell auf die Geschwindigkeit o abgebremst und die Seilspannkraft bis zum Bruch gesteigert wird. Gerade die kurze Zeitdauer der Einwirkung auch auf den Turm muß aber unbedingt beachtet werden.

Nimmt man t und s größer an, so erreicht P nicht seinen höchsten Wert, wirkt dafür aber länger. Auch ein solcher Fall kommt weiterhin mit zur Erörterung. Entsprechend dem eben Dargelegten sollen drei Fälle untersucht werden:

Fälle A und B. Es tritt Seilbruchlast auf, und zwar

A) durch ein Hindernis im Schacht (Abb. 3), das aus einer Fahrgeschwindigkeit von 18 m/sec,

B) durch ein Hindernis im Turm (Abb. 4), das aus einer Fahrgeschwindigkeit von 5 m/sec

die bewegten Teile plötzlich zum Halten bringt.

Fall C. Das Gestell 2 wird im Turm beim Übertreiben durch die Zusammenziehung der Spurlatten (Abb. 4) in normaler Weise aus einer Geschwindigkeit von 5 m/sec aufgehalten.

Der Gedanken- und Rechnungsgang für die Ermittlung der Seilbruchlast und der übrigen Seilkräfte und ihrer Einwirkung auf den Förderturm ist nun folgender:

I. Unter der Annahme, daß das aufwärtsgehende Gestell durch ein Hindernis plötzlich (Fälle A und B) oder durch die Spurlatten normal (Fall C) gebremst wird, berechnet man die Kräfte im Seil, den Bremsweg und die Zeitdauer vom Beginn der Bremsung bis zum Seilbruch bzw. Stillstand.

II. Mit den Seilkräften und der Zeitdauer ihrer Einwirkung auf den Turm kennt man den Kraftantrieb, den dieser erfährt, und kann daraus die ihm in dieser Zeit erteilte Geschwindigkeit der Kippbewegung berechnen.

III. Aus der Geschwindigkeit ergibt sich die Wucht der in Bewegung gesetzten Turmmasse, der das Gewicht des Bauwerkes bzw. die Baugrundpressung entgegenwirken muß, um es in seine ursprüngliche Lage wieder zurückzuführen. Eine Arbeitsgleichung liefert dann die wagerechte Bewegung der Turmspitze.

2. Zahlenwerte usw.

Die grundlegenden Maße und Gewichte, soweit sie nicht aus den Abb. 1 und 3 hervorgehen, sind folgende:

Gewicht des aufwärtsgehenden, vollbeladenen Gestells Nr. 1 einschließlich 870 m Ober- und Unterseil	$G_1 = 23{,}6$ t
seine Masse	$m_1 = 2{,}40$ tsec²/m
Gewicht des abwärtsgehenden Gestells mit Wagen ohne Nutzlast, ohne Oberseil . .	$G_2 = 10{,}8$ t
seine Masse	$m_2 = 1{,}10$ tsec²/m
das Gewicht des abwärtsgehenden Seiles von seiner Leitscheibe bis zum abwärtsgehenden Gestell.	$G_s = 8{,}0$ t
seine Masse	$m_s = 0{,}82$ tsec²/m
Masse der zwei Leitscheiben und der Köpescheibe, auf den Scheibenumfang bezogen	0,83 tsec²/m
die Masse des Seiles zwischen den Scheiben	0,11 tsec²/m
Beides zusammen	$m_3 = 0{,}94$ tsec²/m

[1] Vgl. Bauing. 1926, S. 453 u. folgd.

Das Seil selbst hat eine Seilbruchlast von 236 t und einen Stahlquerschnitt von $F = 15{,}7$ cm²; als Elastizitätszahl wird $E = 2000$ t/cm² angenommen, obwohl sie in der Nähe der Bruchgrenze sicher geringer ist. Die höhere Zahl entspricht aber einer größeren Steifigkeit des Seiles und gibt damit größere Seilkräfte, was für den Turm ungünstiger ist.

Der später gebrauchte Wert α, das Kennzeichen für die Dehnbarkeit des Seiles, wird unter Berücksichtigung der nachstehenden Annahme, also mit der Seillänge $L = 600$ m, berechnet zu

$$\alpha = \frac{E\,F}{L} = \frac{2000 \cdot 15{,}7}{600} = 52{,}3 \text{ t/m}.$$

Für die Berechnung wird das Seil für die kurze Länge vom Gestell 1 ab über die obere Leitscheibe und die Köpescheibe hinweg bis zur zweiten Leitscheibe als starr angenommen, von da ab bis zum Gestell 2 hin als elastisch nach obigen Angaben.

Das elastische Seilstück unterhalb der unteren Leitscheibe bis zum Gestell 2 hin ist in dynamischem Sinne folgendermaßen zu kennzeichnen: seine Masse m_s ist auf die ganze Länge von 800 m Teufe gleichmäßig verteilt; an ihm hängt unten die Masse m_2 des Gestelles 2. Wenn am oberen Ende die Seilkraft S wirkt, so ist die Seilkraft zwischen dem unteren Seilende und dem Gestell 2 wesentlich kleiner, da zwischen beiden die Seilmasse m_s liegt und dynamisch mitwirkt.

Eine genaue Berücksichtigung der wirklichen Massenverteilung würde zu äußerst verwickelten Differentialgleichungen führen. Um zu einer einfacheren Rechnung zu kommen, werden deshalb die Masse m_s des Seiles und die etwa gleich große Masse m_2 des Gestelles 2 vereinigt gedacht, und zwar an einer Stelle, die in der Mitte zwischen beiden Massen liegt, also in ¾ der Teufe. Das ergibt eine Seillänge von $L = 600$ m.

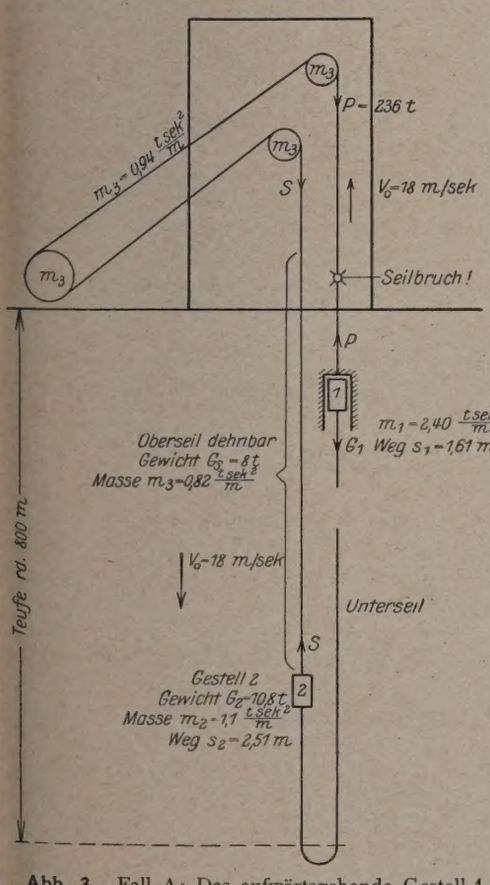


Abb. 3. Fall A: Das aufwärtsgehende Gestell 1 klemmt im Schacht; $t = 0{,}14$ sec.

Die Kräfte, die im Seil wirken, sind folgendermaßen angenommen und bezeichnet (Abb. 3 und 4): Vom Gestell 1 ab bis zur oberen Leitscheibe mit P; unterhalb der unteren Leitscheibe, d. h. am oberen Ende des elastischen Seilteiles, mit S; am unteren Ende dieses Seilteiles, dicht über dem Gestell entsprechend der obigen Annahme über die Massenverteilung, ebenfalls mit S; die Wege während des Bremsvorganges sind für das Gestell 1, d. h. für die Kraft P und für den Umfang der drei Scheiben, also auch für die obere Kraft S gleich s_1; für das Gestell 2 und die untere Kraft S gleich s_2.

3. Abhängigkeit zwischen Weg, Geschwindigkeit und Zeit.

Der erste Teil der Rechnung umfaßt die Aufgabe, die Kräfte in den verschiedenen Seilstücken und die Bremswege der beiden Gestelle zu ermitteln, und aus ihnen die Zeitdauer des Bremsvorganges. Die genaue Rechnung mit Hilfe des Prinzips von d'Alembert führt zu zahlreichen Differentialgleichungen, deren strenge Lösung unmöglich erscheint. Eine Annäherung, die für den vorliegenden Zweck vollkommen genau genug ist, läßt sich gewinnen, wenn man die Arbeitsgleichung benutzt. Doch muß für diesen Fall bekannt sein, wie sich die Seilzugkräfte mit dem Bremsweg entwickeln und verändern.

Dazu dient als grundlegende Voraussetzung die folgende Annahme: Sämtliche Seilkräfte wachsen proportional mit dem zurückgelegten Wege.

Diese Voraussetzung bedingt, daß auch die Bremsverzögerung proportional mit s wächst; es sei gesetzt:

$$p = -\beta^2 s. \tag{1}$$

Über den Proportionalitätsfaktor β^2 siehe später. Aus obiger Gleichung (1) ergibt sich, wenn für p der seiner Definition entsprechende Wert $\frac{dv}{dt}$ eingesetzt und mit ds erweitert wird,

$$\frac{dv}{dt}\,ds = -\beta^2 s\,ds$$

und durch Integration:

$$\frac{1}{2}v^2 = -\frac{1}{2}\beta^2 s^2 + C.$$

Die Konstante C ergibt sich für $s = 0$, $v = v_0 = 18$ m/sec zu $C = \frac{v_0^2}{2}$ und damit

$$v^2 = v_0^2 - \beta^2 s^2,\quad v = \sqrt{v_0^2 - \beta^2 s^2} = \frac{ds}{dt}; \tag{2}$$

$$dt = \frac{ds}{\sqrt{v_0^2 - \beta^2 s^2}}.$$

Die Integration liefert:

$$\beta t = \arcsin\left(\frac{\beta s}{v_0}\right). \tag{3}$$

Die Integrationskonstante wird gleich o, da zur Zeit $t = o$ auch $s = o$ ist.

Die Umkehrung gibt:

$$\frac{\beta s}{v_0} = \sin(\beta t);\quad s = \frac{v_0}{\beta}\sin(\beta t). \tag{4}$$

Das Maximum von s tritt ein für $\sin(\beta t) = 1$, d. h. für $\beta t = \frac{\pi}{2}$ usw., und ist $s_m = \frac{v_0}{\beta}$.

Hieraus folgt:

$$\beta = \frac{v_0}{s_m}. \tag{5}$$

Damit ergibt sich aus $\beta t = \frac{\pi}{2}$ der Wert

$$t = \frac{\pi\, s_m}{2\, v_0}. \tag{6}$$

Die größte Bremsverzögerung berechnet sich nun zu

$$p_m = -\beta^2 s_m = -\frac{v_0^2}{s_{max}}. \tag{7}$$

Die Abhängigkeit der Geschwindigkeit und der Beschleunigung von der Zeit ergibt sich zu

$$v = v_0 \cos(\beta t) \tag{8}$$

und

$$p = -\beta\, v_0 \sin(\beta t). \tag{9}$$

II. Seilkräfte, Bremswege und -zeiten.

1. Fall A (Abb. 3).

Das aufwärtsgehende Gestell klemmt kurz vor Verlassen des Schachtes, aber noch in voller Fahrgeschwindigkeit. Bei einer normalen Bremsverzögerung von $p = 0{,}9$ m/sec² und einer Fahrgeschwindigkeit von $v = 18$ m/sec² wäre das etwa 180 m unter der Hängebank. Der Einfachheit der Rechnung halber

soll das Klemmen aber dicht unter der Rasenhängebank angenommen werden.

Einen ersten Anhalt für die Größe des Bremsweges s_1 gewinnt man, wenn man das Seil auf seine ganze Länge vollkommen starr annimmt; dann erzeugt die Wucht der sämtlichen Massen die Kraft P über dem Gestell 1, und deren Arbeit auf dem Wege s_1 zehrt die Wucht auf. Da die Kraft P auf dem Wege s_1 von o bis zu ihrem höchsten Werte anwächst, so ist ihre Arbeit gleich $\frac{1}{2} P s_1$. Die Massen, die hier in Frage kommen, sind m_2, m_s und m_3, zusammen also $m = m_3 + m_s + m_2 = 2{,}86$ tsec²/m. Somit lautet die Arbeitsgleichung:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + (G_1 + G_2) s_1 = o,$$

$$s_1 = \frac{v_0^2 m}{P - 2 G_1 - 2 G_2} = \frac{18^2 \cdot 2{,}86}{236 - 2 \cdot 18{,}8} = 4{,}67 \text{ m}.$$

Hierbei ist aber die Dehnbarkeit des Seiles nicht berücksichtigt. Da dieses sich bei diesem Bremsvorgang stark verlängert, so wirken die an ihm hängenden Massen m_2 und m_s nicht in voller Größe auf die Kraft P ein. Die Wucht, die durch P abzubremsen ist, wird also geringer und damit der Bremsweg s_1 kleiner, mit ihm auch die Zeitdauer der Wirkung der Seilbruchlast.

Der Bremsvorgang vollzieht sich in Wirklichkeit folgendermaßen: Das Hindernis hält das Gestell 1 auf und bremst seine Fahrgeschwindigkeit v_0 auf o ab, am Ende des Bremsvorganges reißt das Seil. Die Zeitdauer am Gestell 1 sei t_1, der Bremsweg s_1. Gleichzeitig wird auch das Gestell 2 abgebremst; da es mit dem Gestell 1 durch das elastische Seil verbunden ist, so wird sein Bremsweg s_2 um die Dehnung des Seiles (und diese ist bei der großen Länge des Seiles nicht unerheblich) größer sein als s_1. Nun ist zu beachten, daß beide Gestelle mit der gleichen Anfangsgeschwindigkeit v_0 in den Bremsvorgang eintreten; da die Bremswirkung am Gestell 2 nur so lange anhält als das Seil noch nicht gerissen ist, also nur während der Zeitdauer t_1, und da die Verzögerung am Gestell 2 natürlich nicht größer sein kann, als am Gestell 1, so folgt daraus, daß am Gestell 2 in der gleichen Zeit t_1 die Anfangsgeschwindigkeit v_0 nicht bis auf o abgebremst werden kann, sondern nur bis auf den Wert v_2. In der Zeitdauer t_1, die allein hier interessiert, kann also auch nicht die volle Seildehnung zustande kommen, sondern nur ein Teil davon, der eben dem Bremsweg s_2 entspricht. Dieser Weg s_2 wird durch die Anfangsgeschwindigkeit v_0 und durch die Zeit t_1 bestimmt.

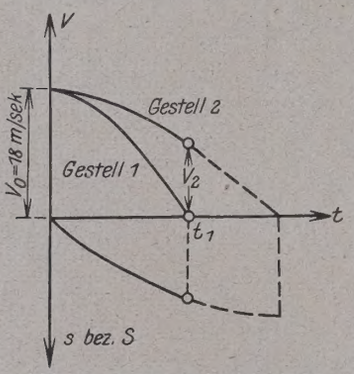


Abb. 2. Zusammenhang zwischen Geschwindigkeit, Weg und Zeit.

Der Vorgang ist in Abb. 2 dargestellt. Die Abnahme der Geschwindigkeit von v_0 bis auf o am Gestell 1 und bis auf v_2 am Gestell 2 in der Zeitdauer t_1 erfolgt nach dem Cosinusgesetz, wie es die Formel (8) angibt. Es gelten nun die Gleichungen

(10) $$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} S s_1 + \frac{1}{2} m_3 v_0^2 = o.$$

(11) $$-\frac{1}{2} S s_2 + G s_2 + \frac{1}{2} m (v_0^2 - v_2^2) = o.$$

(12) $$s_2 - s_1 = \Delta L = \frac{S}{\alpha}.$$

(13) $$s_2 = \frac{v_0 + v_2}{2} t_1.$$

(14) $$t_1 = \frac{\pi s_1}{2 v_0}.$$

Dazu ist folgendes zu bemerken:

Die Gleichung (10) ist die Arbeitsgleichung für das Seilstück, das über die beiden Seilscheiben und über die Köpescheibe läuft. Es wird angenommen, daß dieses Seilstück vollkommen starr sei; es wird von der Geschwindigkeit $v_0 = 18$ m/sec auf o abgebremst; der Weg dabei ist s_1.

Die Gleichung (11) ist die Arbeitsgleichung für das Gestell 2 und die mit diesem vereinigt gedachte Seilmasse. An ihnen wirkt nach oben die Seilkraft S, nach unten $G = G_2 + G_s$ und die Wucht der Masse $m = m_2 + m_s$.

Die Gleichung (12) gibt die Verlängerung des Seilstückes von $L = 600$ m Länge, entsprechend dem Unterschied der Wege seines unteren und seines oberen Endpunktes als abhängig von der im Seil wirkenden Kraft S.

Die Gleichung (13) gibt den Zusammenhang des Weges s_2 des Gestelles 2 mit seiner mittleren Geschwindigkeit und der Zeit t_1, während deren sich die Anfangsgeschwindigkeit v_0 des Gestelles auf v_2 herabmindert.

Die Gleichung (14) entspricht der früheren Gleichung (6).

Die Ausrechnung liefert:

$$s_1 = 1{,}615 \text{ m}, \quad v_2 = 17{,}65 \text{ m/sec},$$
$$t_1 = 0{,}141 \text{ sec}, \quad s_2 = 2{,}51 \text{ m} \text{ und } S = 47{,}1 \text{ t}.$$

Rechnet man zur Nachprüfung den Bremsvorgang als einfachen Schwingungsvorgang so, als ob die Masse m (Gestell 2 und Seil) am elastischen Faden (Seil) aus der Geschwindigkeit v_0 plötzlich durch Festhalten des oberen Seilendes in Schwingung gebracht würde (also ohne Berücksichtigung des Bremsweges s_1!), so gilt die bekannte Gleichung

$$y = \frac{v_0}{k} \sin k t + \frac{G}{\alpha} (1 - \cos k t).$$

Hierin ist $k = \sqrt{\frac{\alpha}{m}}$, während G und α die schon oben erläuterte Bedeutung haben.

Ferner ist:

$$v = v_0 \cos k t + \frac{G k}{\alpha} \sin k t.$$

Für verschiedene Zeiten ergibt sich

t	y	v
o	o	18,00
0,01	0,181	18,09
0,05	0,905	17,89
0,10	1,768	16,54
0,15 sec	2,545 m	14,13 m/sec

Man sieht, daß y für $t_1 = 0{,}14$ sec dem Werte $s_2 = 2{,}51$ m sehr gut entspricht; die Geschwindigkeit v wird hier geringer als v_2, weil hier die Bremsung sehr viel härter erfolgt, da das obere Seilende als plötzlich vollkommen festgehalten angenommen wird.

Aus Gleichung (7) folgt noch die größte Verzögerung am Gestell 1:

$$p = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{18^2}{1{,}615} = -200{,}0 \text{ m/sec}^2.$$

Die größte Verzögerung am Gestell 2 wird

$$p = -\frac{v_0^2 - v_2^2}{s_2} = -\frac{18^2 - 17{,}65^2}{2{,}51} = -\frac{12{,}6}{2{,}51} = -5{,}02 \text{ m/sec}^2.$$

Ergebnis für Fall A: Das durch ein Hindernis im Schacht plötzlich aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner vollen Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 18$ m/sec in $t_1 = 0{,}14$ sec zur Ruhe und legt dabei einen Bremsweg $s_1 = 1{,}61$ m zurück. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei die Seilbruchlast P = 236 t auf. Die Seilkräfte nehmen im übrigen Seil um so mehr ab, je weniger Masse sie aufzuhalten haben: Unterhalb der unteren Seilscheibe ist die Seilkraft nur noch $S = 47{,}1$ t, über dem Gestell 2 in Wirklichkeit noch kleiner. Der Bremsweg des Gestelles 2 ist $s_2 = 2{,}51$ m, die Dehnung des Seiles bis zum Seilbruch also 0,90 m. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges wird die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 18$ m/sec nur auf $v_2 = 17{,}65$ m/sec herabgemindert.

2. Fall B (Abb. 4).

Für den Fall A war vorausgesetzt, daß das Gestell 1 im Schachte klemmt. Zwischen dem Gestelle 1 im Schachte und der oberen Seilscheibe besteht also während des ganzen Bremsvorganges die Verbindung durch das Seil; d. h. die in diesem wirkende Seilbruchlast P verankert dabei den ganzen Turm gegen den Schachtausbau, erschwert also sein Kippen. Es soll nun angenommen werden, daß das Hindernis, an dem das Gestell 1 so plötzlich festfährt, nicht im Schachte, sondern im

Turm selbst sitze (Abb. 4). Dabei übt jetzt die Wucht des Gestelles 1 sogar eine hebende Wirkung auf den Turm aus.

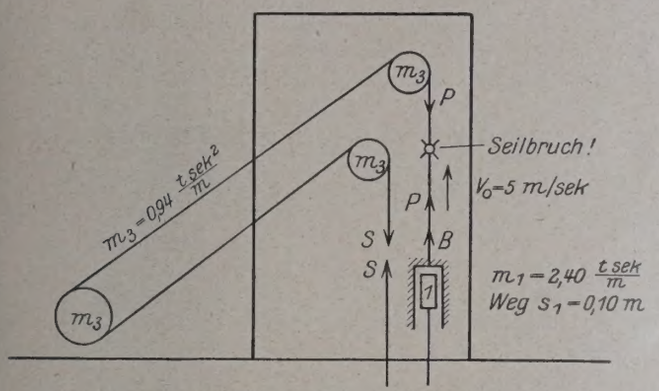


Abb. 4. Fall B u. C:
Das aufwärts gehende Gestell 1 klemmt im Turm.

Bem.: Im Falle B: P = 236 t (Seilbruch), G_s, m_s, G_2 und m_2 wie in Abb. 3; $s_2 = 0.16$ m.
Im Falle C: Geringere Seilkräfte, kein Seilbruch; vgl. Rechnung.

Dieser Fall wäre selbstverständlich weit ungünstiger, wenn das Gestell mit der vollen Fahrgeschwindigkeit in den Turm einfahren könnte. Durch eine automatische Bremsvorrichtung ist aber Vorsorge getroffen, daß die Geschwindigkeit des Gestelles beim Einfahren in den Turm höchstens 5 m/sec beträgt.

Nimmt man zunächst wieder das Seil als vollkommen starr an, so gilt:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + G s_1 = 0,$$

$$s_1 = \frac{m v_0^2}{P - 2G} = \frac{2{,}86 \cdot 5^2}{236 - 37{,}6} = 0{,}36 \text{ m}.$$

Aber auch hier muß wieder die Dehnbarkeit des Seiles berücksichtigt werden, wenn man den Vorgang einigermaßen genau erfassen will. Der Gedanken- und Rechnungsgang ist genau der gleiche wie unter A dargelegt. Es gelten dieselben Gleichungen; die Ausrechnung ergibt hier

aus Gl. (15): $v_2 = 1{,}369 + \frac{28{,}74}{s_1} - \frac{2{,}862}{s_1^2}$,

und weiter $s_1 = 0{,}101$ m, $v_2 = 5{,}27$ m/sec,
$s_2 = 0{,}162$ m, $t_1 = 0{,}032$ sec,
$S = 3{,}2$ t.

Wird wiederum die Seildehnung als Schwingungsvorgang gerechnet, so ergibt sich:

t	y	v
0	0	5,00
0,03	0,156	5,24
0,05	0,260	5,11
0,10	0,526	5,06
0,15 sec	0,782 m	4,68 m/sec

Auch hier wird die Größe des Weges s_2 durch den Schwingungsausschlag in der gleichen Zeit bestätigt.

Die Bremsverzögerungen sind:

$$p_1 = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{25}{0{,}101} = 248 \text{ m/sec}^2,$$

$$p_2 = -\frac{v_0^2 - v_2^2}{s_2} = \frac{5^2 - 5{,}27^2}{s_2} = +\frac{2{,}77}{0{,}16} = +17{,}3 \text{ m/sec}^2.$$

Die Größe der hebenden Kraft B, die durch die Wucht des Gestelles 1 auf den Turm ausgeübt wird, berechnet sich aus der Gleichung

(17) $$-\frac{1}{2} B s_1 = \frac{1}{2} m_1 v_0^2 - G_1 s_1$$

zu

$$B = \frac{m_1 v_0^2}{s_1} - 2 G_1 = \frac{2{,}40 \cdot 25}{0{,}101} - 2 \cdot 23{,}6 = 594 - 47 = 547 \text{ t}.$$

Ergebnisse für Fall B: Das durch ein Hindernis im Turm plötzlich aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 5$ m/sec in $t_1 = 0{,}032$ sec zur Ruhe und legt dabei einen Bremsweg $s_1 = 0{,}10$ m zurück. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei die Seilbruchlast P = 236 t auf. Die Seilkräfte nehmen im übrigen um so mehr ab, je weniger Masse sie aufzuhalten haben. Unterhalb der unteren Seilscheibe ist die Seilkraft S nur noch 47 t, über dem Gestell 2 in Wirklichkeit noch kleiner. Der Bremsweg des Gestells 2 ist $s_2 = 0{,}16$ m, die Dehnung des Seiles bis zum Seilbruch also 0,06 m. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges erhöht sich die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 5$ m/sec auf $v_2 = 5{,}27$ m/sec durch die Wirkung der Schwere des Seiles und des Gestelles 2. Schon bei Betrachtung des außerordentlich kleinen Bremsweges s_1, den man nach den Ergebnissen der Rechnung annehmen muß, damit die gewaltige Seilbruchlast von P = 236 t zustandekommt, und noch mehr bei Betrachtung der gewaltigen Größe der Kraft B von 547 t gewinnt man die Überzeugung, daß eine so plötzliche Bremsung des Gestelles 1 im Turm, wie sie der vorstehenden Überlegung und Rechnung zugrunde liegt, sehr unwahrscheinlich erscheint und kaum vorkommen dürfte, da ein so starres Hindernis schwer auszudenken ist. Trotzdem soll dieser Bremsfall in seiner Auswirkung auf den Turm noch weiterhin mit verglichen werden.

3. Fall C.

Gegenüber dem etwas unwahrscheinlichen Fall B sei noch als dritter Fall C derjenige betrachtet, wo das Gestell 1 im Turme beim Übertreiben durch die Zusammenziehung der Spurlatten angehalten wird, also in einer Weise zur Ruhe kommt, deren Eintreten wesentlich wahrscheinlicher ist, als die ganze außerordentlich plötzliche Bremsung durch ein Hindernis nach Fall B.

In vielen Fördergerüsten, so auch in dem Förderturm „Vereinigtfeld" bei Hohndorf, laufen die Spurlatten nach oben hin derart zusammen, daß das Gestell beim Übertreiben über die Hängebank hinaus sich festklemmen muß. Der zur Verfügung stehende und wirksame Bremsweg sei dabei mit 4 m angenommen und auf ihm komme das Gestell 1 aus der Geschwindigkeit $v_0 = 5$ m/s gerade bis zu v = 0. Damit ist also der Bremsweg $s_1 = 4$ m gegeben, und aus ihm berechnet sich nach Gleichung (6):

$$t_1 = \frac{\pi \cdot 4}{2 \cdot 5} = 1{,}256 \text{ sec}.$$

Nimmt man wieder das ganze Seil als vollkommen starr an, so gilt in üblicher Weise:

$$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} m v_0^2 + G s_1 = 0,$$

$$P = \frac{m v_0^2}{s_1} + 2G = \frac{2{,}86 \cdot 25}{4} + 2 \cdot 18{,}8 = 55{,}5 \text{ t}.$$

In der langen Zeit t_1 hat das Gestell 2 und das Seil vollkommen Zeit zum Ausschwingen; es sei zur Vereinfachung angenommen, daß in der Zeit t_1 auch das Gestell 2 von seiner Anfangsgeschwindigkeit v_0 gerade bis auf 0 abgebremst wird. Vermutlich wird es schon wieder eine rückläufige Bewegung ausführen; das würde heißen, daß die Seilkraft dabei sich schon wieder vermindert. Die obige Annahme stellt also die für den Turm ungünstigste dar.

Auf Grund dieser Annahmen lauten nun die Arbeits- und Dehnungsgleichungen diesmal:

(18) $$-\frac{1}{2} P s_1 + \frac{1}{2} S s_1 + \frac{1}{2} m_3 v_0^2 = 0,$$

(19) $$-\frac{1}{2} S s_2 + G s_2 + \frac{1}{2} m v_0^2 = 0,$$

(20) $$s_2 - s_1 = \frac{S}{\alpha}.$$

Die weitere Rechnung ergibt:

$$s_2 = 4{,}905 \text{ m}, \quad S = 47{,}3 \text{ t}, \quad P = 53{,}2 \text{ t}.$$

Die der Wucht des Gestelles 1 entsprechende Kraft B,

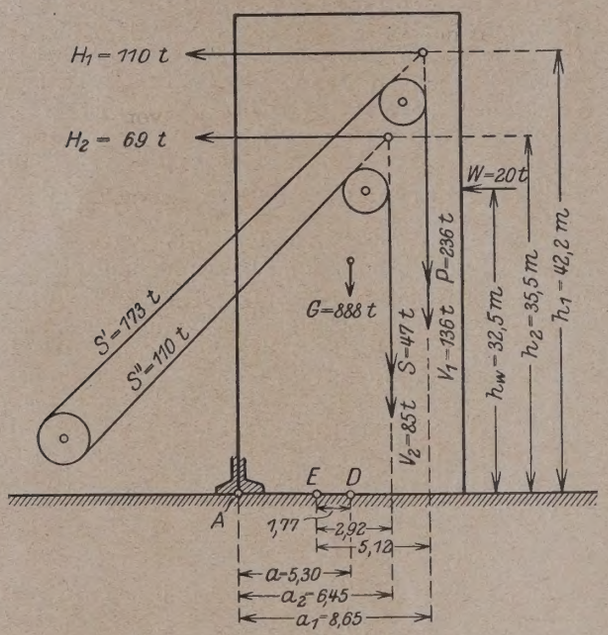


Abb. 5. Seilkräfte.
Fall A: Klemmen des Gestells im Schacht.

Bem.: Für Fall B gilt:
$S' = 158$ t, $H_1 = 98$ t, $V_1 = 124$ t.
$S'' = 81$ t, $H_2 = 51$ t. $V_2 = 64$ t,
$B = 547$ t nach oben gerichtet (vgl. Abb. 4).
Für Fall C gilt:
$S' = 51$ t, $H_1 = 31{,}8$ t, $V_1 = 40$ t,
$S'' = 49$ t, $H_2 = 30{,}6$ t, $V_2 = 38{,}5$ t,
$B = 32$ t nach unten gerichtet.

kräfte im übrigen Seil sind etwas geringer, unterhalb der unteren Leitscheibe ist $S = 47{,}3$ t. Der Bremsweg des Gestelles 2 ist $s_2 = 4{,}90$ m, die Seildehnung also 0,90 m. Im Verlaufe dieses Bremsvorganges kommt die Geschwindigkeit des Gestelles 2 von $v_0 = 5$ m/sec auf 0 herab, kehrt vielleicht sogar ihre Richtung schon wieder um. Das letztere ist nicht weiter verfolgt.

III. Wirkung der Seilkräfte auf den Turm.

Zur Beurteilung der Frage, wie die Seilkräfte auf den Turm wirken und ob dabei die Gefahr eines Umstürzens besteht, ist folgendes zu erörtern.

1. Drehachse durch A.

Unter Benutzung des heute in der Statik üblichen Begriffes der Standsicherheit wird vielfach angenommen, daß der Turm sich um den Punkt A, die Mitte des Fußes der linken Eckstützen (Abb. 5) dreht, wobei sich der Schwerpunkt des Turmes heben würde. Der Baugrund ist hierbei als starr angesehen. Die nach einer solchen rein statischen Betrachtungsweise, die die Kräfte als dauernd wirkend ansieht und keine Rücksicht auf ihre Zeitdauer nimmt, berechnete Standsicherheit n, ausgedrückt als das Verhältnis des Momentes der lotrechten Kräfte zu dem der wagerechten, ist in der nachfolgenden Zahlentafel für die drei Fälle A, B und C aufgeführt. Die Momente berechnen sich dabei so, wie es im folgenden näher erläutert ist. Neben der Standsicherheit steht auch noch der Abstand e der Resultierenden R aller Kräfte vom Punkte A.

Aus beiden Werten ersieht man, daß unter vorstehender Betrachtung der Fall B der ungünstigste, der Fall C der günstigste ist, und daß Fall A in der Mitte zwischen beiden steht.

Wir werden weiterhin sehen, wie sich dieses Verhältnis bei einer genaueren dynamischen Durchrechnung der Belastungsfälle unter Berücksichtigung der Zeitdauer der Kräftewirkung gerade umkehrt.

Zahlentafel.

	Lotrechte Kräfte ΣV	Wagerechte Kräfte ΣH	Gesamtkraft R	Momente der lotrechten Kräfte M_V	Momente der wagerechten Kräfte M_H	$\Delta M = M_V - M_H$	$e = \Delta M : R$	Standsicherheit n	Momentenantrieb $\int M\,dt$
	t	t	t	mt	mt	mt	m		mt sec
Fall A	1393	197	1407	8788	7740	+ 1048	+ 0,75	1,14	304
Fall B	532	169	558	1480	6590	− 5110	− 9,15	0,22	138
Fall C	1045	82	1048	5881	3080	+ 2801	+ 2,67	1,91	485
Alles bezogen auf den Punkt A									bezogen auf Punkt E

die auf den Turm eine hebende Wirkung ausübt, berechnet sich aus Gl. (17):

$$-\frac{1}{2} B s_1 + \frac{1}{2} m_1 v_0^2 - G_1 s_1 = 0$$

zu

$$B = \frac{m_1 v_0^2}{s_1} - 2 G_1 = \frac{2{,}40 \cdot 25}{4} - 47{,}2 = -32{,}2 \text{ t},$$

wirkt also nach unten! Die Bremsverzögerung ist

$$p = -\frac{v_0^2}{s_1} = -\frac{25}{4} = -6{,}25 \text{ m/s, also} < 9{,}81 \text{ m/s}^2.$$

Ergebnisse für Fall C: Das durch die Verengung der Spurlatten im Turm beim Übertreiben aufgehaltene Gestell 1 kommt von seiner Fahrgeschwindigkeit $v_0 = 5$ m/sec auf einem Bremswege $s_1 = 4$ m in $t_1 = 1{,}256$ sec zur Ruhe. Im Seil über dem Gestell 1 tritt dabei eine Seilkraft $P = 53{,}2$ t auf. Die Seil-

Im Gegensatz zu der Annahme des Punktes A als Drehpunkt der Kippbewegung würde bei einem Baugrund, der sich infolge der Pressung beim Kippen des Turmes elastisch stark zusammendrückt, der Turm sich vielleicht um die Achse durch den Punkt D, die Mitte der gesamten Gründungsfläche, drehen, wobei der Baugrund sich links von D zusammendrückt, rechts von D aber die durch das Eigengewicht des Turmes erzeugte Zusammenpressung des Baugrundes sich teilweise wieder aufhebt.

Die beiden vorbezeichneten Bewegungsarten sind die äußersten Grenzfälle des Möglichen; die Wirklichkeit liegt sicher zwischen beiden. Der wirkliche Drehpunkt dürfte zunächst bei Beginn des Kippens nahe bei D liegen, und in dem Maße, wie der Turm sich nach links bewegt, von D weg nach A hin wandern. Das Bauwerk wälzt sich auf dem Baugrund ab. Ohne weiter auf diese schwierige Frage einzugehen, soll der Kürze und Einfachheit halber als unveränderlicher Drehpunkt der Punkt E angenommen werden, der um $^1/_3$ der Länge DA von D entfernt liegt.

2. Drehachse durch E.

Für diesen Punkt E sind zunächst die Drehmomente der angreifenden Kräfte und Gewichte zu berechnen.

a) Momente für den Fall A.

Während der Zeit t_1 wirken am Turm die von o bis zu ihrem größten Werte anwachsenden Kräfte P und S mit den Grenzwerten P = 236 t und S = 47,1 t. In den Seilstücken zwischen P und S werden die Seilzugkräfte durch Zwischenschaltung ermittelt wie in Abb. 5 eingetragen. Außer ihnen wirkt noch kippend eine Windkraft W = 20 t in einer Höhe von 32,5 m.

Dem Kippmoment wirkt außer der Massenträgheit des Turmes noch entgegen das Gewicht G des Turmes, die Seilkräfte P und S in den lotrechten Seilen sowie die lotrechten Komponenten V_1 und V_2 der schrägen Seilzüge S′ und S″ in denselben Wirkungslinien wie P und S.

Es ergeben sich damit folgende größte Werte der Drehmomente in bezug auf E:

1. der wagerechten Kräfte:

$$\begin{aligned} \text{Seilzüge } H_1 h_1 + H_2 h_2 &= 7090 \text{ mt} \\ \text{Wind } W h_3 \quad &= \underline{650 \text{ ,,}} \\ &\quad 7740 \text{ mt} \end{aligned}$$

2. der lotrechten Kräfte:

$$\begin{aligned} \text{Seilzüge } (P + V_1)\, a_1 + (S + V_2)\, a_2 &= 2296 \text{ mt} \\ \text{Turmgewicht } G\, a \quad &= \underline{1574 \text{ ,,}} \\ &\quad 3870 \text{ mt} \end{aligned}$$

Hierbei ist zu beachten, daß die Kippmomente $H_1 h_1 + H_2 h_2$ während der Zeit t_1, in der das Aufhalten des Gestelles und damit der Bruch des Seiles sich vollzieht und in der der Anlaß für ein etwaiges Kippen des Turmes gegeben wird, von o bis zum Werte 7090 mt anwachsen, weil die Kräfte H anwachsen, daß das Kippmoment des Winddruckes aber während dieser Zeit konstant bleibt. Für die Standmomente gilt sinngemäß das Gleiche: dasjenige des Turmeigengewichtes ist unverändert von Anfang an mit 1574 mt vorhanden, diejenigen der Kräfte P, S und V wachsen ebenfalls erst während der Zeit t_1 von o bis zum größten Werte von 2296 mt an. Der Verlauf der Kippmomente ist in Abb. 6a zeichnerisch dargestellt; der Übergang von den Anfangs- zu den Endwerten erfolgt dabei nach einer Sinuslinie, da die Kräfte, wie grundlegend angenommen wurde, proportional mit dem Wege s wachsen und dieser wieder nach Gleichung (4) mit sin (β t) sich verändert.

Aus der Abb. 6a erkennt man, daß die Kippmomente im Anfang der Zeitdauer t_1 etwas kleiner als die Standmomente sind, daß sie aber im letzten Teile dieser Zeitdauer sie ganz beträchtlich über-

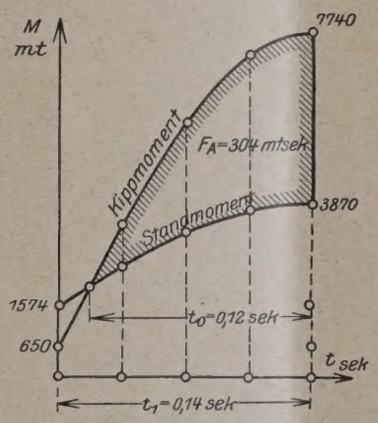


Abb. 6a. Fall A.

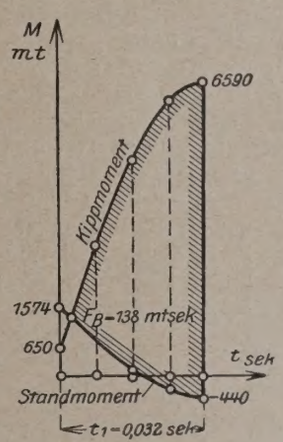


Abb. 6b. Fall B.

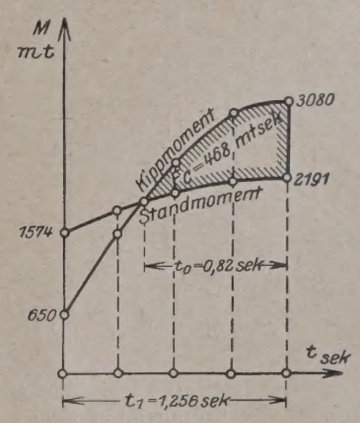


Abb. 6c. Fall C.

Verlauf der Kippmomente.

An sich wäre also eine Standsicherheit im vorliegenden Falle nach unsern gewöhnlichen Begriffen der Statik nicht vorhanden. Wir werden zu prüfen haben, wie weit das zu Bedenken Anlaß gibt.

b) Momente für den Fall B.

Nach genau demselben Gedanken- und Rechnungsgang wie beim Fall A ergeben sich hier die unter der Abb. 5 eingeschriebenen Seilkräfte und damit die Kippmomente in bezug auf den Drehpunkt E.

Momente der wagerechten Kräfte:

$$\begin{aligned} H_1 h_1 + H_2 h_2 &= 5940 \text{ mt} \\ W h_3 \quad &= \underline{650 \text{ ,,}} \\ &+ 6590 \text{ mt} \end{aligned}$$

Momente der lotrechten Kräfte:

$$\begin{aligned} (V_1 - B)\, a_1 + (S + V_2)\, a_2 &= - 2014 \text{ mt} \\ G\, a \quad &= \underline{+ 1574 \text{ ,,}} \\ &- 440 \text{ mt} \end{aligned}$$

Den Verlauf der Momente vom Beginn der Bremsung bis zum Ende stellt die Abb. 6b dar.

Auch hier verändern sie sich wieder nach dem Sinusgesetz; diejenigen der wagerechten Kräfte wachsen von 650 mt bis zu 6590 mt, diejenigen der lotrechten Kräfte nehmen ab von + 1570 mt auf − 440 mt.

Dieses negative Vorzeichen bedeutet, daß auch die Momente der lotrechten Kräfte hier kippend wirken, daß also von einer Standsicherheit hier überhaupt nicht gesprochen werden kann.

c) Momente für den Fall C.

Die Drehmomente in bezug auf den Punkt E sind:

Momente der wagerechten Kräfte (Abb. 5):

$$\begin{aligned} H_1 h_1 + H_2 h_2 &= 2430 \text{ mt} \\ W h_3 \quad &= \underline{650 \text{ ,,}} \\ &\quad 3080 \text{ mt} \end{aligned}$$

Momente der lotrechten Kräfte:

$$\begin{aligned} (V_1 + B)\, a_1 + (S + V_2)\, a_2 &= 617 \text{ mt} \\ G\, a \quad &= \underline{1574 \text{ ,,}} \\ &\quad 2190 \text{ mt} \end{aligned}$$

Es zeigt sich, daß auch hier die Standmomente noch kleiner sind als die Kippmomente, daß also auch in diesem Falle nach rein statischen Begriffen die Standsicherheit des Turmes bei weitem nicht ausreichend ist (Abb. 6c).

Bei der Kürze der Zeitdauer t_1, während deren sich nach der Rechnung der Seilbruch vollzieht und auf die sich die Entstehung und Wirkung der großen kippenden Kräfte beschränkt, ist die Trägheitskraft des Turmes aber so erheblich, daß der Kraftantrieb der Kippmomente nicht genügt, um den Turm aus seiner Standsicherheit zu rütteln.

IV. Verhalten des Turmes.

Der Turm vollzieht unter dem Einfluß der kippenden Momente eine Drehbewegung, nach Annahme um die Achse E. Bekannt ist für diese Bewegung die Größe der angreifenden Momente und die Zeitdauer ihrer Wirkung.

Zur Entscheidung der Frage, welcher der drei Belastungsfälle A, B und C auf den Turm am ungünstigsten einwirkt, ist der Kraftantrieb maßgebend, d. h. das Produkt aus Kraft mal Zeitdauer der Kraftwirkung. Die Kräfte kommen aber hier in ihren Momenten zur Wirkung, deshalb ist das Produkt aus den Momenten mal Zeitdauer zu bilden. Natürlich sind die Überschüsse der Kippmomente über die Standmomente einzusetzen und als Zeit nur diejenige t_0,

während deren die Kippmomente über die Standmomente hinausgehen (vgl. Abb. 6). Der Momentenantrieb ist gegeben durch den Ausdruck

$$\int_0^{t_0} M\,dt$$

und ist dargestellt in den Abb. 6a, b und c durch die Flächen F_A, F_B und F_C. Die größte der drei Flächen ist F_C, der Fall C ist also der für die Standsicherheit des Turmes ungünstigste, nächst ihm steht Fall A.

Die beiden ungünstigsten Fälle A und C unterscheiden sich erheblich voneinander in der Zeitdauer der Wirkung der kippenden Momente. Das muß auch bei Untersuchung der Einwirkung auf den Turm beachtet werden.

Die kippenden Momente wachsen in der Zeit t_0 von o bis zum größten Werte an, und zwar unabhängig von der Bewegung des Turmes; sie sind eine Funktion der Zeit. Ihre besondere Eigenart besteht darin, daß sie mit der Zeit t_0 aufhören zu wirken.

Um zu einer einfachen und übersichtlichen Rechnung zu kommen, soll für die folgenden Ermittlungen angenommen werden, daß das Kippmoment während der Zeitdauer t_0 unveränderlich sei; seine Größe ergibt sich dann aus der Größe Momentenantrieb (Flächen F_A und F_C der Abb. 6) dividiert durch die Zeit t_0; also für

$$\text{Fall A: } M_K = \frac{304\ \text{mt/sec}}{1{,}12\ \text{sec}} = \mathbf{2530\ mt},$$

$$\text{Fall C: } M_K = \frac{468\ \text{mt/sec}}{0{,}82\ \text{sec}} = \mathbf{570\ mt}.$$

Den Kippmomenten wirkt entgegen der Formänderungswiderstand, den der Baugrund seiner Zusammendrückung entgegensetzt. Der Baugrundwiderstand wachse proportional mit der Bodenzusammendrückung. Da eine Drehbewegung des Turmes um die Achse durch E vorausgesetzt ist, so erfährt nur der Teil des Baugrundes links von E eine Zusammendrückung. Die Arbeit der Widerstände wird also nur links von E geleistet.

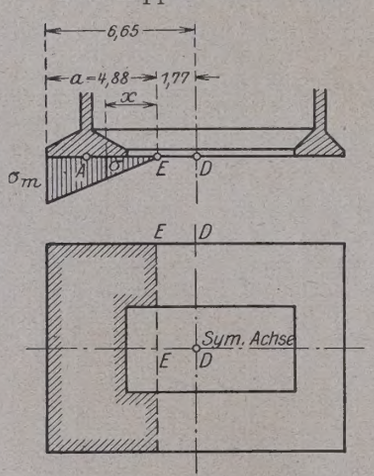


Abb. 7. Bodenpressung.

Es sei geradlinige Spannungsverteilung angenommen, in E gleich Null, unter der linken Kante gleich σ_m; dann ist nach Abb. 7:

$$\sigma = \sigma_m \frac{x}{a}.$$

Des weiteren sei die Bodenzusammendrückung z der Spannung proportional angenommen:

$$z = \frac{\sigma}{c};$$

c ist dann die Bettungsziffer und sei gleich 10 kg/cm³ = 10 000 t/m³ gesetzt, was für den vorliegenden Baugrund, sehr festes Rotliegendes, heute allgemein angenommen wird. Auch für die Zusammendrückung gilt dann wie für die Spannungen:

$$z = z_m \frac{x}{a}.$$

Das Moment des Formänderungswiderstandes des Baugrundes ist nach Abb. 8a:

$$(21)\quad \begin{cases} M_\sigma = \int_0^a \sigma\,df\,x = \int_0^a \sigma_m \frac{x^2}{a}\,df = \int_0^a z_m \frac{c}{a} x^2\,df = z_m \frac{c}{a}\int_0^a x^2\,df \\ = z_m \frac{c}{a} J_E = \varphi\, c\, J_E. \end{cases}$$

J_E ist das Trägheitsmoment des Teiles der Grundfläche des Bauwerkes, der links von E liegt, in bezug auf eine Achse durch E, sein Zahlenwert ist 750 m⁴. φ ist der Drehwinkel des Turmes, $\varphi = \frac{z_m}{a}$. Das Moment des Trägheitswiderstandes der Turmmasse in bezug auf die Achse E ist:

$$(22)\quad M_T = J_m \frac{d^2\varphi}{dt^2}.$$

Hierbei wird der Turmkörper als starr angesehen, was bei den geringen Spannungen im Eisenbeton als durchaus zulässig gelten kann.

J_m berechnet sich zu 60 300 mt sec².

Nach dem Prinzip von d'Alembert gilt:

$$(23)\quad \begin{cases} -M_K + M_\sigma + M_T = 0 \\ -M_K + \varphi\, c\, J_E + J_m \frac{d^2\varphi}{dt^2} = 0. \end{cases}$$

Hieraus folgt:

$$\frac{d^2\varphi}{dt^2} = \frac{M_K}{J_m} - \varphi\, c \frac{J_E}{J_m} = \alpha - \beta\varphi.$$

Es bedeutet somit für den Bereich der Gleichungen (23) bis (27):

$$(24)\quad \alpha = \frac{M_K}{J_m};\ \beta = c \frac{J_E}{J_m}.$$

In Zahlen für Fall A: $\alpha = 0{,}042$ $\Big\}$ $\beta = 58{,}5$
für Fall B: $\alpha = 0{,}009\,45$ $\Big\}$ $\sqrt{\beta} = 7{,}65$.

Die Lösung der obigen Differentialgleichung gibt:

$$\left(\frac{d\varphi}{dt}\right)^2 = 2\alpha\varphi - \beta\varphi^2 + C_1.$$

Die Konstante C_1 wird gleich Null, da für $\varphi = o$ auch die Geschwindigkeit der Turmbewegung $\omega = \frac{d\varphi}{dt}$ gleich Null ist. Es folgt:

$$\frac{d\varphi}{dt} = \sqrt{2\alpha\varphi - \beta\varphi^2}.$$

$$\sqrt{\beta}\,dt = \frac{d\varphi}{\sqrt{2\frac{\alpha}{\beta}\varphi - \varphi^2}}.$$

Die Lösung dieser Differentialgleichung gibt:

$$\sqrt{\beta}\,t = \arcsin\frac{\alpha - \beta\varphi}{\alpha} + C_2.$$

Zur Zeit $t = o$ ist $\varphi = o$, also $C_2 = -\frac{\pi}{2}$. Somit wird

$$\frac{\alpha - \beta\varphi}{\alpha} = \sin\left(\frac{\pi}{2} + \sqrt{\beta}\,t\right) = \cos\left(\sqrt{\beta}\,t\right)$$

$$(25)\quad \varphi = \frac{\alpha}{\beta}\left(1 - \cos\left[\sqrt{\beta}\,t\right]\right).$$

Für diese Gleichung ist zu beachten, daß sie nur Gültigkeit hat für Werte von t, die kleiner sind als t_0, da ja der Momentenantrieb auf den Turm mit der Zeit t aufhört. Den größten Schwingungsausschlag erhält man aus der Bedingung, daß $\omega = \frac{d\varphi}{dt} = o$ wird.

Es ist:

$$(26)\quad \omega = \frac{d\varphi}{dt} = \frac{\alpha}{\beta}\sqrt{\beta}\sin\left(\sqrt{\beta}\,t\right) = \frac{\alpha}{\sqrt{\beta}}\sin\left(\sqrt{\beta}\,t\right),$$

$\sin\left(\sqrt{\beta}\,t\right)$ wird gleich Null für $\sqrt{\beta}\,t = o \quad \pi \quad 2\pi \quad 3\pi$ usw.

also für $t = o \quad \frac{\pi}{\sqrt{\beta}} \quad \frac{2\pi}{\sqrt{\beta}} \quad \frac{3\pi}{\sqrt{\beta}}$

d. h. für $t = o \quad 0{,}411 \quad 0{,}822 \quad 1{,}233$ s

$1 - \cos\sqrt{\beta}t = o \quad 2 \quad o \quad 2$

Der größte Schwingungsausschlag würde sich berechnen zu

$$\varphi_m = \frac{2\alpha}{\beta}.$$

Fall A. Da in diesem Falle die Zeitdauer t des Kraftangriffes der Kippmomente, soweit sie die Standmomente übersteigen, $t_0 = 0{,}12$ sec ist, so liegt diese Zeit innerhalb des ersten Schwingungsausschlages, der ja mit $t = 0{,}411$ sec erreicht wird; d. h. die Kippmomente hören etwa im ersten Drittel der halben Schwingungsdauer auf, zu wirken. Die obige Gleichung (25) gilt also nur bis $t_0 = 0{,}12$ sec. Es wird dann

$$\varphi_0 = \frac{\alpha}{\beta}(1 - \cos\sqrt{\beta}\, t_0) = \frac{0{,}042}{58{,}5}(1 - \cos 7{,}65 \cdot 0{,}12) = 2{,}82 \cdot 10^{-4}$$

Die Zusammendrückung des Baugrundes ist

$$z_0 = \varphi_0 a = 2{,}82 \cdot 10^{-4} \cdot 4880\ \text{mm} = 1{,}376\ \text{mm}.$$

Die Winkelgeschwindigkeit in diesem Augenblick beträgt nach Gl. (26):

$$\omega_0 = \frac{0{,}042}{58{,}5} \sin 0{,}918 = 5{,}71 \cdot 10^{-4}.$$

Der Turm hat jetzt eine dieser Winkelgeschwindigkeit und seiner Masse entsprechende Wucht E. Es ist

$$E = \frac{1}{2} J_m \omega^2 = \frac{1}{2} \cdot 60\,300 \cdot 5{,}71^2 \cdot 10^{-8} = \mathbf{0{,}0983}\ \text{mt}.$$

Sie wird durch die weitere Arbeit des Widerstandes des Baugrundes aufgezehrt. Diese Arbeit ist allgemein:

$$(27) \qquad \mathfrak{A}_\sigma = \int \sigma\, df\, z = \int c\, z^2\, df = \int c\, z_m \frac{x^2}{a^2}\, df = c\, \frac{z_m^2 J_\varepsilon}{a^2}.$$

Die bis zur Zusammendrückung z_0 geleistete Arbeit ist hiervon abzuziehen, die Differenz gleich E zu setzen:

$$E = 0{,}0983\ \text{mt} = c\, J_E \left(\frac{z_m^2 - z_0^2}{a^2}\right) = \frac{10\,000 \cdot 60\,300\, z_m^2 - 1{,}376^2}{4880^2}.$$

Es folgt:

$$z_m^2 = 1{,}376^2 + \frac{0{,}0983 \cdot 4880^2}{10\,000 \cdot 60\,300} = 1{,}8943 + 0{,}00388 = 1{,}8973$$

$$z_m = \mathbf{1{,}377\ mm}.$$

Die Erhöhung gegenüber z_0 ist belanglos.

Die der Zusammendrückung z entsprechende Bodenpressung ist $\sigma_m = 10 \cdot 0{,}138 = \mathbf{1{,}38\ at}$. Die wagerechte Bewegung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe (35 m über Gründungssohle) beträgt:

$$\Delta b = 1{,}38 \cdot \frac{35}{4{,}88} = \mathbf{9{,}8\ mm}.$$

Es ist nicht zu leugnen, daß dieser Wert als gering bezeichnet werden darf und daß mit seiner Feststellung die Standsicherheit des Turmes auch bei Seilbruch im ungünstigsten Falle schon klar erwiesen ist.

Um aber noch einen zahlenmäßigen Maßstab für Vergleiche zu schaffen, sei folgendes ausgeführt:

a) Für den Fall A beträgt die zusätzliche größte Bodenpressung infolge der Bewegung des Förderturmes nur 1,4 at gegenüber einer Pressung von rund 1 at aus dem reinen Turmeigengewicht. Die Gesamtpressung geht also nur auf 2,4 at, d. h. noch nicht über die zugelassene Bodenpressung von 2,5 at hinaus. Unter dem Eigengewicht und den normalen Betriebslasten, unter denen die Standsicherheit noch 4,6-fach ist, erreicht der Bodendruck auch schon einen Wert von 1,56 at.

b) Einen Anhalt gibt auch die Nachrechnung für den Fall C. Da dieser, rein statisch betrachtet, eine vollkommen ausreichende, ja sogar reichliche Standsicherheit (n = 1,91) gegenüber einem Kippen um den Punkt A hat, so läge an sich keine Veranlassung vor, ihn noch dynamisch weiter zu verfolgen. Es geschieht aber nachstehend, um einen Vergleich zu schaffen mit dem Fall A, der rein statisch keine ausreichende Standsicherheit hat.

Fall C. Die Zeitdauer des Kraftangriffes der Kippmomente, soweit sie die Standmomente übersteigen, ist hier $t_0 = 0{,}82$ sec; vgl. Abb. 6c; sie wirken während der ganzen oben errechneten Dauer des ersten Schwingungsausschlages bis zur Rückkehr des Turmes in seine Ausgangslage. Es genügt also, den größten Schwingungsausschlag zu berechnen; er ist

$$\varphi_m = \frac{2\,d}{\beta} = \frac{2 \cdot 0{,}009\,45}{58{,}5} = 3{,}23 \cdot 10^{-4}$$

Somit beträgt die Zusammendrückung an der linken Kante der Gründungsplatte

$$z_m = \varphi_m a = 3{,}23 \cdot 10^{-4} \cdot 4{,}88\ \text{m} = 1{,}58\ \text{mm},$$

die zusätzliche Bodenpressung $\sigma_m = 1{,}58$ at, die wagerechte Bewegung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe

$$\Delta b = 1{,}58 \cdot \frac{35}{4{,}88} = 11{,}3\ \text{mm}.$$

Auch diese Zahlen bestätigen noch einmal, daß der Fall C (Auffangen des Gestelles 1 in den zusammenlaufenden Spurlatten auf einem Bremswege von 4 m) in seiner Auswirkung auf den Förderturm ungünstiger ist als der Fall A (plötzliches Aufhalten des Gestelles 1 durch ein sehr starkes Hindernis), obwohl dieser 5—6 mal so große Kräfte aufweist, so daß bei ihm Seilbruch zustande kommt.

Da nun Belastungsfall C mit einer statischen Standsicherheit von $n = 1{,}91$ nach allgemeiner Auffassung als durchaus unbedenklich gilt, nach vorstehender Rechnung aber trotzdem eine wagerechte Turmbewegung von 11,3 mm ergibt, und wenn im Vergleich dazu der Belastungsfall A, der statisch keine genügende Standsicherheit ergibt, eine kleinere wagerechte Turmbewegung von 9,8 mm liefert, so folgt daraus mit Recht, daß diese wagerechte Bewegung von 9,8 mm als vollkommen unbedenklich angesehen werden darf, da wir sie im Falle C noch in größerem Maße ohne Einwendung zulassen.

c) Weitere Anhaltspunkte zur Beurteilung der Zulässigkeit der Turmbewegung gibt der Vergleich mit den folgenden tatsächlichen Werten der Bewegung von Bauwerken: Die 142 m hohe Esse bei Halsbrücke schwankt im Sturm um 5 cm. Nimmt man ihre Biegelinie als Parabel an, so beträgt die Bewegung in ¼ der Höhe, also bei 37 m immer noch 3,2 mm, also ⅓ soviel, wie die unseres Förderturmes gleicher Höhe bei Seilbruchlast.

Der Förderturm ist jetzt im Betrieb; bei normaler Förderung treten in ihm Schwankungen auf, die wir in Höhe der oberen Seilscheibe, also in 35 m Höhe, nach verschiedenen Verfahren übereinstimmend zu etwa 2 mm gemessen haben, und zwar treten sie sowohl nach der Längsachse, wie auch nach der Querachse des Bauwerkes auf; sie steigern sich allmählich bis zum Ende der Förderung hin auf dieses Maß und hören sehr bald wieder auf. Die Bewegungen des Turmes gehen also auch im Falle eines Seilbruches, dank der gewaltigen Masse des Bauwerkes und dank der kurzen Dauer des Seilbruchvorganges, nicht wesentlich über die Größenordnung seiner Schwingungen bei normalem Betrieb hinaus.

d) Errechnet man ferner in gleicher Weise, wie es für den Belastungsfall C geschehen ist, zum Vergleich noch die Belastung durch die reinen Betriebslasten ohne jeden Stoßzuschlag, auch ohne Wind, und läßt man für diesen Fall eines geringen Ausschlages den Turm sich zunächst einmal um die Achse D drehen, so ergibt sich: das Moment der wagerechten Kräfte zu 1040 mt, der lotrechten Kräfte zu 180 mt, der Überschuß $M_k = 860$ mt als dauernd wirkend. Damit wird $\alpha = \frac{860}{60\,300} = 0{,}0143$; mit einem Trägheitsmomente der Turmgrundfläche in bezug auf die Achse D zu $J_D = 850\ \text{m}^4$ wird ferner $\beta = \frac{10\,000 \cdot 850}{60\,300} = 141$. Somit ergibt sich der größte Schwingungsausschlag

$$\varphi_m = \frac{2\alpha}{\beta} = 2 \cdot \frac{0{,}0143}{141} = 2{,}03 \cdot 10^{-4}.$$

Die Zusammendrückung an der linken Gründungskante:

$$z_m = \varphi_m a = 6650 \cdot 2{,}03 \cdot 10^{-4} = \mathbf{1{,}32\ mm},$$

demgemäß die Bodenpressung $\sigma_m = 1{,}32$ at, die wagerechte Bewegung des Turmes in 35 m Höhe zu $\Delta b = 2{,}03 \cdot 10^{-4} \cdot 35\,000 = \mathbf{7\ mm}$.

Zunächst zeigt der Vergleich mit dem Werte für den Fall A, daß die dort gefundene Bewegung von 9,8 mm nicht als zu hoch gelten kann und daß sie zu keinen Bedenken Veranlassung gibt.

Des weiteren sei noch auf folgendes hingewiesen: Gemessen sind in der Höhe von 35 m als wirkliche Bewegung des Turmes etwa 2 mm. Der Vergleich mit dem vorstehend, unter der ungünstigsten Annahme über die Lage der Drehachse in D errechneten Werte von 7 mm läßt den Schluß zu, einmal, daß die Drehachse bei der Turmbewegung nicht bei D liegen kann, sondern tatsächlich etwas links davon liegt, und zum andern, daß vielleicht die Bettungsziffer des Baugrundes doch noch einen etwas höheren Wert hat, als der eingesetzte Wert c = 10 kg/cm³. Vor allem ist eine andere Lage der Drehachse stark zu vermuten.

Die geringe seitliche Bewegung des Turmes trotz des ganz kolossalen Ruckes, den er bekommt, erklärt sich aus dem Trägheitswiderstand, den die große Masse des Bauwerkes dem „In-Bewegung-gesetzt-werden" entgegenstellt. Die große Masse des Eisenbetons ist hier sein Vorteil, gegenüber dem andern Baustoff, der mit ihm bei solchen Bauwerken in Wettbewerb tritt, dem Eisen. Hier macht sie sich einmal im günstigen Sinne bemerkbar, während das Eigengewicht des Eisenbetons ihn ja bekanntlich in vielen Fällen ungünstig stellt gegenüber dem Eisen und seine Wettbewerbsfähigkeit stark beeinträchtigt oder gar von vornherein ausschließt.

Das Eisen hätte im vorliegenden Fall nur etwa $^1/_5$ soviel Masse, wie Eisenbeton. Die entsprechende Rechnung ergibt eine wagerechte Verschiebung des Turmes in Höhe der oberen Seilscheibe von rund 70 mm gegen 9,8 mm beim Eisenbeton, also 7 mal soviel, und einen zusätzlichen Bodendruck an der linken Kante von rd. 9,8 at gegen 1,4 at bei Eisenbeton. Daß Bewegungen und Drücke solchen Ausmaßes bedenklich sein würden, ist wohl selbstverständlich.

*

Der angestellte Rechnungsgang und die mitgeteilten Ergebnisse können natürlich keinen Anspruch auf absolute Genauigkeit erheben; dazu ist das Problem für eine strenge Rechnung viel zu verwickelt.

Aber die Zahlen geben die Kräfte und die Bewegungen doch jedenfalls in der richtigen Größenordnung wieder, so daß man sie einer Beurteilung der Standsicherheit verläßlich zugrunde legen kann.

HEBUNG EINER VILLA.

Von Dr.-Ing. H. Lange, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln.

Im Frühjahr dieses Jahres erhielt die Dyckerhoff & Widmann A.-G., Niederlassung Köln, den Auftrag, eine mehrgeschossige, massive Villa von 200 m² Grundfläche in Rodenkirchen bei Köln um 150 cm zu heben.

Der Anlaß zu der Hebung liegt darin, daß das Haus in den letzten Jahren durch das Hochwasser des Rheins insofern stark in Mitleidenschaft gezogen wurde, als das Wasser mehrfach den Erdgeschoßfußboden überflutete. Dadurch erwuchsen dem Bauherrn jedesmal sehr erhebliche Ausgaben für die Beseitigung von Wasserschäden an Parkettfußböden, Tapeten, Wandverkleidung usw. Außerdem waren die im Erdgeschoß liegenden Wohnräume der Villa bis zur völligen Austrocknung monatelang unbewohnbar. Das gut ausgestattete Gebäude wurde kurz vor dem Kriege erbaut und stellt einen beträchtlichen Wert dar. Um diesen möglichst in seiner Höhe zu erhalten, entschloß sich der Bauherr, das Gebäude 1,50 m heben zu lassen. Die Hebung um 1,50 m ist als ausreichend zu betrachten, wenn man bedenkt, daß das Wasser jetzt nach erfolgter Hebung noch um 50 cm höher steigen kann als beim letzten Hochwasser im Jahre 1926 (dem höchsten seit Jahrhunderten), ohne den Erdgeschoßfußboden zu erreichen. Der Kostenaufwand für die Hebung ist daher vom wirtschaftlichen Standpunkt aus durchaus gerechtfertigt.

Da das Heben eines Hauses in Deutschland nicht gerade zu den alltäglichen Aufgaben des Baufaches gehört und daher von Interesse für die Fachwelt sein dürfte, soll nachstehend der Arbeitsvorgang kurz beschrieben werden.

Im vorliegenden Fall war die Ausführung insofern etwas umständlich, als die Villa einen sehr unregelmäßigen, d. h. für die Hebung nicht sehr günstigen Grundriß besitzt und sämtliche Anbauten, Erker und Terrassen gleichzeitig mitgehoben werden sollten (s. Abb. 1: Grundriß, s. Abb. 2: Ansicht). Außerdem waren die tragenden Wände des Erdgeschosses durch derartig große Öffnungen durchbrochen, daß die Räume nahezu einen einzigen Raum darstellten, was der Stabilität des Hauses während des Hebungsvorganges gefährlich werden konnte. Es wurde daher von dem sonst üblichen Verfahren des Abfangens der tragenden Wände mittels eiserner I-Träger abgesehen und unmittelbar unterhalb der Kellerdecke ein Eisenbetonrahmen eingebaut. Vor dessen Einbau wurden die großen Öffnungen in den Zwischenwänden sowie sämtliche Fenster und Türen des Erdgeschosses sorgfältig ausgesteift. Einzelne Wände und freistehende Pfeiler wurden durch eiserne Anker noch besonders gesichert. Der Eisenbetonrahmen wurde folgendermaßen eingebracht: Wand für Wand wurde sorgfältig abgefangen, das

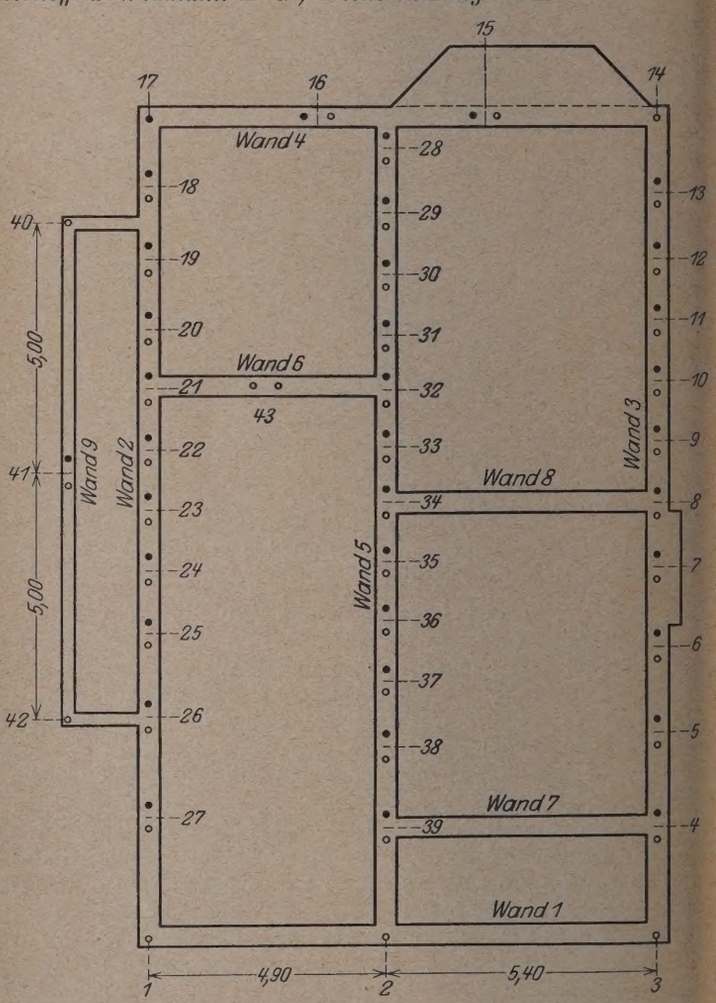


Abb. 1.

Mauerwerk der Kellerwände auf der ganzen Wandlänge entsprechend der Balkenhöhe ausgestemmt, dann die Armierung eingebaut und der aus hochwertigem Dyckerhoff-Doppelzement in Mischung 1:4 hergestellte Beton in flüssiger Form eingebracht. Diese vorbereitenden Arbeiten erforderten einen Zeitaufwand von etwa drei Wochen. Das Haus blieb während dieser Zeit bewohnt.

Abb. 2.

Die Hebung des Hauses wurde nach reiflicher Überlegung mit Handspindeln ausgeführt, wie sie beim Brückenbau Verwendung finden (s. Abb. 3). Obwohl der Gedanke der Verwendung hydraulischer Hebeböcke auf den ersten Blick etwas Bestechendes hat, wurde den Handspindeln der Vorzug gegeben, weil ihre Handhabung wirtschaftlicher, sicherer und leichter prüfbar ist. Denn die erste Voraussetzung für die Vermeidung von Rissen beim Hochheben ist die, daß die Bewegung durchaus gleichmäßig geschieht, was durch hydraulische Hebevorrichtungen in diesem Falle nicht ohne weiteres gewährleistet und außerdem mit wirtschaftlichen Nachteilen verbunden war.

Abb. 3.

Das Gewicht des Hauses, in dem sämtliche Möbel während der Hebung verblieben, beträgt etwa 600 t. Verwendet wurden Spindeln von 17,5 t Tragkraft bei 2,5facher Sicherheit. Die Spindeln wurden unter dem Eisenbetonrahmen so verteilt, daß jede Spindel etwa 15 t aufzunehmen hatte (soweit sich die Gewichte rechnerisch einigermaßen genau erfassen ließen). Aus der Grundrißanordnung des Gebäudes ergab sich, daß die hochzubewegende Last nicht an 35, wie rechnerisch eigentlich nur erforderlich, sondern an 45 Punkten angegriffen werden mußte.

Die Hebung erfolgte in sieben Teilhüben von je 22 cm. Die Aufwärtsbewegung der Spindeln geschah derart, daß jeder Hebelarm jedesmal auf Kommando eine Drehung von 40^0 ausführte. Um eine gleichmäßige Bewegung zu gewährleisten, wurde an jeder Spindel eine Tafel mit entsprechender Teilung befestigt. Die Spindeln hatten eine Ganghöhe von 15 mm. Eine Drehung der Hebel um 40^0 verursachte somit eine Hebung von $\frac{15}{9} = 1^2/_3$ mm. Zur Prüfung der Gleichmäßigkeit der Hebung wurden an den vier Endpunkten und in der Mitte des Hauses Bauschingersche Meßinstrumente angebracht, die Hebungen bis zu $^1/_{20}$ mm deutlich erkennbar anzeigen. Erst nach Vergleich der fünf Meßapparate wurden die Hebel um weitere 40^0 gedreht. Nach einer Teilhebung von 22 cm mußten die Spindeln umgesetzt werden. Neben jeder Spindel wurde 22 cm höher eine zweite Spindel auf bereits erhärtetem Mauerwerk eingebaut. Vor und nach jeder Umwechslung der Spindeln wurde durch Nivellement nachgeprüft, ob nicht ungleiche Hebungen oder Setzungen an dem aufwärtsgehenden Gebäudeteil oder der frischen Untermauerung aufgetreten waren. Die Arbeiten wurden auf diese Weise mit allen Vorsichtsmaßregeln ausgeführt. Die Hebung ist dann auch so gut geglückt, daß nach dem letzten Teilhub nur ein Fehler von 0,7 mm festgestellt wurde. Die nordöstliche Hausecke hing um dieses Maß ab, was leicht ausgeglichen wurde. Irgendwelche Risse in den Wänden oder Decken sind weder beim Einbauen des Eisenbetonrahmens noch beim Heben aufgetreten. Auch schon im Haus befindliche Putzrisse haben sich nicht verändert. Um ein evtl. Durchsacken nach der Gebäudemitte festzustellen, wurde an dem schwerstbelasteten Mittelbalken ein weiterer Biegungsmesser eingebaut, der Senkungen von $^1/_{50}$ mm anzeigte. Während der ganzen Zeit der Hebung, die etwa 14 Tage dauerte, ist er unverändert stehen geblieben. Daß das Untermauern der letzten Schicht mit ganz besonderer Sorgfalt geschah, braucht kaum erwähnt zu werden.

Zum Schluß noch einige Worte über den Eisenbetonrahmen. Seine einzelnen Glieder hätten streng genommen als durchlaufende Balken auf elastischen Stützen berechnet werden müssen; denn es war bei der großen Zahl der Leute voraussichtlich nicht möglich, die Drehbewegungen der Spindeln um je 40^0 vollkommen gleichzeitig und gleichmäßig auszuführen. Dies rührte auch daher, daß die Mauerwerklasten durch das Einbinden der Zwischenwände usw. sich in Wirklichkeit nicht genau so auf die Spindeln abtrugen wie errechnet worden war. Hieraus folgte, daß sich namentlich unter der am meisten belasteten Mittelwand einzelne Spindeln infolge stärkerer Belastung schwerer drehen ließen. Die Berechnung des

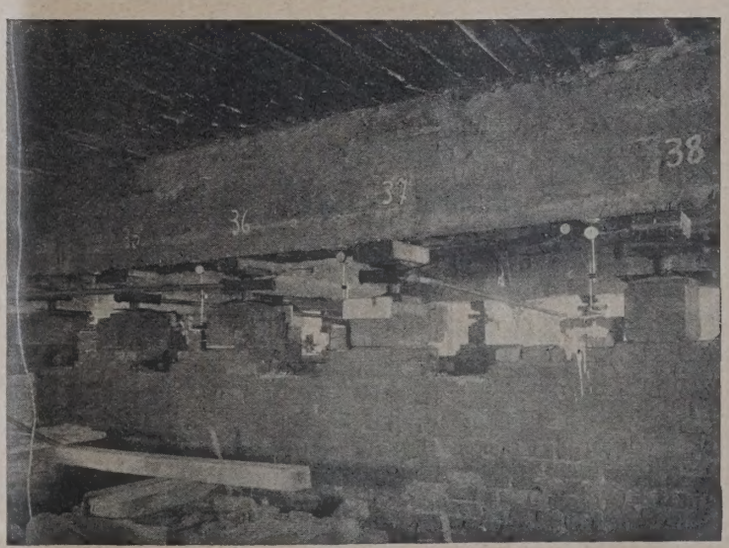


Abb. 4.

Eisenbetonrahmens als Balken auf elastischen Stützen wäre aber sehr zeitraubend gewesen und hätte auf mehr oder weniger zutreffenden Annahmen beruhen müssen. Deshalb entschloß man sich, den Rahmen zwischen je 2 Spindeln als Balken auf 2 Stützen mit teilweiser Einspannung zu berechnen. Die senkrechten Verschiebungen der Stützpunkte, die durch das Umwechseln der Spindeln nach jeder Teilhebung bedingt waren, wurden durch zweckentsprechende Eisenbewehrung zur Aufnahme der Momente über den Stützen wie auch der Schubspannungen berücksichtigt. Der Eisenbetonrahmen wurde gleichzeitig für den Fall bemessen, daß aus irgendeinem Grunde eine Spindel nicht mitkam, in welchem Falle der Balken imstande sein mußte, sich über zwei Felder zu tragen. Die bei der Berechnung gemachten Annahmen haben sich zunächst insofern als richtig erwiesen, als der Balken nach Fertigstellung der Hebung keinerlei Risse aufzuweisen hatte. Um in jedem Augenblick der Hebung ein Bild der Spannungsverhältnisse des am schwersten belasteten Mittelbalkens zu haben, wurden die in diesem Balken auftretenden Spannungen während der Hebung sorgfältig gemessen. Die Messung erfolgte durch Zeiss'sche Meßuhren, die $^1/_{1000}$ mm anzuzeigen vermögen (s. Abb. 4). Aus den gemessenen Hebungen läßt sich auf die Verbiegung des Eisenbetonbalkens und damit auf seine Spannungen schließen. Der Balken war an den beobachteten Stellen mit Rücksicht auf die bestehende Konstruktion einige Zentimeter schwächer als in seinen übrigen Teilen. Die Balkenhöhe betrug hier 52 cm. Die Spindeln hatten einen Abstand von 1,2 m. Die Hebung wurde in der Weise vorgenommen, daß zunächst die Spindeln 1 und 3 mit mehreren Leuten um 40° und dann die Spindeln 2 und 4 um dasselbe Maß gedreht wurden. Das Ergebnis der Messungen ist in folgender Tabelle zusammengestellt:

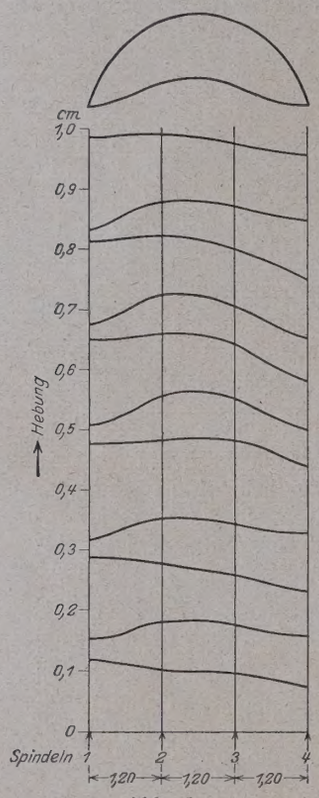


Abb. 5.

Hebungen in mm:

Drehungen	1 o	2 o	3 o	4 o
1	1,190	1,028	0,982	0,720
1	1,538	1,818	1,775	1,572
2	2,902	2,780	2,595	2,305
2	3,180	3,520	2,432	3,280
3	4,792	4,840	4,810	4,405
3	5,082	5,590	5,908	5,000
4	6,532	6,618	6,400	5,800
4	6,763	7,250	7,062	6,532
5	8,150	8,250	8,028	7,490
5	8,432	8,778	8,722	8,462
6	9,890	9,912	9,768	9,540

Eine kurze Übersicht über die Messungen gibt die nebenstehende graphische Darstellung.

In ihr bedeutet die jeweilige untere Linie die Senkung bei Drehung der Spindeln 1 und 3, die obere Linie diejenige bei Drehung der Spindeln 2 und 4.

Die größten Randspannungen sind bei Drehung der Spindeln 2 und 4 aufgetreten, wo die Durchbiegung mit 0,3 mm gemessen wurde. Aus der beobachteten Senkung f = 0,3 mm auf eine Spannweite von 1 — 2,4 m läßt sich die Randspannung überschläglich berechnen zu

$$\sigma = \frac{12\,E\,h\,f}{l^2} = 60 \text{ kg/cm}^2$$

Zum Vergleich sind ein frei aufliegender und ein beiderseits eingespannter Balken, die infolge ihrer Verbiegung 60 kg/cm² Randspannung haben, aufgezeichnet.

Auch aus diesen Messungen geht hervor, daß die zur Bemessung des Eisenbetonrahmens gemachten Annahmen genügend genau den tatsächlichen statischen Verhältnissen entsprachen.

ZUR KONSTRUKTION VON STAUDÄMMEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.

Die Veröffentlichung des Kammüllerschen Konstruktionsvorschlages in Heft 9 dieses Jahrganges des „Bauingenieur" S. 165 gibt mir Veranlassung, zwei eigene Vorschläge damit in Vergleich zu stellen und einer Beurteilung der Fachwelt anheimzugeben.

Durchweg aus dichten Massen gebildete Staudämme haben den Nachteil — weil die dichten Massen zugleich auch immer fein- und feinstkörnig sind —, im Falle der Durchrieselung einer Ausspülungs- und Abschwemmungsgefahr ausgesetzt zu sein. Das Ausbleiben irgendwelcher schwacher Stellen kann auch bei der besten Ausführung nicht gewährleistet werden. Bildet sich infolge solcher schwachen Stellen eine Wasserader aus, so ist die große Gefahr, daß durch die Durchnässung eine Volumverminderung der Schüttmassen eintritt (wie man sie ja im Schlämmvorgange künstlich herbeiführt), und daß so die Wasserader sich zu einem bedenklichen Strömungskanal erweitert. In diesem reißt das Wasser die feinen Massen mit, und so entsteht die Bresche im Damme.

In richtiger Einschätzung dieser Verhältnisse ist man mehr und mehr dazu übergegangen, dem dichten Dammteil, der oft nur aus einer Schürze oder einer Kernwand besteht, einen durchlässigen Stützkörper nach der Luftseite vorzulagern. Er besteht aus kiesigen Massen oder — besser — aus Steinschüttung oder Steinpackungen. In der neuen Auflage von Zieglers Talsperrenbau sind Abbildungen zahlreicher Dämme zu finden, bei denen ganz scharf zwei Teile, ein dichter und ein durchlässiger, geschaffen sind.

Ob man den undurchlässigen Teil, wenn er als dünne Schicht ausgebildet wird, in Beton oder Eisenbeton oder in Lehm oder Ton herstellen soll, ist nicht allgemein entschieden. Wie die Entscheidung von Fall zu Fall ausfällt, hängt davon ab, ob man zuverlässigen, dichten und tragfesten Felsen in annehmbarer Tiefe erreichen kann oder nicht, und hängt weiter davon ab, wie der Entwurfsbearbeiter die den verschiedenen Ausbildungsweisen nachgesagten Fehler und nachgerühmten Vorzüge bewertet. Auch die örtlichen Verhältnisse (Facharbeiterverhältnisse, Baustoffbeschaffung u. a. m.) sprechen hier mit.

Für den Fall der massiven Dichtungswand (Eisenbeton) hat die Ambursen-Co. in Boston einen Vorschlag herausgebracht, den Ziegler a. a. O. wiedergibt und der den Gedanken der Abführung des etwa durchdringenden Wassers in

neuartiger Weise durchführt. (Abb. 1). Die Ambursen-Co. stellt in mäßigem Abstande von der vertikalen Eisenbetondichtungswand eine zweite, etwas höhere (über die Dammkrone hinausreichende) Eisenbetonwand auf, die mit der ersten durch Eisenbetonstege oder -Spreizen verbunden ist. So stützt sich die Dichtungswand — von Steg zu Steg sich frei tragend —

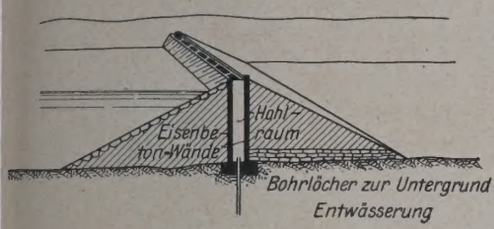


Abb. 1.

gegen die zweite Wand ab, und diese wird gestützt durch den Erddruck der hinter ihr befindlichen Schüttmassen (gewöhnlichen Dammassen). Diese sind durch die Zwischenschaltung des Luftraumes zwischen die beiden Eisenbetonwände gegen jeglichen Wasserzutritt von der Stauseite her vollkommen geschützt. Aus dem Luftraum wird das etwa durch die erste Wand oder durch deren Risse eingetretene Wasser in einer Rohrleitung abgeführt. Sogar das Hochwasser soll durch diesen Spalt und die Rohrleitung nach Ambursen-Co. mit abgeführt werden!

Der Vorteil einer Ausführung nach diesem Vorschlage liegt darin, daß man einen durchaus zuverlässigen Stützkörper erlangt, bei dem weder Erweichung noch Ausspülung möglich ist, ohne an eine Steinschüttung oder Packung gebunden zu sein. Das ist sehr wesentlich, da Steine in der erforderlichen Menge oft schwer zu beschaffen sind, während Bodenmassen reichlich zur Verfügung stehen.

Der Nachteil der Bauweise ist, daß die Eisenbetonwand, wenn sie Risse erhält — und damit rechnet man allgemein —, in ihren Eiseneinlagen gefährdet wird. Bei gewöhnlichen Eisenbetonkernwänden fällt das weniger ins Gewicht, weil sich bis zur etwaigen Zerrostung der Eisen der Damm gefestigt hat und — namentlich, wenn vor der Wand ein Tonschlag eingebracht ist — trotz des lokalen Zerfalls der Betonwand dicht zu bleiben vermag. Wenn aber die Tafeln freitragend sind, d. h. einen Luftraum hinter sich haben, ist im Falle der Schwächung der Eiseneinlagen durch Verrosten, ein Einbrechen der Tafeln in die Hohlräume (Kammern) zu befürchten. Treten solche Fälle ein, so ist der Bestand des Dammes ernstlich gefährdet.

Aus solchen Befürchtungen heraus hat Herr Dr.-Ing. Kammüller eine Abwandlung der Ambursen-Bauweise vorgeschlagen, bei der die wasserseitige Wand nicht als Eisenbetontafel, sondern als eine Folge vertikaler Gewölbe aus unbewehrtem Beton gebildet ist. (Abb. 2a u. 2b). Vertikalrisse sollen sich durch die Gewölbewirkung von selbst schließen, horizontale Risse sollen unschädlich bleiben, weil vor ihnen ein Tonschlag liegt. Es ist jedoch m. E. sehr zweifelhaft, ob sich die Risse gerade so ausbilden, daß die Gewölbewirkung sie wieder schließt. Zwar ist nicht zu verkennen, daß die Betonkappen in einem gewissen „Zwange" liegen. Es können aber sehr wohl Zerrungen in der Betonwand örtlich eintreten, die einen Einsturz der mehrfach wild gerissenen Kappen ermöglichen.

Das Fehlen von Eiseneinlagen wird sich dabei unangenehm fühlbar machen. So ansprechend der Vorschlag von Dr. Kammüller ist, ich glaube doch: bei der Größe der Gefahr, die in solchen Fällen für die Unterlieger hervorgerufen wird, wird man sich nicht leicht zu einer praktischen Ausführung entschließen, zumal auch beiden Bauweisen der Nachteil anhaftet, daß durch den Betonkörper die Homogenität des Dammes verlorengeht. (Setzen!)

Den gleichen Zweck, das in dem Damm eingedrungene Wasser zuverlässig und unschädlich aus ihm herauszubefördern, möchte ich durch folgende Konstruktion erreichen: (Abb. 3).

Auf der Wasserseite wird der Damm aus dichten Massen geschüttet oder, wenn dies günstiger erscheint, aus gewöhnlichen Dammassen mit vorgelagerter Lehmschürze. Der luftseitige Teil des Dammes wird aus gewöhnlichen Dammassen,

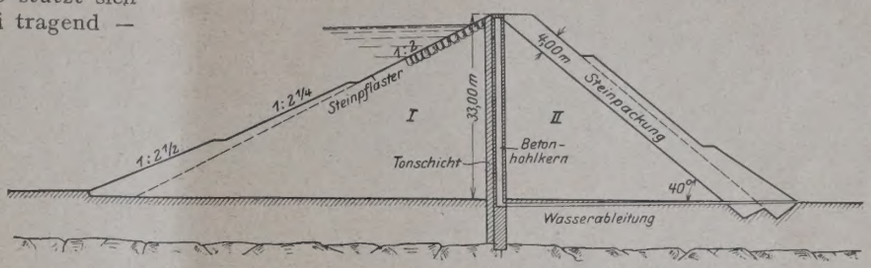


Abb. 2a.

Geröllen und was sonst geeignet ist, gebildet. Zwischen beiden Teilen wird eine 4—5 m breite Trockenmauer aus großen Steinen erbaut, aus deren Sohle Rohrleitungen nach der Luftseite hinausführen. Während der Dammschüttung, der der Trockenmauerbau ein wenig vorauseilt, werden neben der Trockenmauer Klarschlag und nach außen zu Kies und Sand geschüttet, so daß ihr auf beiden Seiten eine filterartig aufgebaute Schicht vorgelagert ist, die das Eindringen feiner Massen verhindert.

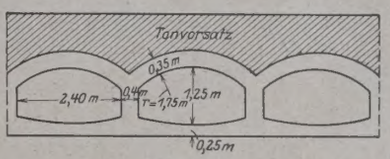


Abb. 2b.

Ist der wasserseitige Dammteil irgendwo undicht, so kann sich kein lebhaftes Strömen entwickeln, weil das Wasser

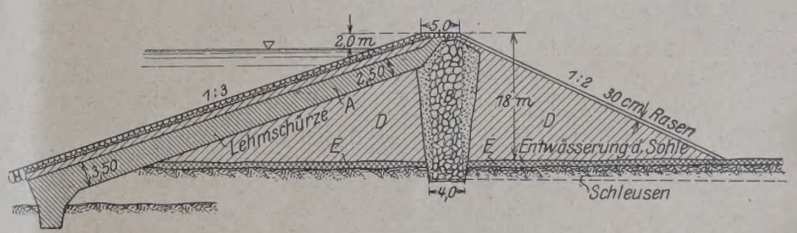


Abb. 3.

das „Filter" passieren muß, das gut gestützt ist. Selbst große Wassermengen fallen in dem Trockenmauerkörper unschädlich nach unten ab. Die unausbleiblichen Bewegungen im Damme kann die Trockenmauer leichter aushalten als ein Betonkörper. Die Homogenität des Dammes ist zwar durch den Sickerkörper (Trockenmauer) auch hier gestört, doch ist durch die Abstufung der Korngrößen (Bruchstein, Grobschlag, Klarschlag, Kies, Sand) ein kontinuierlicher Übergang geschaffen.

Der Sickerkörper (Trockenmauer) stellt gewissermaßen einen auf das Mindestmaß zusammengeschrumpften Steinpackungs-Stützkörper dar, wie er bei Steinüberfluß als selbständiger Dammteil ausgebildet wird. Der entbehrliche, luftseitige Teil eines solchen ist abgeschnitten und durch Bodenmassen ersetzt.

Erwähnt sei noch, daß ein Zusammenfließen aller Sickerwässer nach der Talmitte durch Trennkörperchen in der Trockenmauersohle verhindert werden kann, indem man Betonschwellen einbaut. Jeder der dadurch gebildeten Räume ist durch eine Rohrleitung für sich zu entwässern.

Um für den Fall einer Zerdrückung von Rohren gesichert zu sein, ist auf der Sohle des luftseitigen Teiles eine 60—80 cm hohe Steinschüttung vorgesehen, die das Wasser in jedem Falle nach der Luftseite austreten läßt.

Ein zweiter Vorschlag des Verfassers geht dahin, unmittelbar unter der Lehmschürze, also liegend, (Abb. 4) eine Entwässerung

anzuordnen. In diesem Falle geht die Schüttung der gewöhnlichen Dammassen etwas voraus. Auf ihre Böschung wird eine 50 cm starke Lehmdichtung aufgebracht. Dann folgt Sand, Kies und Klarschlag. Alsdann wird die aus großen

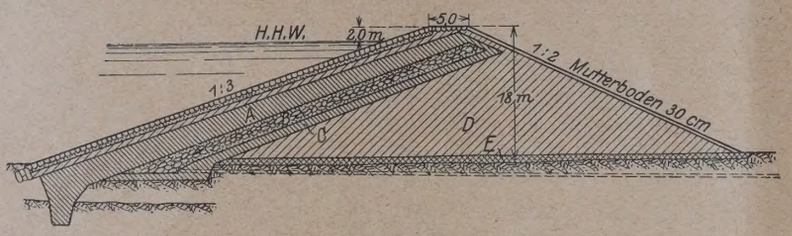


Abb. 4.

Steinen gebildete Steinpackung (in Böschungsneigung aufgesetzt, 1—2 m stark). Dann folgt wieder Klarschlag, Kies und Sand. Auf diesen wird die starke, eigentliche Lehmschürze (1 : 3) verlegt, die ihrerseits in der üblichen Weise überdeckt wird.

Durchdringt Stauwasser die Lehmschürze, so gelangt es durch die Filterschicht in den Sickerkörper. In diesem fließt es parallel zur wasserseitigen Böschung nach unten. An der Sohle wird es von Rohren aufgenommen, die es aus dem Damme herausbefördern. Hier erhält der ganze Damm, soweit er hinter den Lehmschichten liegt, eine Steinschüttungssohle.

Dieser Vorschlag erinnert an die Ausführung der Orédon sperre im Garonnegebiet. Dort ist im Prinzip genau so ver fahren, nur sind die Dichtungsschichten nicht aus plastische Masse, sondern aus Beton gebildet.

Man könnte gegen diese Bauweise einwenden, daß si die Lehmschürze von unten her zu sehr trocken lege und s ihr Schwinden bei abgesunkenem Stauspiegel begünstige doch dürfte — selbst wenn sich das bewahrheitete — sogleic nach Anstieg des Beckenspiegels der Lehm so stark quelle daß sich die Schwindrisse schließen. Ein Durchbrechen de Wassers wird durch den Filterkörper verhindert.

Gegenüber dem ersten Vorschlag ist der zweite dadurc im Nachteil, daß die Abzapfung des Druckwassers sehr nah an dem offenen Wasser liegt. Ein gewisses Unbehagen, da nur wenige Meter von dem Beckenwasser entfernt, die weit rohrige Drainage beginnt, ist nicht zu unterdrücken. Doc läßt sich jede Gefahr durch sorgsame Herstellung de Dichtungsschürze, der hier allerdings ganz besondere Sorgfalt z widmen ist, ausschließen.

Selbstverständlich ist die Durchführung aller derartige Sicherungen mit Herstellungserschwernissen, also mit Kosten steigerungen verbunden. Vergleichsrechnungen werden abe überall dort, wo es an Steinen mangelt, zeigen, daß eine Aus führung nach meinen vorstehenden Vorschlägen wenige kostet als die sonst notwendige Ausführung des luftseitige Dammteils in Steinschüttung. Nur eine solche aber könnt die gleiche Sicherheit gegen Aufweichen und Ausspülen bieten

---

NUTZBARE TRAGFÄHIGKEIT VON EISENKONSTRUKTIONSGLIEDERN.

(Bericht über eine Abhandlung von Henry S. Prichard, Pittsburg, U. S. A., in den Proceedings of the American Society of Civil Engineers vom November 1925.)

Das Verhalten des Eisens bei Festigkeitsproben zeigt, daß zur Beurteilung des Sicherheitsgrades eines Konstruktionsgliedes die Bruchfestigkeit allein nicht maßgebend ist; stets treten schon bei Spannungen, die mehr oder weniger unterhalb der Bruchgrenze liegen, Formänderungen auf, die seine Verwendung zu einem Konstruktionsglied nicht mehr gestatten. Den nach rein wirtschaftlichen Gesichtspunkten arbeitenden Ingenieur interessiert aber vor allem die Frage, wie weit kann ich mit der Beanspruchung der Konstruktionsglieder überhaupt gehen, ohne den Bestand des Bauwerkes zu gefährden? Das ist es, was nach oben angeführter Abhandlung unter „nutzbarer Tragfähigkeit" (englisch: utilizable capacity) zu verstehen ist. Zu ihrer genauen Bestimmung sind Probestabversuche allein nicht ausreichend; es müssen auch ganze Konstruktionsglieder, so wie sie innerhalb des Bauwerks zur Verwendung kommen, untersucht werden. Erst aus dem Vergleich dieser Versuche kann dann in Zukunft durch Rückschluß die „nutzbare Tragfähigkeit" ganzer Konstruktionsglieder bestimmt werden. Zu diesem Zweck sind die Konstruktionsteile in bestimmte Gruppen einzuordnen, zunächst nach der Güte des Materials, dann nach der Form, in welcher sie aus dem Walzwerk kommen, (Bleche, Formeisen, Stabeisen u. a.), und schließlich nach dem Verwendungszweck innerhalb des Bauwerks (ob als Zug- oder Druckstab, oder ob sie wechselnder Belastung unterworfen sind u. dgl.). Will man nun an Hand der Probestabversuche die „nutzbare Tragfähigkeit" eines so eingeordneten Konstruktionsgliedes bestimmen, so muß man in der Spannungs-Dehnungskurve des Probestabversuches einen Punkt festlegen, der die Grenze vorstellt, bis zu welcher das Eisen noch als brauchbares Konstruktionsmaterial gelten kann. Die gewöhnlichen Festigkeitsproben, die zur Spezifizierung des Handelseisens genommen werden, sind genau genommen, hierfür allerdings nicht geeignet. Der Grund hierfür liegt in der Tatsache, daß das Eisen, so wie es aus dem Walzwerk kommt, infolge von z. T. nicht unerheblichen inneren, sogen. „Eigen"-Spannungen bei diesen Proben eine verhältnismäßig niedrige Elastizitätsgrenze zeigt. Erst der wissenschaftlich durchgeführte Versuch, bei dem die Elastizität durch wieder holte Spannungszyklen gewissermaßen „vervollkommnet" wird, gestattet eine genauere Bestimmung der wirkliche Elastizitäts- und Streckgrenze. Ein Sonderausschuß de American Society of Civil Engineers zur Untersuchung vo Stützen und Streben (also speziell Druckgliedern) hat sic dieser Frage eingehend gewidmet, und einen Punkt etwa vor bzw. unterhalb der Streckgrenze festgelegt, wo die gleich zeitig auftretenden elastischen und bleibenden Dehnunge pro Einheit des Belastungszuwachses zusammengenomme das Doppelte der Dehnung bei vollkommener Elastizität be tragen, d. h. also wo $\frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{2}{E}$ ist, worin E der Elastizitäts modul für vollkommene Elastizität. Zeichnerisch findet ma diesen Wert, indem man in dem Teil der Spannungs-Dehnungs kurve, der zwischen der vollkommenen Elastizität und de oberen Streckgrenze liegt, eine Tangente an die Kurve zieht deren Winkel gegen die Abszissenachse halb so groß ist, wi der Winkel des unteren, geraden Teils der Kurve. Der bet Sonderausschuß hat diesen Punkt als „Useful-Limit-Point" (abgekürzt U. L. P.) bezeichnet[1]).

Es hat sich nun aus vergleichenden Untersuchungen er geben, daß man den U. L. P. von Zuggliedern und kurze Stützen, die nur axial belastet werden, ohne weiteres au den U. L. P. der Probestabversuche ableiten kann, da be diesen Konstruktionsgliedern, falls sie mit genügender Genauig keit zentrisch angeschlossen bzw. belastet werden, etwaig unbeabsichtigte Nebenspannungen zu vernachlässigen sind Zur Bestimmung des U. L. P. dieser Glieder nahm der Sonder

[1]) In Amerika werden die Begriffe „Elastizitäts"- und „Streckgrenze im Eisenhandel noch heute vielfach verwechselt. Insofern ist also di Festlegung des U. L. P. dort auch ein rein praktisches Bedürfnis. Die i Deutschland bestehenden Vereinbarungen bezw. Festlegungen bezüglic dieser Grenzen weichen z. T. voneinander ab. Nach den Vereinbg. d Internal. Verbd. f. d. Materialprüf. d. Technik liegt die Elastizitätsgrenz da, wo die bleibende Dehnung 0,001 % beträgt. Für die Streckgrenz gilt der entsprechende Wert 0,2—0,5 %. Friedr. Krupp wählt als Streck grenze eine bleibende Dehnung von 0,3 %.

ausschuß einfache Festigkeitsproben von den einzelnen Teilen der zusammengesetzten Querschnitte und verglich sie mit den Versuchen an den Stützen selbst. Henry S. Prichard leitet aus diesen Versuchen folgende Regeln ab:

1. Regel zur Bestimmung des kritischen Wertes. — Der kritische Wert jedes Probestab-Zug-Versuches für Eisen von guter Qualität als Kriterium des U. L. P. voller, zentrisch belasteter Zug- oder kurzer Druckglieder ist zu 87 % des U. L. P. dieses Gliedes selbst oder zu 60 % seiner Bruchfestigkeit anzunehmen. Der letztere Wert ist immer der kleinere.

2. Regel zur Ermittlung des U. L. P. zusammengesetzter Glieder. — Zunächst sind Probestäbe von jedem Teil des Gliedes zu untersuchen und ihr kritischer Wert nach Regel 1 zu bestimmen. Sodann ist der Durchschnitt der Versuche eines jeden Teiles mit seiner Fläche zu multiplizieren, die Resultate zu addieren und die so erhaltene Summe durch die gesamte Fläche zu dividieren. Das endgültige Resultat stellt den durchschnittlichen U. L. P. von Konstruktionsgliedern bei einfachem Zug oder Druck dar.

Schwieriger gestaltet sich die Ermittlung des U. L. P. langer Druckglieder, bei denen die „unbeabsichtigte" Exzentrizität eine Rolle spielt. Bei den mit solchen Stützen angestellten Versuchen werden diese meist zentrisch belastet, was in Wirklichkeit selten der Fall sein wird. Die auf dem Versuchswege gefundenen U. L. P. können daher nicht allein als Kriterium der „nutzbaren Tragfähigkeit" gelten, es müssen vielmehr noch gewisse Annahmen gemacht werden, mit Hilfe deren die „nutzbare Tragfähigkeit" ermittelt werden kann. Das Gleiche gilt von den Konstruktionsgliedern, die zusammengesetzte Zug- oder Druck- und Biegungsspannungen erhalten, von Gliedern, die wechselnden Spannungen unterworfen sind, ferner von kurzen Trägern, für welche die gewöhnliche Biegungstheorie nicht mehr gilt. Für alle diese Fälle sind zur Ermittlung der „nutzbaren Tragfähigkeit" Formeln bzw. Tabellen aufgestellt, bezüglich deren hier wegen des beschränkten zur Verfügung stehenden Raumes auf die betr. Abhandlung in den „Proceedings" verwiesen werden muß.

Eine genaue Bestimmung der „nutzbaren Tragfähigkeit" ist ein anzustrebendes aber kaum jemals erreichbares Ideal. Inzwischen muß man sich mit einer angenäherten Bestimmung aus den Probestabversuchen begnügen. Der kleinste auf diese Weise ermittelte Sicherheitsgrad der einzelnen Glieder ist dann gleich der angenäherten Sicherheit des Bauwerkes als Ganzes. Bei der bisher üblichen Praxis können die Sicherheitsgrade der einzelnen Konstruktionsglieder unter sich sehr stark abweichen. Durch eine Gruppierung der einzelnen Teile, so wie zu Anfang angegeben, nach ihren charakteristischen U. L. P., könnten diese Abweichungen mehr oder weniger ausgeglichen werden. Cajar.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Träger auf zwei festen Untergelenken.

Von Ing. W. J, Wisselink, Amsterdam.

Ein Horizontalträger N. P. 28 (Abb. 1) ruht auf zwei festen Gelenken, hat eine Spannweite l = 10 m und trägt eine gleichmäßige Belastung q = 4,8 kg/cm. Da bei „freier" Lagerung des Trägers die Unterflansche eine Verlängerung bekommen würde, wird bei fester Gelenklagerung (außer der Vertikalreaktion = $\frac{1}{2}$ q l) eine nach „innen" gerichtete Horizontalkraft H auftreten (Abb. 2). Diese unbekannte Horizontalkraft H wird nun, unter Beifügung des Momentes — H h, nach dem Punkte O der Achse des Trägers (vertikal über den Gelenkpunkt) verlegt, worin h = 20 cm den Abstand vom Gelenkpunkt bis zur Achse OX vorstellt. Der Träger wird also auf Axialdruck, Biegung und Abscherung beansprucht. Durch den Axialdruck H wird sich der vertikale Querschnitt durch die Gelenkachse parallel mit der ursprünglichen Lage um eine Länge $\Delta l = \frac{H l}{2 E F}$ verschieben. Durch die Biegung muß dieser Querschnitt sich jedoch um soviel drehen, daß er wieder durch die Gelenkachse geht (Abb. 2). Nennen wir diese Drehung α, so muß

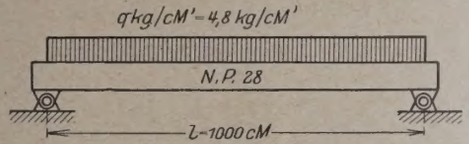


Abb. 1.

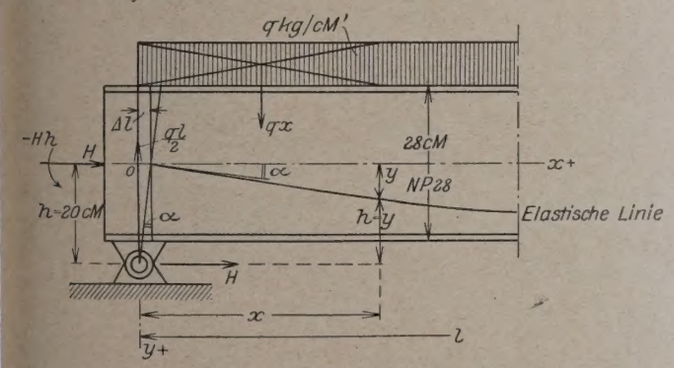


Abb. 2.

(1) $\Delta l = \alpha h$

ein. Nun ist α der Winkel der Tangente der elastischen Linie im Punkte x = o) mit der X-Achse, unter Vernachlässigung von Δ l in bezug auf l. Daß diese Vernachläßigung gestattet ist, geht aus dem hiernach folgenden Beispiel hervor, weil $\Delta l = \pm$ 0,00006 l ist.

Zur Bestimmung von α muß die Gleichung der elastischen Linie des Trägers gesucht werden. Unter Vernachlässigung der Formänderung durch die Schubspannungen ist $E J \frac{d^2 y}{d x^2} = - M_x$, während $M_x = \frac{1}{2} q l x - \frac{1}{2} q x^2 - H h + H y$ (Abb. 2).

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{1}{2} q x (l - x) + H (h - y).$$

Setzt man h — y = z, so wird:

$$\frac{d^2 y}{d x^2} = - \frac{d^2 z}{d x^2}.$$

Die Differentialgleichung der elastischen Linie wird also:

$$\frac{d^2 z}{d x^2} = \frac{q x (l - x)}{2 E J} - \frac{H}{E J} z.$$

Setzt man noch

(2) $$\frac{H}{E J} = a^2,$$

so wird $$\frac{d^2 z}{d x^2} + a^2 z = a^2 \frac{q x (l - x)}{2 H}.$$

Diese Gleichung gehört zum allgemeinen Typus:

$$\frac{d^2 z}{d x^2} + A \frac{d z}{d x} + B z = f(x),$$

dessen allgemeine Lösung = einem Partikularintegral der Gleichung $\frac{d^2 z}{d x^2} + A \frac{d z}{d x} + B z = f(x)$ + dem allgemeinen Integral der Gleichung $\frac{d^2 z}{d x^2} + A \frac{d z}{d x} + B z = o$.

Durch Substitution geht hervor, daß

$$z = \frac{q x (l - x)}{2 H} + \frac{q}{H a^2},$$

ein Partikularintegral ist der Gleichung:

$$\frac{d^2 z}{d x^2} + a^2 z = a^2 \frac{q x (l - x)}{2 H}$$

Wie bekannt, ist das allgemeine Integral der Gleichung $\frac{d^2 z}{d x^2} + a^2 z = o$:

$$z = C_1 \cos a x + C_2 \sin a x.$$

Summiert man nun das Partikular- und das Allgemeinintegral, so findet man für die Gleichung der elastischen Linie:

$$(3) \qquad z = h - y = C_1 \cos a x + C_2 \sin a x + \frac{q x (l - x)}{2 H} + \frac{q}{H a^2}.$$

Zur Bestimmung beider Integralkonstanten gibt es zwei Bedingungen:

1. für $x = o$ muß $y = o$ und
2. für $x = l$ muß $y = o$ sein.

$$1.\ h = C_1 + \frac{q}{H a^2}, \text{ deshalb } C_1 = h - \frac{q}{H a^2},$$

$$2.\ h = C_1 \cos a l + C_2 \sin a l + \frac{q}{H a^2}:$$

oder nach Substitution des gefundenen Wertes für C_1,

$$C_2 = \left(h - \frac{q}{H a^2}\right) \frac{1 - \cos a l}{\sin a l} = \left(h - \frac{q}{H a^2}\right) \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l.$$

Substituiert man diese Werte für C_1 und C_2 in Gleichung (3), so erhält man nach Entwicklung die gesuchte Gleichung der elastischen Linie, und zwar:

$$(4) \qquad y = \left(\frac{q}{H a^2} - h\right)\left(\cos a x + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l \sin a x - 1\right) - \frac{q x (l - x)}{2 H}.$$

Hieraus folgt:

$$\frac{d y}{d x} = \left(\frac{q}{H a^2} - h\right) a \left(-\sin a x + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l \cos a x\right) - \frac{q}{2 H} (l - 2 x).$$

Stellt man $x = o$, so wird:

$$\frac{d y}{d x} = \operatorname{tg} \alpha = \alpha = \left(\frac{q}{H a^2} - h\right) a \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l - \frac{q l}{2 H}.$$

Setzt man jetzt die gefundenen Werte für Δl und α in Gleichung (1), so wird:

$$\frac{H l}{2 E F} = h \left\{ \left(\frac{q}{H a^2} - h\right) a \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l - \frac{q l}{2 H} \right\}.$$

In bezug auf (2) ergibt sich für die Endgleichung für H:

$$(5) \qquad \boxed{\frac{H l}{2 E F} + \frac{q l h}{2 H} - \left(\frac{q E J}{H^2} - h\right) h \sqrt{\frac{H}{E J}} \operatorname{tg}\left(\frac{1}{2} l \sqrt{\frac{H}{E J}}\right) = o.}$$

Da diese Gleichung nur durch „Probieren" zu lösen ist, wird vorher ein approximativer Wert für H bestimmt. Dieser kann gefunden werden durch Vernachlässigung der Durchbiegung y des Trägers. In diesem Falle ist:

$$M_x = \frac{1}{2} q l x - \frac{1}{2} q x^2 - H h,$$

und

$$E J \frac{d^2 y}{d x^2} = -\frac{1}{2} q l x + \frac{1}{2} q x^2 + H h.$$

$$E J \frac{d y}{d x} = -\frac{1}{4} q l x^2 + \frac{1}{6} q x^3 + H h x + C.$$

Jetzt muß für $x = \frac{1}{2} l$, $\frac{d y}{d x} = o$ sein, oder

$$C = \frac{1}{24} q l^3 - \frac{1}{2} H h l.$$

$$E J \frac{d y}{d x} = -\frac{1}{4} q l x^2 + \frac{1}{6} q x^3 + H h x + \frac{1}{24} q l^3 - \frac{1}{2} H h l.$$

Setzt man hierin $x = o$, so wird:

$$\operatorname{tg} \alpha = \alpha = \frac{1}{E J}\left(\frac{1}{24} q l^3 - \frac{1}{2} H h l\right).$$

Da wieder $\Delta l = h \alpha$ [Gl. (1)], muß:

$$\frac{H l}{2 E F} = \frac{h}{E J}\left(\frac{1}{24} q l^3 - \frac{1}{2} H h l\right)$$

oder

$$(6) \qquad H = \frac{q h l^2}{12 (h^2 + i^2)},$$

sein, worin $i^2 = \frac{J}{F}$. (Dieser Wert für H war auch sofort mit Hilfe des Satzes von Castigliano zu finden!)

Nun ist: $q = 4{,}8$ kg/cm; $h = 20$ cm; $l = 1000$ cm; $J = 7587$ cm^4; $F = 61$ cm^2

und

$$i^2 = \frac{7587}{61} = 124 \text{ cm}^2.$$

Nach Substitution dieser Werte in (6) findet man $H = \backsim 15\,270$ kg.

Wenn man jetzt verschiedene Werte für H „in der Nähe" von 15 270 in Gleichung (5) substituiert, so zeigt es sich, daß **H = 15 800** kg der richtige Wert ist und dieser nur wenig ($\pm 3\frac{1}{2}$%) von dem approximativen Wert abweicht (was zu erwarten war!).

Bestimmt man jedoch die Maximalspannung im Material bei „freier" und bei Gelenkauflagerung, so ist der Unterschied ziemlich groß:

1. „Freie" Auflagerung;

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W} = \frac{\frac{1}{8} \cdot 4{,}8 \cdot 1000^2}{542} = \mathbf{1107} \text{ kg/cm}^2.$$

2. Gelenkauflagerung:

$$\sigma_{max} = \frac{N}{F} + \frac{M'}{W}.$$

$M' = M_x$ für $x = \frac{1}{2} l$ oder

$$M' = \frac{1}{8} q l^2 - H (h - f),$$

worin f = die Durchbiegung in der Mitte des Trägers.

Aus Gleichung (4) folgt:

$$f = \left(\frac{q}{H a^2} - h\right)\left(\cos \frac{1}{2} a l + \operatorname{tg} \frac{1}{2} a l \sin \frac{1}{2} a l - 1\right) - \frac{q l^2}{8 H}.$$

In bezug auf (2) und nach Entwickelung wird

$$f = \left(\frac{q E J}{H^2} - h\right)\left(\frac{1}{\cos \frac{1}{2} l \sqrt{\frac{H}{E J}}} - 1\right) - \frac{q l^2}{8 H}.$$

Nach Substitution der Zahlenwerte findet man $f = 1{,}6$ cm. Deshalb:

$$M' = \frac{1}{8} \cdot 4{,}8 \cdot 10^6 - 15\,800\,(20 - 1{,}6) = 309\,280 \text{ cmkg}.$$

$$\sigma_{max} = \frac{15\,800}{61} + \frac{309\,280}{542} = 259 + 571 = \mathbf{830} \text{ kg/cm}^2.$$

Für den Fall der approximativen Lösung wird:

$$\sigma_{max} = \frac{15\,270}{61} + \frac{600\,000 - 15\,270 \cdot 20}{542} = \mathbf{794} \text{ kg/cm}^2.$$

(Differenz mit 830 kg/cm² nur 4,3 %.)

Linienverbesserung der Großen Nordbahn im Staate Washington.

Rund 150 km östlich von Seattle verbessert die Große Nordbahn ihre Scheitelstrecke im Felsengebirge des Staates Washington durch einen neuen Tunnel von 12,4 km Länge, der zwar 6,5 km länger ist als

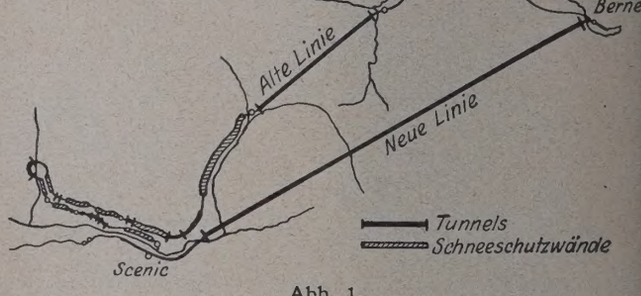


Abb. 1.

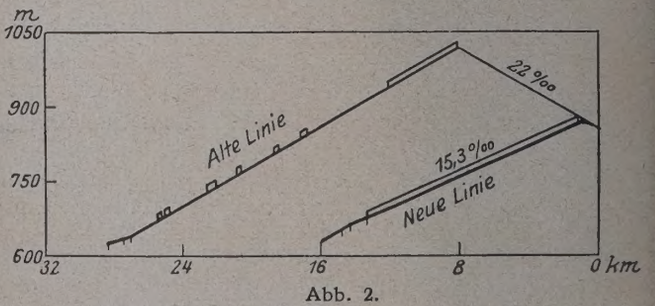


Abb. 2.

der alte, aber eine Gegensteigung von 170 m mit 22 ‰ beseitigt und die Steigung im Tunnel von 17 auf 15,3 ‰ ermäßigt, die Schneebekämpfung erheblich verringert und fast 10 km Schneeschutzwände

überflüssig macht. (Abb. 1 u. 2.) Nebstdem hat die neue Linie 12,3 km weniger Länge, fast 5½ Vollkreise weniger Bogenstrecken und 300 m weniger Brücken. Der neue (eingleisige) Tunnel erhält 4,9 m Weite und 6,75 Höhe über Schienenoberkante und ist mit 10 Mill. Dollar veranschlagt. (Aus Engineering News-Record vom 7. Jan. 1926, S. 28.) N.

Abb. 1.

Laufende Lehren für Eisenbetonbewehrung.

Um für einen 24 km langen Abwasserkanal, 6,4 m weit und 4,9 m hoch, die Stahlbewehrung rasch und genau aufstellen zu können, sind die Lehren für je 3,6 m Kanallänge fahrbar zusammengebaut worden. Sie bestehen aus sauber bearbeiteten Bohlenbogen von 30 × 2,5 und Pfetten von 5 × 10 cm Stärke mit aufgenagelten 2,5 cm starken Latten mit den Einkerbungen für die Bewehrungsdrähte. Zum genauen Ausrichten und zum Zusammenziehen der Lehren für das Weiterfahren sind Winden eingeschaltet, die sich auf die Betonsohle des Kanals stützen, und die untersten, 90 cm langen Stücke der Bohlenbogen gelenkig angehängt, und in der Arbeitsstellung besonders abgesteift (Abb. 1). (Nach Engineering News Record vom 13. Mai 1926, S. 782 mit 2 Lichtbildern.) N.

Durchbruch einer Erdtalsperre.

Im Staate Michigan ist eine Erdtalsperre von 6 m Höhe bei der Schneeschmelze im Frühjahr 1926 sechs Stunden lang 30 cm hoch überflutet worden, weil die Ablässe nicht groß genug bemessen waren, und danach durchgebrochen, obwohl sie aus steinfreiem, undurchlässigem Boden hergestellt und durch die darüber gegangenen Baufuhren (Lastkraftwagen) festgefahren war. Der Bau ist jedoch in den Winter hineingekommen und hat sich vor dem Eintritt des Frostes nicht mehr setzen können, so daß sich im Winter eine gefrorene Schale gebildet hat, unter der dann beim Setzen des inneren Dammteils Hohlräume entstanden sein können und die unter dem Schneeschmelzwasser wahrscheinlich abgebrochen ist, so daß das Wasser einen Weg durch den Damm fand. Es sind über 2000 m³ Boden weggespült worden. Der wieder hergestellte Damm erhält größere Ablaßöffnungen und zur Verhinderung von Frostschalenbildung Steinpflaster auf der Wasserseite und wird erst nach völligem Setzen angestaut. (Nach Engineering News-Record vom 10. Juni 1926, S. 942 mit 1 Abb.) N.

Die Stadtbrücke in Graz.

Anläßlich der Besichtigung der auch in unserer Zeitschrift in Heft 15 erwähnten Stadtbrücke in Graz führte der Bürgermeisterstellvertreter von Graz, Herr Ingenieur Dr. Pertassek, aus, daß vor Herstellung der Brücke die Frage vom Stadtbauamte behandelt worden sei, ob die Brücke in Beton oder in Eisen auszuführen wäre, bzw. ob sie überhaupt Flußpfeiler erhalten dürfe oder nicht.

„Mit Rücksicht auf die ungewissen Verhältnisse im Flußgrunde, welche sich infolge der jahrzehntelangen Mureintiefung im Stadtgebiete ergeben hatten, wurde die Aufführung eines Mittelpfeilers von vornherein außer Betracht gezogen. Es blieb somit nur die Frage übrig, ob die Brücke in einem Beton- oder in einem Eisenbogen die Mur überspannen sollte. Beide Möglichkeiten wurden der Ausschreibung vom 5. Mai 1925 zugrundegelegt, und die Lichtweite auf Grund der wasserrechtlichen Genehmigung durch die steiermärkische Landesregierung mit 64 m vorgeschrieben. Im ganzen gingen 24 Angebote ein. Nunmehr war die Frage zu beantworten: soll in Beton oder in Eisen gebaut werden?

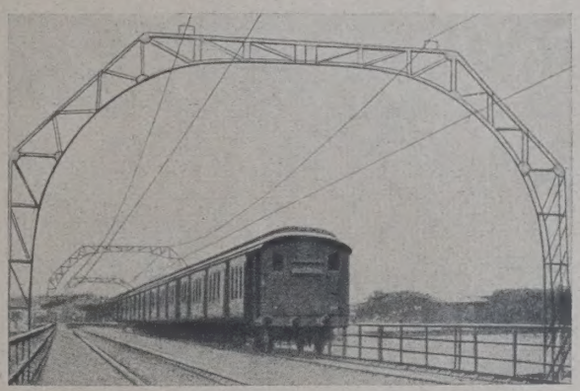
Nach eingehenden Studien, unterstützt von der Stellungnahme berufener Fachleute, insbesondere der in Betracht kommenden Hochschulprofessoren, kam ich als Baureferent zu dem Entschlusse, dem Gemeinderate die Ausführung einer eisernen Brücke zu empfehlen, und der Gemeinderat hat sich in seiner Sitzung vom 16. Juli 1925 auch einstimmig für diese Lösung entschieden.

Nur eine einzige Fachstimme konnte sich über den Gemeinderatsbeschluß nicht beruhigen, es ist dies Herr Oberbaurat Dr. Fritz von Emperger in Wien, der jetzt in Heft 15 vom 9. April 1926 der in Berlin erscheinenden Zeitschrift für das gesamte Bauwesen „Der Bauingenieur" ausführt, daß das Stadtbauamt Graz einen Betonbogen als Stadtbrücke bauen wollte, infolge Einschreitens der Arbeiterräte der Grazer Brückenbauanstalt beim Bürgermeister aber die Brücke in Eisen herstellen mußte, trotzdem die Ausführung in Eisenbeton um ein Drittel billiger gekommen wäre."

Dem muß ich folgendes entgegenhalten: Der Brückenbau wurde unserer heimischen Anstalt Waagner, Biro und Kurz A.-G. zu dem angebotenen Gesamtbetrag von 486 000 S. übergeben. Die Mehrkosten bei den Betonarbeiten betragen heute bereits 143 000 S., das sind 29% der Gesamtkosten, während die Kosten der Eisenkonstruktion vollständig gleichgeblieben sind. Ich wage es gar nicht auszudenken, welche Überraschungen der Gemeinderat erlebt hätte, wenn ein oder zwei Flußpfeiler in Beton auszuführen gewesen wären. Der scheinbar billigere Preis ist bereits weit überholt.

Elektrische Eisenbahnen in Ostindien.

Die erste Eisenbahn mit elektrischem Betrieb in Indien war eine rd. 15 km lange Strecke der Stadt- und Ringbahn in Bombay mit 30 v. T. größter Steigung und einer 530 m langen Stahlbrückenstrecke (s. Abb.). Die Trieb- und Anhängewagen (s. Abb.) sind 20,75 m lang



und 3,6 m breit (bei indischer Breitspur von 1,68 m). Der Strom für die Oberleitung wird von 22 000 auf 1500 Volt Gleichstrom gebracht. Die Ausdehnung des elektrischen Betriebes auf 50 km der Hauptstrecke ist vorgesehen. Nahe der Vollendung ist die Einrichtung des elektrischen Betriebes auf einer 34 km langen Strecke zur Verbindung neuer Siedlungen mit dem Geschäftsviertel von Bombay. Weiter ist geplant der elektrische Betrieb auf zwei Hauptlinien von 136 und 192 km Länge mit 27,5 v. T. größter Steigung zur Abminderung der Betriebskosten. (Nach Engineering News-Record vom 3. Juni 1926, S. 889 mit 1 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Entschädigung für das Bearbeiten von Bauentwürfen.

Viele Gemeinden, Kommunalverbände und Baubehörden usw. sind zur Zeit damit beschäftigt, ein Arbeitsbeschaffungsprogramm für die kommende Bausaison aufzustellen, um den in ihrem Bezirke ansässigen Arbeitslosen Beschäftigung und Brot zu verschaffen. Zahlreiche Pläne über den Bau von Brücken, Straßen usw. werden erörtert, Finanzierungspläne aufgestellt, in deren Vorbereitung von den Unternehmern Angebote mit ausführlichen Unterlagen eingeholt werden. Hierbei mehren sich die Fälle, daß von einer größeren Anzahl von Firmen gleichzeitig derartige Ausarbeitungen verlangt werden für Arbeiten, deren Finanzierung noch in keiner Weise sichergestellt ist, und die vielleicht niemals oder wenigstens nicht in absehbarer Zeit in dem geplanten Umfange zur Ausführung gelangen. Die kommunalen und zum Teil auch staatlichen und privaten Auftraggeber sparen sich so Kosten und Mühen für das Projekt. In der Regel werden auf diese Weise 20 bis 30 Firmen in Bewegung gesetzt, die wochenlang mit einem Stab von Ingenieuren und Technikern sich bemühen, rechtzeitig ein möglichst zweckmäßiges und günstiges Angebot herauszubringen. Die Unkosten, die durch derartige nutzlose Projektarbeiten entstehen, sind meist außerordentlich hoch. Es müssen statische Berechnungen, Massenberechnungen, Kostenanschläge und Zeichnungen angefertigt, die Baustelle muß besichtigt

werden usw. Nachdem dann die Angebote eingereicht sind, lassen die Auftraggeber vielfach nichts mehr von sich hören, so daß neue Besuche erforderlich werden. Eine Mitteilung, daß die Bauabsicht zunächst aufgegeben oder verschoben worden sei, oder daß der Auftrag anderweitig vergeben werde, erfolgt häufig nur auf besondere erneute Anfrage.

Es ist nicht zu verkennen, daß die Unkosten solcher Projektbearbeitungen, sofern sie, was nur selten geschieht, nicht besonders vergütet werden, von den Firmen anderweitig verdient werden müssen. Das ist aber infolge der scharfen Konkurrenz auf dem Baumarkt, die zu genauer Kalkulation und sorgfältiger Beachtung aller Unkostenteile zwingt, außerordentlich schwierig. Die Folge ist, daß in anderen wichtigeren Fällen so viel gespart werden muß, wie nur irgend möglich, eine Tatsache, die im Interesse solider Bauausführungen keineswegs begrüßt werden kann.

Der Wunsch der Bauunternehmungen, für die von ihnen geleisteten Entwurfsarbeiten eine ausreichende Vergütung zu erhalten, ist daher berechtigt. Es entsteht nun aber die Frage, wann die zur Ausführung eines Baues erforderlichen Entwürfe und Kostenanschläge von dem Auftraggeber zu bezahlen sind.

Zunächst muß festgestellt werden, daß die Unterbreitung von Projektarbeiten, die dem Auftraggeber vom Unternehmer ohne dessen Ansuchen unerbeten zur Verfügung gestellt werden, dem ersteren naturgemäß nur eine Pflicht zu ihrer Vergütung auferlegt, wenn dies besonders vereinbart wurde. Auch die Fälle, in denen der Unternehmer Entwürfe und Kostenanschläge auf Ansuchen des Bestellers vorlegt und in denen in irgendeiner Form die Gewährung einer Vergütung vertraglich vereinbart ist, können in der folgenden Betrachtung ausscheiden. Es wird sich hierbei meist um Ausschreibungen handeln, denen z. B. die vom Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. und dem Deutschen Beton-Verein E. V. herausgegebenen „Bedingungen für Bauarbeiten" als Vertragsbestandteil zugrunde gelegt sind. Dort wird in den „allgemeinen Bedingungen" unter Ziffer 2 bestimmt, daß Bauvorlagen, Einzelzeichnungen und statische Berechnungen, die auf Verlangen des Auftraggebers vom Unternehmer hergestellt werden, nach der Gebührenordnung des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine zu vergüten sind. Das gleiche gilt, wenn bei der Ausschreibung die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen maßgebend war und die darin enthaltenen „Allgemeinen Vertragsbedingungen" Vertragsbestandteil werden. In diesen ist in § 3 folgendes vorgesehen:

„Verlangt der Auftraggeber Zeichnungen, Berechnungen oder andere Unterlagen, die der Auftragnehmer nach den Technischen Vorschriften für Bauleistungen oder nach der gewerblichen Verkehrssitte nicht zu beschaffen hat, so sind sie zu vergüten. Solche Unterlagen sind dem Auftraggeber auf Verlangen rechtzeitig vorzulegen."

Nach der im Baugewerbe üblichen Praxis gehören zu den unentgeltlich zu liefernden Unterlagen in der Regel nur Kostenanschläge, d. h. Formulare, in welche die Preise für die einzelnen Positionen eingesetzt sind. Natürlich wird es auch Fälle geben, in denen dazu noch kleine, sozusagen ex tempore aufzustellende Entwürfe und Anschläge gehören, die der Ingenieur bzw. Architekt ohne jede Schwierigkeit sofort erledigen kann.

Anders liegt es aber, wenn von dem Unternehmer, ohne daß hierfür eine Vergütung von vornherein vereinbart wäre, die Entwürfe genauer Pläne für den Bau, d. h. Vorentwürfe, Zeichnungen, statische Berechnungen, Kostenanschläge mit Massenberechnungen usw. verlangt werden, deren Anfertigung ihm erhebliche Mühe und Unkosten verursacht. Es wäre zwar wünschenswert, wenn stets zwischen Auftraggeber und Unternehmer schon von vornherein darüber Klarheit geschaffen würde, ob für die eingelieferten Projekte, sofern der Auftrag anderweitig vergeben wird, eine Vergütung zu gewähren ist oder nicht. Es ist aber nicht zu verkennen, daß die scharfe Konkurrenz auf dem Baumarkt dem einzelnen Unternehmer im Angebotsstadium ein entschiedenes Auftreten sehr erschwert. Vielfach ist ihm auch gar nicht bekannt, daß noch andere Konkurrenten mit der Entwurfsbearbeitung betraut sind und seine Anwartschaft, den Bau zu erhalten, daher nur sehr bedingt ist. Wenn er dann späterhin mit seiner Forderung hervortritt, entstehen meist Streitigkeiten mit dem Auftraggeber, insbesondere deshalb, weil die Frage der Entschädigung für Projektarbeiten weder im BGB. noch im HGB. einwandfrei geklärt ist. Eine grundsätzliche, auf alle Fälle anwendbare Regelung erscheint im übrigen auch sehr schwierig, weil die Umstände des Einzelfalles sehr verschieden liegen werden und die Grenze zwischen den nach der gewerblichen Verkehrssitte unentgeltlich vorzulegenden Kostenanschlägen, Versuchsskizzen usw. und größeren Entwurfsarbeiten meist schwer zu ziehen sein wird.

Die nachfolgenden Ausführungen können daher nur allgemeine Richtlinien andeuten. Es erscheint zunächst wünschenswert, die Fälle zu betrachten, in denen von einer Entschädigungspflicht von vornherein keine Rede sein kann.

Das gilt zunächst hinsichtlich der Entwürfe, die auf Grund eines Preisausschreibens (BGB. § 661) zur Erlangung von architektonischen Ideenskizzen und Vorentwürfen eingeliefert sind. Wenn der Ausschreibende auf den besten oder die besten der ihm einzureichenden Entwurfsprojekte einen Preis gesetzt hat, so heißt das ohne weiteres, daß er zu einer Bezahlung der übrigen nicht verpflichtet sein will. Wer sich an dem Wettbewerb beteiligt, muß das wissen, — er arbeitet auf eigene Gefahr. Zum Ausgleich dient ihm die Hoffnung auf Erlangung der jedem Teilnehmer unter gleichen Bedingungen in Aussicht gestellten Preise, Ehrenpreise und Prämien, die, wenn sie errungen sind, nicht nur ein Entgelt für die aufgewandte Mühewaltung enthalten, sondern einen oft um ein Vielfaches darüber hinausgehenden Sondergewinn. Dadurch, daß durch § 661, Absatz 4, BGB., dem Ausschreibenden nicht das Recht gegeben wird, vom Preisempfänger die Übertragung des „Eigentums" an dem Werk, d. h. an dem Entwurf, zu fordern, es sei denn, daß dem Bewerber auch die Ausführung des Bauwerkes übertragen ist, wird deutlich zum Ausdruck gebracht, daß die bloße Vorlegung der Wettbewerbsarbeiten an den Ausschreibenden weder eine Werkleistung noch ein Werksangebot sein soll. Die Teilnehmer an der Konkurrenz bekommen daher keinerlei Werklohn, dafür behalten sie aber auch ihren Entwurf. Jede Verwendung desselben durch den Ausschreibenden oder einen Dritten ist widerrechtlich und verpflichtet zum Schadensersatz.

Zu den Fällen, in denen weiterhin in der Regel eine Entschädigungspflicht nicht besteht, gehört die Vorlage von Kostenanschlägen anläßlich von Submissionen, es sei denn, daß die Entwurfsarbeiten, wie schon erwähnt, über den nach der gewerblichen Verkehrssitte üblichen Umfang hinausgehen. Hier muß jeder Bieter mit dem Risiko rechnen, nicht das preiswürdigste Angebot vorgelegt zu haben bzw. nicht der Mindestfordernde zu sein. Der Fall ist insofern dem Preisausschreiben gleichartig, nur kommt mit dem erfolgreichen Konkurrenten ohne weiteres ein Werkvertrag über die Bauausführung zustande. Den unterlegenen Teilnehmern an der Submission ist ihr Angebot zurückzugeben, es darf keinesfalls zu eigenen Zwecken der Ausschreibenden verwendet werden.

Eine wichtige Einschränkung ist hier allerdings zu machen. Das Risiko, dem die Konkurrenten sich unterwerfen, dessen Folgen sie tragen müssen, ist nur das Risiko des Unterliegens in der Submission. Dem weiteren Risiko, daß nun der Auftraggeber, wie das vielfach geschieht, sich einfach zurückzieht, weil z. B. die Finanzierung nicht sichergestellt ist usw., oder daß er den Bau von einem Außenseiter errichten läßt, haben sie sich keineswegs unterwerfen wollen. Wer eine Submission veranstaltet, hat höchstens die Wahlfreiheit, aber nicht die Ausführungsfreiheit, es sei denn, daß kein den Bedingungen entsprechendes Angebot oder sonstige schwerwiegende Gründe vorliegen. Überträgt er trotz einwandfreier Angebote nachher keinem der Bieter die Ausführung, so verlieren die Entwurfsarbeiten ihren bisher unselbständigen Charakter, sie stellen

eine Werkleistung dar, für die auf Grund der später zu erörternden Voraussetzungen eine Vergütung zu entrichten ist.

In Fällen, in denen der Bieter den Zuschlag in der Submission erhält, kann, wie wohl von keiner Seite bezweifelt wird, und wie dies auch in ständiger Rechtsprechung zum Ausdruck kommt, keine besondere Entschädigung wegen der Entwurfsarbeiten verlangt werden, einerlei, ob sie auf Grund einer Submission oder auf besondere Aufforderung ausgeführt werden. Das Projekt, das zunächst eine Arbeit für sich ist, verliert durch die Ausführung seine Selbständigkeit, d. h. geht in dieser sozusagen unter, während die nicht ausgeführten Projekte ihre ursprüngliche Selbständigkeit bewahren.

(Fortsetzung folgt.)

Rechtsprechung.

Schadensersatzpflicht des Arbeitgeberverbandes bei Aussperrungen. Ein Arbeitgeberverband, der die Namen ausgesperrter Arbeitnehmer seinen Mitgliedern durch Rundschreiben mitteilt mit der Aufforderung, die genannten Arbeitnehmer für die Dauer des Arbeitskampfes nicht einzustellen, haftet diesen nicht auf Schadensersatz. Die Aussperrung eines Arbeiters fällt nur dann unter § 826 BGB., wenn die Durchführung in einer gegen die guten Sitten verstoßenden Weise erfolgt, wenn nämlich unsittliche Mittel angewandt werden oder wenn der dem Gegner zugefügte Nachteil den wirtschaftlichen Ruin des Gegners herbeiführt oder der Nachteil zum Vorteil in keinem erträglichen Verhältnis steht. Der Kläger stützt sich im vorliegenden Fall auf § 826 BGB., weil der beklagte Arbeitgeberverband die bei zwei Firmen durchgeführte Aussperrung seinen Mitgliedern mitgeteilt und somit die Beschäftigung der ausgesperrten Arbeiter bei den Verbandsmitgliedern verhindert habe. Den Nachdruck legt der Kläger auf das Existenzvernichtende in der Maßnahme des Beklagten. Eine solche, die Anwendung des § 826 BGB. rechtfertigende Eigenschaft des Kampfmittels ist mit dem Reichsgericht dann anzunehmen, wenn bezweckt wird, die gewerbliche Existenz des Gegners im Lohnkampf völlig zu untergraben und ihn dauernd erwerbslos zu machen. Dagegen ist eine Maßregel, die nur darauf abzielt, für die Dauer des Lohnkampfes die Erwerbsmöglichkeit in dem betreffenden Geschäftszweig abzuschneiden, anders zu beurteilen. Im vorliegenden Falle handelt es sich nur um eine solche vorübergehende, auf die Dauer eines bestimmten Streiks beschränkte Maßnahme. Sie beschränkt sich zwar nicht auf den vom Streik betroffenen Geschäftszweig, jedoch sind auch derartig weitgehende Maßnahmen der Arbeitgeber nicht ohne weiteres nach § 826 BGB. zu verurteilen. Erscheint es demnach schon sehr zweifelhaft, ob überhaupt die vom Beklagten getroffene Maßnahme der Anwendung des § 826 BGB. unterliegen kann, so ist dies wenigstens für den vorliegenden Fall unter den jetzigen Verhältnissen zu verneinen, denn auch dann, wenn die Maßnahme des beklagten Arbeitgeberverbandes unterblieben wäre, hätte schon die beschränkte Aussperrung die gleiche Wirkung gehabt. Schon in normalen Zeiten ist es bei Aussperrungen von Industriearbeitern den Ausgesperrten nur in verhältnismäßig geringer Zahl möglich, anderweit Arbeit zu finden. In jetziger Zeit und in den vergangenen Jahren, wo viele gelernte Arbeiter wegen Mangel an Arbeit entlassen wurden, muß ein anderweitiges Unterkommen der Ausgesperrten zu den verschwindenden Ausnahmen gehören. Es läßt sich deshalb bei solcher Sach- und Rechtslage nicht nachweisen, daß der Beklagte mit einer über das zulässige Maß hinausgehenden Schädigung bei seiner Kampfmaßnahme gerechnet hat. (Aus einem Urteil des Landgerichtes Magdeburg I. Z. K. v. 23. III. 26 — A. Z. 1. S. 58/26. —)

Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau.

Die diesjährige Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ist auf Montag, den 4. und Dienstag, den 5. Oktober nach Wiesbaden einberufen. Mit Rücksicht auf das von den Arbeitsausschüssen in großem Umfange ausgearbeitete Material wird bei der diesjährigen Hauptversammlung eine eingehende Berichterstattung durch die Herren Obleute über die Arbeiten ihrer Ausschüsse erfolgen. Außer diesen Tätigkeitsberichten wird der Vorsitzende der Studiengesellschaft, Herr Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. e. h. Brix, Bericht erstatten über den Verlauf und die eventuellen Ergebnisse des im September 1926 in Mailand tagenden 5. internationalen Straßenkongresses. Ein weiteres Referat des Herrn Verbandsdirektor Dr. Schmidt, Obmann des Ausschusses „Engere Planung", wird über Zweck und Ziel des von diesem Ausschuß ausgearbeiteten „Fernstraßennetzes für Deutschland" Aufschluß erteilen. Die erwähnten Referate werden am Montag, den 4. Oktober in einem noch bekannt zu gebenden Saal gehalten werden, während Dienstag, der 5. Oktober für Besichtigungen von Straßen in Wiesbaden und Umgebung vorgesehen ist.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 26. August 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. A 42 676. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Verfahren zum Abräumen von Deckgebirgen im Tagebau von Braunkohlen o. dgl. mittels Abraumförderbrücke. 17. VII. 24.

Kl. 5 d, Gr. 11. A 45 470. Theodor Wilhelm Achtnichts, Gottesberg i. Schles. Gleisanlagen für Förderwagen und Transportbänder. 9. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 39. L 64 824. Walter Leder, Basel, Schweiz; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin SW 48. Blinklicht-Signaleinrichtung für elektrische Bahnanlagen. 2. I. 26. Schweiz 7. I. 25.

Kl. 37 f, Gr. 8. S 67 526. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Luftschiffhafen mit drehbarer Schleusenhalle. 29. X. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. H 100 096. Gebr. Himmelsbach Akt.-Ges., Freiburg i. B. Aus einer bituminösen Masse bestehender Stockschutz für Masten oder sonstige Hölzer. 15. I. 25.

Kl. 38 h, Gr. 2. S 71 805. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Verfahren zum Behandeln von Hölzern mit Teeröltränkung. 10. X. 25.

Kl. 80 a, Gr. 34. V 19 695. Luigi Vianini, Rom; Vertr.: R. Gail, Pat.-Anw., Hannover. Vorrichtung zur Herstellung von Röhren und ähnlichen Hohlkörpern aus Beton o. dgl. mit bituminöser Zwischenschicht. 28. XI. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. G 57 907. Adolf Friedrich Müller, Wernigerode a. H. Hydraulisches Bindemittel; Zus. z. Pat. 401 863. 20. XI. 22.

Kl. 80 b, Gr. 3. K 96 545. Fried. Krupp Grusonwerk Akt.-Ges., Magdeburg-Buckau. Verfahren zur Herstellung von Tonerdeschmelzzement; Zus. z. Anm. K 93 773. 2. XI. 25.

Kl. 81 e, Gr. 126. G 61 026. Willy Genz, Magdeburg, Petersberg 2. Abraumabsetzer. 27. III. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. G 65 929. Willy Genz, Magdeburg, Petersberg 2. Vorrichtung an Abraumabsetzern zum Einstellen der Führungsleiter für die Förderkette. 4. XII. 25.

Kl. 84 a, Gr. 6. K 95 897. Friedrich Köster, Heide i. Holstein. Gerinne für Schöpfwerke. 23. IX. 25.

Kl. 85 b, Gr. 1. M 84 182. Dr. Hermann Manz, Charlottenburg, Sybelstr. 68. Verfahren zum Enthärten von Speisewasser für Dampfkessel. 10. III. 24.

Kl. 85 d, Gr. 2. G 64 634. Joseph Grzimek, Berlin, Königin-Augusta-Straße 33. Trinkwasserversorgung. 15. VI. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 34 vom 26. August 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. 433 725. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Gesonderte Abtragung und Förderung des Humusbodens von Tagebaudecken und seine Ablagerung in gleichmäßiger Ausbreitung auf dem übrigen Abraum unter Benutzung von Abraumförderbrücken. 2. VII. 24. A 42 567.

Kl. 20 h, Gr. 7. 433 593. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Beschleunigungsantrieb für Eisenbahnwagen mittels Treibachsen; Zus. z. Pat. 418 223. 7. X. 24. P 48 910.

Kl. 20 i, Gr. 4. 433 669. Johann Salzmann u. Hermann Müller, Horstmar. Kletterweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 376 106. 14. VI. 25. S 70 392.

Kl. 20 i, Gr. 4. 433 743. Gottfried Künstler, Dortmund, Viktoriastraße 17. Anschlußweiche für Grubenbahnen; Zus. z. Pat. 432 478. 31. V. 24. K 89 761.

Kl. 20 i, Gr. 25. 433 594. Albert Frühauf, Offenbach a. M., Eisenbahnstraße 14. Zifferblatt für öffentliche Uhren, insbesondere Bahnsteiguhren. 10. VI. 25. F 59 090.

Kl. 85 b, Gr. 1. 433 582. Johan Nicolaas Adolf Sauer, Amsterdam; Vertr.: Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Entkeimen und Reinigen von Wasser und anderen Flüssigkeiten; Zus. z. Pat. 400 128. 19. VIII. 22. S 60 629.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten. Von K. Lerche, Ingenieur. Mit 12 Textabbildungen (IV u. 42 S.). Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. 1925. Preis geheftet RM 3.—.

Bei Arbeiten dieser Art ist zu beachten, daß man mit einem Schema nicht auskommt, und in der Regel hat jede größere Bauunternehmung eigene Methoden für das Veranschlagen von Eisenbetonbauten. Wenn daher ein Fachmann, wie der Verfasser dieses Büchleins, sich entschließt, aus seinen eigenen Erfahrungen in der Praxis einen Wegweiser für das Veranschlagen herauszugeben, so ist dies zu begrüßen.

Im ersten Abschnitt wird ein Weg für die Massenermittlung aus überschlägigen statischen Berechnungen gezeigt. Die Kalkulation und die für jedes ernste Bauunternehmen sehr wichtige Nachkalkulation der Löhne und Materialien wird in zwei weiteren Abschnitten besprochen, wobei Beobachtungen bei verschiedenen Baustellen verwertet werden. Hier macht der Verfasser den Unterschied zwischen wirtschaftlichem und scheinbar wirtschaftlichem Konstruieren; letzteres, wenn unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse wirtschaftliches Konstruieren nicht den Ausschlag gibt. Mit größter Vorsicht behandelt der Verfasser die Fragen der Unkosten und der Höhe des Verdienstes, weil diese von der Art und Größe des Unternehmens abhängig sind. Der Abschluß bildet eine Zusammenstellung des Arbeitsaufwandes für verschiedene Arbeiten und des entsprechenden Lohnanteils, wie sie sich aus den Erfahrungen bei den vom Verfasser beobachteten Bauwerken ergeben. Das Büchlein wird dem Fachmann manche Anregung bieten. E. P.

Kreisplatten auf elastischer Unterlage. Theorie zentralsymmetrisch belasteter Kreisplatten und Kreisringplatten auf elastisch nachgiebiger Unterlage mit Anwendungen der Theorie auf die Berechnung von Kreisplattenfundamenten und die Einspannung in elastische Medien. Von Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe. Mit 52 Textabbildungen. (148 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geheftet RM 13,50; gebunden RM 15,—.

Während die Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage wohl ziemlich zum Abschluß gekommen ist, ist die schwierigere Theorie der elastisch gelagerten Platte noch wenig bearbeitet. Für ein beschränktes Teilgebiet, die kreisförmige Platte mit zentralsymmetrischer Belastung hat hier Schleicher die Lösung gegeben. Den Kern der Arbeit bildet die in einer fast verblüffend eleganten Weise gegebene Integration der Biegungsdifferentialgleichung, die auf Zylinderfunktionen führt. Zur Erleichterung beim Gebrauch ist im Anhang eine kurze Zusammenstellung der Eigenschaften dieser Funktionen, sowie eine zum Teil neu berechnete Funktionentabelle beigefügt. Den größten Teil des Buches bildet die ausführliche und allgemeine Behandlung einer großen Mannigfaltigkeit von Sonderfällen der kreis- und kreisringförmigen Platte, die sich durch die Verteilung der Belastung, durch Lagerung und Einspannung der Platte unterscheiden, so daß man wohl für jeden in der Anwendung vorkommenden Fall die allgemeine Lösung hier findet. Auf praktische Fragen wird nur knapp eingegangen. Vor allem wäre für den entwerfenden Ingenieur eine genauere Untersuchung erwünscht gewesen, von welchen Verhältnissen ab die Berücksichtigung der Elastizität von Platte und Untergrund eine praktisch ins Gewicht fallende Verkleinerung der Spannungen ergibt, von wo ab sie sich also lohnt. Ein durchgerechnetes Beispiel (Abschnitt 35) einer starken Platte mit Ringlast, etwa einem Eisenbetonfundament eines Schornsteines, zeigt, daß unter ähnlichen Verhältnissen die genauere Berechnung als elastische Platte keinen lohnenden Vorteil bringt.

Besondere Beachtung verdient der Abschnitt 9 über die Beurteilung der Beanspruchung. Keine von den bisher aufgestellten Theorien über die Bruchgrenzen und die Anstrengung der Materialien konnte bis jetzt restlos befriedigen. Der Verfasser hat nun zu den vorhandenen eine neue Theorie aufgestellt, die im wesentlichen darauf hinauskommt, daß die im Körper aufgespeicherte Formänderungsarbeit ein Maß für dessen Beanspruchung bildet, wobei die bis zu einem bestimmten Grenzzustand (Elastizitäts-, Fließ-, Bruchgrenze) aufnehmbare gesamte Formänderungsarbeit vom mittleren Druck $\frac{\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3}{3}$ abhängig ist. Diese Theorie hat viel einleuchtendes und ist vor allem für die Rechnung sehr bequem. Aber während bei der bekannten Mohrschen Theorie die mittlere Hauptspannung σ_2 ganz ohne Einfluß auf die Beanspruchung sein soll, wird sie nach Schleicher in ihrer Wirkung den beiden anderen Hauptspannungen genau gleichgestellt (gleichen mittleren Druck selbstverständlich vorausgesetzt). Hier liegt bei aller Allgemeinheit doch wieder von vornherein eine beschränkende Aussage. Eine genauere Untersuchung muß zeigen, ob dem die Tatsachen entsprechen. Eine eingehendere Darlegung verbietet hier leider der Raum.

Das Buch, das mathematisch recht klar und knapp geschrieben ist, stellt vor allem eine hochbedeutende theoretische Leistung dar. Seiner weitergehenden praktischen Verwertung stehen wohl noch einige Hindernisse entgegen. Vor allem sind über die Bettungsziffer doch noch recht wenig zuverlässige Messungen vorhanden, und dann wird bei der Anwendung im Bauwesen wegen der Windkräfte meist eine außermittige Belastung vorliegen. Man wird also mit der neuen Theorie in den meisten Fällen nur Teillösungen exakt zu geben vermögen. Immerhin ist durch das Werk ein neues Stück Land urbar gemacht und sein Studium kann dem praktischen Ingenieur, der in der Biegungslehre der Platten schon etwas bewandert und auf die Ergänzung seines theoretischen Rüstzeugs bedacht ist, nur aufs beste empfohlen werden.

Kammüller.

Handbuch der Ingenieurwissenschaften. Band 2, Teil 4, Kapitel 5, Schränz- und Schlitzmaschinen, Tunnelbohr- und Treibmaschinen. Von Baurat Ing. Otto Schueller. 3. Auflage. 102 Seiten mit 116 Abb. Verlag von Wilhelm Engelmann, Leipzig. 1925. Preis geheftet RM 6.—, gebunden RM 9.—.

Wiederum liegt ein Band des Handbuches in neuer, erweiterter Auflage in der gewohnten vorzüglichen Ausstattung vor. Im ersten Teil dieses Bandes werden die Schräm- und Schlitzmaschinen, die in erster Linie im Erz- und Kohlenbergbau entwickelt worden sind, ausführlich behandelt. In der Nachkriegszeit erschlossen sich diese Maschinen auch Gebiete, die dem Bauingenieur näher liegen. Mit Vorteil werden sie jetzt bei der Materialgewinnung in Steinbrüchen und beim Aufschluß von Felseinschnitten und Tunnelstrecken zur Anwendung gebracht, da sie größere Arbeitsfortschritte und Ersparnis von menschlichen Arbeitskräften gewährleisten. Der Verfasser erörtert in systematischer Weise die Anwendung, die Leistung und den Betrieb der verschiedensten Bauarten dieser Maschinen, in deren Entwicklung in den letzten Jahren besonders große Fortschritte erzielt worden sind. Der zweite Teil über Tunnelbohr- und Treibmaschinen hat seine besondere Bedeutung für den Bau von Kraftwasserstollen und Untergrundtunneln. Wenn auch diese Maschinen im festeren Gestein versagen, so finden sie bei der Durchörterung rolligen Gebirges und weicher Massen, besonders bei der Untertunnelung von Flußläufen in der mannigfaltigsten Weise Anwendung. Neben der übersichtlichen Beschreibung der zahlreichen Bauverfahren gibt der Verfasser eingehende Darstellungen über die Erfahrungen, die mit denselben gemacht worden sind. Besonders wertvoll für dieses Werk sind die zahlreichen Literaturangaben, die die einschlägigen Veröffentlichungen bis in die neueste Zeit umfassen und dem entwerfenden Ingenieur einen vorzüglichen Überblick auf diesem Gebiete gewähren. Dr. Söllner.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Rheinland-Westfalen.

Die Ortsgruppe Rheinland-Westfalen der D. G. f. B. in Essen besichtigte am 8. Juli d. J. die neuartige Kläranlage in Essen-Recklinghausen. Eine ausführliche Beschreibung hierüber wird demnächst im allgemeinen Teil des „Bauingenieur" veröffentlicht werden.

Ortsgruppe Brandenburg.

Am Sonnabend, den 9. Oktober d. J. findet eine Besichtigung des Flughafens Tempelhofer Feld statt. Damen können an der Besichtigung teilnehmen.

Bei Eintritt in den Flugplatz wird eine Eintrittsgebühr von 20 Pf. je Person erhoben.

Treffpunkt im Flughafen-Restaurant pünktlich 4.30 Uhr nachmittags. Um diese Zeit ist die Ankunft der großen Verkehrsflugzeuge; bei Eintritt der Dunkelheit wird die Nachtbeleuchtung des Hafens vorgeführt.

Verbindungen: Straßenbahnlinien Nr. 25, 35, 99 und 199 bis Haltestelle Paradestraße, Nr. 14 bis Friesenstraße. Ringbahn bis Bahnhof Tempelhof und Untergrundbahn bis Bahnhof Kreuzberg. Von diesen Bahnhöfen je 20 Minuten Fußweg.

Zum gleichen Tage ladet die Firma F. Butt & Co., G. m. b. H., Lichtenberg, zur Vorführung einer Straßenbetonmischmaschine auf dem Tempelhofer Felde ein.

Treffpunkt an der Kreuzung der Berliner und Paradestraße um 3.45 Uhr.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Das diesjährige Jahrbuch der D. G. f. B. (200 Seiten nebst zahlreichen Abbildungen und vollständig verändertem Text gegen die vorjährige Ausgabe) erscheint voraussichtlich Mitte Oktober d. J.

Diejenigen Mitglieder, die das Jahrbuch durch Einschreibsendung zu erhalten wünschen, werden um Einsendung von 35 Pf. in Briefmarken gebeten.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 8. Oktober 1926 | Heft 41

HÖLZERNE BOGENBINDER FÜR DAS BAHNSTEIGDACH AUF DEM HALTEPUNKT ZWICKAU-PÖLBITZ.

Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L.

In der neuesten Zeit ist die Verwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wieder dazu übergegangen, die Binder für Überdachungen der Bahnsteige mittlerer und kleinerer Bahnhöfe auch in Holz auszuführen, während bisher die eisernen Bahnsteigbinder vorwiegend waren. Man greift dabei aber nicht auf die alte Zimmermannsbauweise wieder zurück, sondern verwendet die Erfahrungen des modernen Ingenieurholzbaues, der in den letzten Jahren in weitgehendster Weise entwickelt worden ist. Die in den verschiedenen Teilen Deutschlands bereits errichteten Bahnsteigdächer in Holz zeichnen sich, wie die dem Aufsatze beigegebenen Abbildungen erkennen lassen, durch gute architektonische Wirkung aus. Von der Firma Christoph & Unmack, Akt.-Ges., Niesky O. L., wurden im vergangenen Jahre hölzerne Bogenbinder für Bahnsteigdächer ausgeführt, die für die Fachwelt von besonderem Interesse sein dürften. Der Entwurf einschließlich der Berechnungen für das Bahnsteigdach in Zwickau-Pölbitz wurde auf Grund der von der Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen Muster vom Verfasser dieses Aufsatzes bearbeitet. In Erweiterung der Muster wurden bei den ausgeführten Bindern auch hölzerne Stützen verwendet, während die Muster bei einstieligen Bindern nur Eisenbetonstiele vorsehen. Die Firma hat gleichartige Ausführungen auch auf den Bahnhöfen Königszelt, Schulzendorf b. Berlin und Bad Kleinen in Mecklenburg hergestellt. Über diese Arbeiten soll am Schluß noch einiges Bemerkenswertes gesagt werden.

Allgemeines.

Der Haltepunkt Zwickau-Pölbitz ist unmittelbar bei der bedeutenden sächsischen Industriestadt Zwickau gelegen und weist einen lebhaften Vorortsverkehr auf, besonders zu den Stunden vor Beginn und nach Schluß der Arbeitszeit, da in der Nähe ausgedehnte Arbeitersiedlungen liegen. Aus diesem Grunde war die Überdachung des Bahnsteiges geboten. Über die Gesamtanordnung gibt der Lageplan des Haltepunktes (Abb. 1) Aufschluß. Die Verwaltung entschied sich für die auf hohem Damm gelegene Bahnsteiganlage für einstielige hölzerne Bahnsteigbinder in Pilzform bei möglichst niedriger Ausführung, um den Reisenden genügend Schutz zu geben und ein günstiges Gesamtbild der von allen Seiten gut sichtbaren Anlage zu erreichen. Des guten Aussehens halber wurden alle Holzteile gehobelt verlangt. Die Lage der Hauptgleise bedingte einen trapezförmigen Grundriß des 73,77 m langen Bahnsteigdaches; die Entfernung der Gleismitten wächst nach Richtung Dresden. Da ferner die Strecke im Haltepunkt 1 : 100 auf Dresden zu fällt, ergaben sich neun verschieden breite Binder, die außerdem verschiedene Stielhöhen aufweisen. Wegen des guten Aussehens vom Bahnsteig aus entschied man sich für gleich hohe Lage der Ansatzstellen der gekrümmten Untergurte über Bahnsteigoberkante und ließ die Außenkanten der Dachhaut gleichmäßig in einem schwächeren Gefälle 1 : 150 entsprechend der Neigung der Gleise fallen, um den seitlichen Anblick möglichst günstig zu gestalten. Am Südende schließt unmittelbar vor dem Holzaufbau über dem Treppenaufgang ein dreistieliger Binder in einfacher Zimmermannsbauweise, ebenfalls in Pilzform, die Anlage ab. Die Dacheindeckung besteht aus Doppelpapplage auf 24 mm starker gestäbter und gespundeter Schalung. Die Binderfundamente aus bewehrtem Beton sind auf Holzpfähle gegründet, da ein unmittelbares Aufsetzen auf dem geschütteten Boden wegen der durch die verschiedenen Höhen des Bahndammes bedingten ungleichmäßigen Setzungen vom Neubauamt Zwickau für bedenklich gehalten wurde.

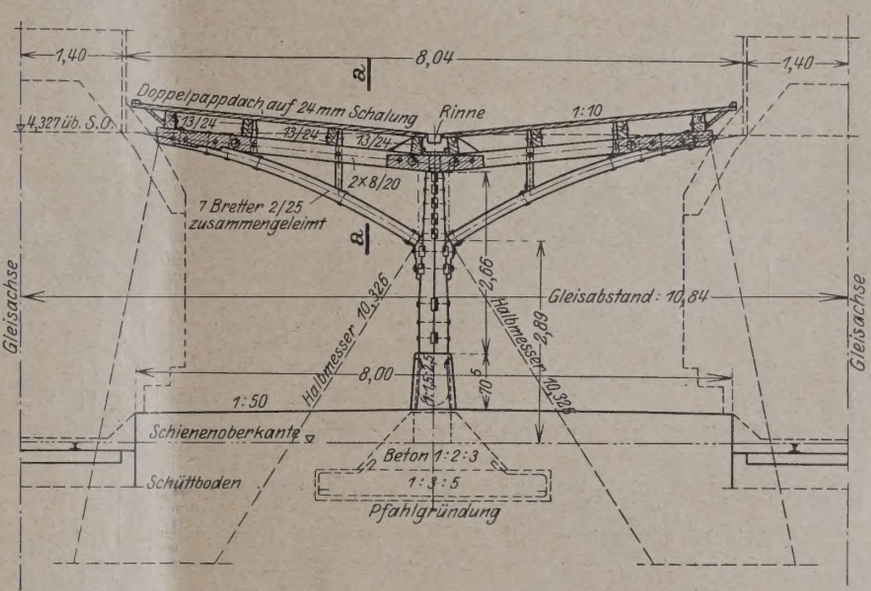


Abb. 2. Gesamtansicht der Bahnsteigbinder.

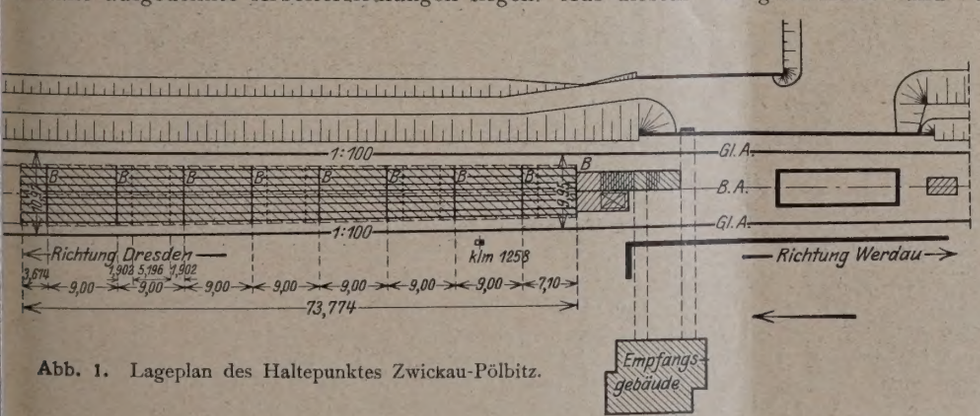


Abb. 1. Lageplan des Haltepunktes Zwickau-Pölbitz.

Die Binder.

Die einstieligen Binder, deren Gesamtanordnung die Abb. 2 zeigt, haben bei Gleisabständen von 10,97 m bis 10,05 m Spannweiten von 8,17 bis 7,25 m. Alle acht Binder weisen infolgedessen verschiedene Systeme auf. Der Binderabstand beträgt 9 m und nur zwischen den beiden letzten Bindern vor dem Treppenaufgang 7,10 m. Am anderen Ende ragt das Dach 3,67 m über die Binderachse. Die Binder besitzen einen aus zwei miteinander verdübelten Kanthölzern bestehenden Binderstiel, der sich nach oben zu verjüngt, haben beiderseits einen Obergurt, vertikale Stäbe und einen einheitlich für alle Binder nach einem Halbmesser gebogenen Untergurt. Dieser ist als Druckgurt aus sieben bzw. sechs Brettlamellen von je 2 cm Stärke mittels Kaltleim zusammengeleimt und durch Schrauben, die die Winkel für die Vertikalen am Untergurt befestigen, noch besonders zusammengehalten. Er stützt sich oben gegen den aus zwei flachen Kanthölzern bestehenden und mit Futterstück am Ende ausgefütterten Obergurt und unten gegen eine am Binderstiel mittels Spezialtellerdübel befestigte kräftige Knagge. Die Pfettenauflasten werden durch Vertikalstäbe, die zwischen dem zweiteiligen Obergurt hindurchgehen, auf

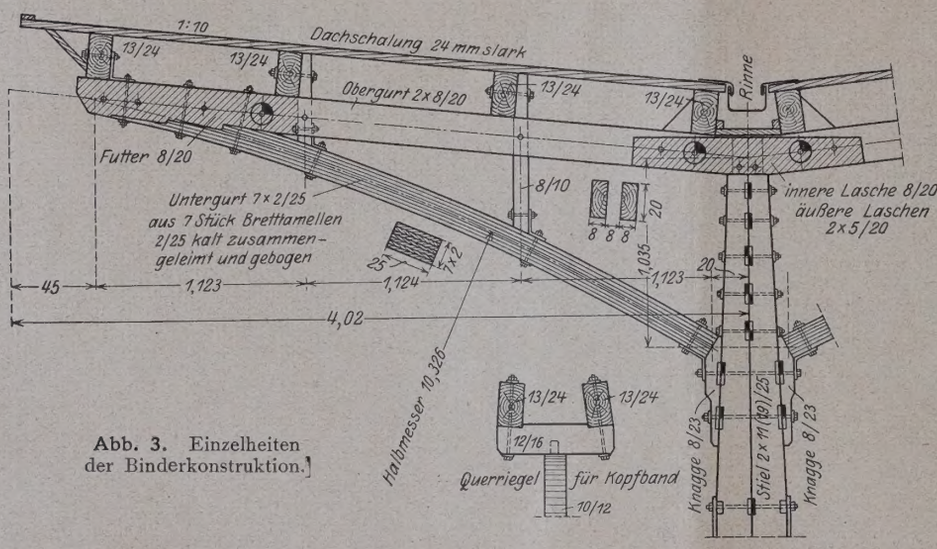


Abb. 3. Einzelheiten der Binderkonstruktion.

konstruktionen. Die Stoßdeckung bewirken eine innere und zwei äußere Laschen je von rund 1 m Länge. Die Obergurthalbhölzer stoßen nicht stumpf aufeinander, sondern lassen einen 16 cm großen Zwischenraum, in den entsprechend bearbeitete Zapfen des Stieles, der selbst aus zwei Teilen besteht, hineinragen und so eine nach allen Seiten unverschiebbare Verbindung der Obergurtstäbe mit dem Stiele schaffen. Die durch den Zug im Obergurt entstehende nach oben wirkende Kraft wird durch Bolzen auf den Stiel übertragen. Für die Übertragung der Kräfte aus dem Obergurt in die Laschen kommen die Spezialtellerdübel der Firma Christoph & Unmack in Anwendung.

Die zwei den Stiel bildenden Kanthölzer sind ebenfalls mit Spezialtellerdübeln miteinander ver-

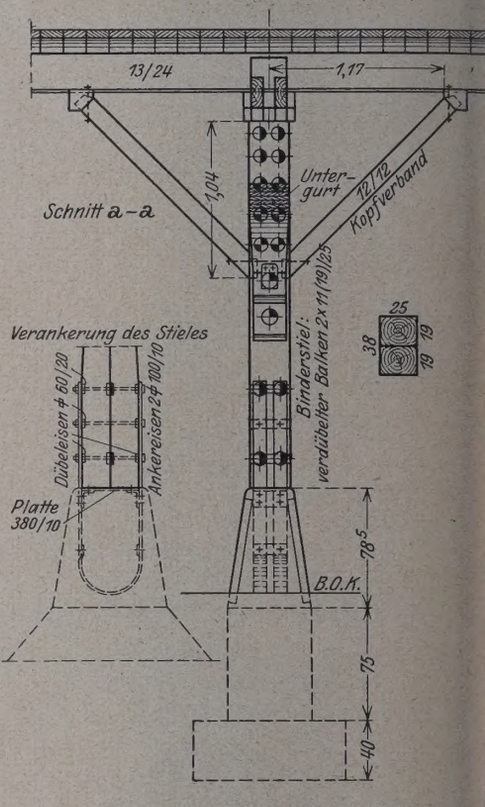


Abb. 5. Ansicht des Binderstieles mit Verankerungen.

den Untergurt übertragen. Der Obergurt dient der Aufnahme der nicht unerheblichen Zugkräfte, die bei dem stärkstbeanspruchten Binder Nr. 2 den Wert von 10 t übersteigen, und ist als Zuggurt zweiteilig ausgeführt. Die Verbindung des Untergurtes mit dem Obergurt ist in der besonderen Einzelzeichnung,

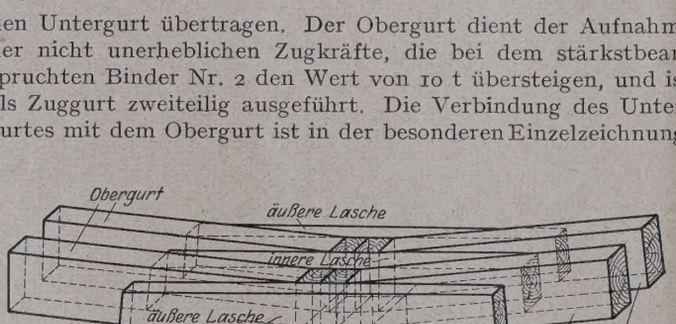
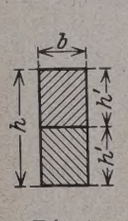


Abb. 4. Verbindung des Obergurtes mit dem Stiel und Stoß der Obergurtstäbe.

Abb. 3, dargestellt. Durch drei hintereinander angeordnete Versätze wird der Druck in den Obergurt übertragen. Durch Bolzen ist die Stabverbindung noch zusammengehalten. Der Stoß der Obergurtstäbe in der Mitte über dem Stiel und gleichzeitig die Verbindung mit dem Stiel ist in isometrischer Darstellung in Abb. 4 veranschaulicht als charakteristisches Beispiel für die mitunter komplizierten Knotenpunkte bei Holzbunden, wie auf Abb. 4 angegeben. Der Wirkungsgrad des auf diese Weise verdübelten Balkens ist mit 1 in der Berechnung in Ansatz gebracht worden. Die Anzahl der für die Verdübelung der beiden Kanthölzer erforderlichen Dübel ist aus dem Moment nach der Formel:

$$K = \frac{M \cdot S}{J} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{h}$$



errechnet, wobei

K die anzuschließende Kraft darstellt
M das Moment und
h die gesamte Höhe des Profiles ist.

Die Anordnung der Tellerdübel ist in der Schnittzeichnung Abb. 5 deutlich angegeben. Da wegen der bedeutenden Kraft K eine große Anzahl Dübel unterzubringen war, wurden im oberen Teil zwei Tellerdübel nebeneinander angeordnet. Die Verankerung des Stieles mit dem Betonfundament zeigt auch die Abb. 5. In das Fundament sind zwei Flacheisenbügel von je 100/10 mm Querschnitt, die U-förmig herumgebogen sind, einbetoniert. Zwischen Stielhirnholz und Beton liegt eine eiserne Platte, die mittels Winkel an den Flacheisenbügeln befestigt ist und als Auflagerplatte für den Stiel dient. Die auf Zug beanspruchte Verbindung der Eisen mit dem Stiel wird erreicht durch Dübeleisen, die 2 cm tief in das Holz eingreifen und durch Schraubenbolzen mit Unterlagscheiben mit den Bügeln in feste Verbindung gebracht sind. Die Berechnung

ler Verankerung erfolgte nach den bekannten Eisenbetonormeln für beiderseitige Bewehrung, wobei an Stelle des Betons Holz tritt. Demnach ist auch das Verhältnis n der Elastizitätsmoduln von Eisen zu Holz:

$$\frac{2\,100\,000}{100\,000} = \text{rd. } 20$$

einzusetzen.

Die Stielfundamente sind in Beton mit Eiseneinlagen unter der Voraussetzung dimensioniert, daß in der Fundamentsohle die Höchstkantenpressung beim ungünstigsten Belastungsfall nicht über 1 kg/cm² beträgt. Diese Bedingung war gestellt, weil ursprünglich das Binderfundament unmittelbar auf den geschütteten Boden gestellt werden sollte. Dies Verfahren ist bei den Bahnsteigbindern auf Bahnhof Schulzendorf bei Berlin angewendet worden. Wie oben erwähnt, hielt das Neubauamt Zwickau eine Pfahlgründung hier für besser.

Berechnungsgang:

Da die Berechnung der Binder von gewissem Interesse sein wird und mehrere Besonderheiten aufweist, soll auf sie jetzt des näheren eingegangen werden. Die Berechnungsgrundlagen: Belastungsannahmen und Beanspruchungen waren vom Neubauamt Zwickau bzw. der RBD. Dresden genau vorgeschrieben. Es wurde angenommen:

Eigengewicht des Doppelpappdaches einschl. Sparren und Schalung	60 kg/m²	Dachfläche,
Bindereigengewicht	5 „	Grundfläche
Schnee, gleichförmig	75 „	„
ungleichförmig unter der Annahme einer Schneesackbildung		
an der Außenseite	50 „	„
in der Mitte über dem Stiel . . .	100 „	„
Wind	11 „	rechtwinklig zur Dachfläche.

Die Beanspruchungen waren folgende: Für gesundes, luftrockenes und astfreies Kiefernholz:

auf Zug und Biegung . . . . . 100 kg/cm²

auf Druck parallel der Faser . . . $\left(80 - 2\,\frac{l}{b}\right)$ „

wobei l die Knicklänge und b die kleinere Rechteckseite des vollen Querschnittes ist,

auf Druck senkrecht zur Faser . . . . . 15 kg/cm²,

auf Abscheren . . . . . 10 „ .

Zur Erläuterung des Berechnungsganges diene Abb. 6, die eine Binderhälfte im System zeigt. An Hand der Abbildung ergibt sich für den Wert H:

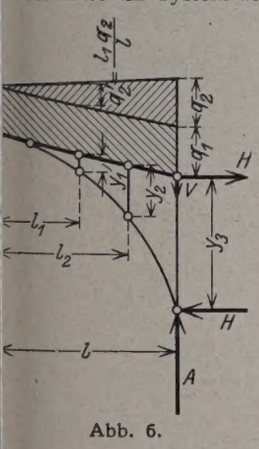


Abb. 6.

bei gleichmäßiger Belastung: $H = \frac{q\,l^2}{2\,y_3}$

und entsprechend:

bei ungleichmäßiger Belastung:

$$H = \frac{q_1\,\frac{l^2}{2} + q_2\,\frac{l^2}{6}}{y_3}$$

Die Werte q, q_1 und q_2 für die einzelnen Belastungsfälle: Eigengewicht, Schnee gleichförmig und ungleichförmig und Wind sind gegeben. Die Größe y_3 ist ebenfalls bekannt, da man die Lage des theoretischen Ansatzpunktes für den Untergurt von vornherein festlegen muß. Es sind hier verschiedene Gesichtspunkte mitbestimmend, z. B. verbietet sich im vorliegenden Falle eine zu tiefe Lage dieses Ansatzpunktes von selbst in Rücksicht auf einen ungestörten Längsverkehr auf dem Bahnsteig. Im allgemeinen darf y_3 nicht zu klein angenommen werden.

Die Ordinaten y_1 und y_2 für die Drucklinie werden wie folgt ermittelt:

für gleichmäßige Belastung: $y_1 = \frac{q\,l^2_1}{2\,H}$

$$y_2 = \frac{q\,l^2_2}{2\,H}$$

und entsprechend

für ungleichmäßige Belastung: $y_1 = \frac{q_1\,\frac{l_1^2}{2} + q_2\,\frac{l_1^3}{6l}}{H}$,

$$y_2 = \frac{q_1\,\frac{l_2^2}{2} + q_2\,\frac{l_2^3}{6l}}{H}.$$

Den so errechneten Drucklinien für die verschiedenen Belastungsfälle hat man die Systemuntergurtlinie anzupassen und den Halbmesser R entsprechend zu wählen. Dabei ist zu beachten, daß die theoretische Drucklinie stets oberhalb der Systemlinie bleibt, wie auf Abb. 7 angegeben ist, um die Krümmung und die Exzentrizität des Untergurtes in der Mitte der Untergurtfelder zu vermindern.

Unter Bezugnahme auf Abb. 7 kommt für die Dimensionierung des Obergurtes in Frage:

1. eine Stabkraft:

$$O = \frac{H}{\cos\beta},$$

2. ein Moment infolge der exzentrischen Pfettenauflagerung:

$$M = \frac{q\,b\,(l_2 - e)\,e}{l_2},$$

3. ein Moment infolge des Ausschlagens der Drucklinie gegen die Systemlinie des Untergurtes um den Wert:

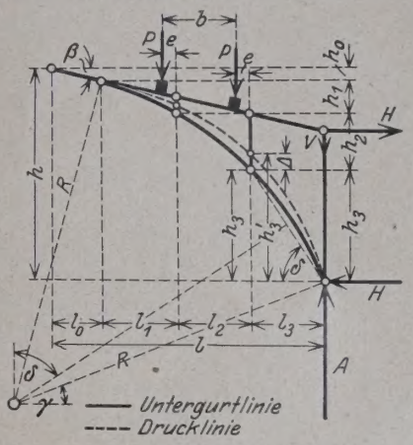


Abb. 7.

$$\Delta = h_3' - h_3,$$

mithin: $M = H\,\Delta$.

Da nun der Untergurt durch die Pfosten in feste Verbindung mit dem Obergurt gebracht ist, kann man dieses Moment auf beide Gurte im Verhältnis der Trägheitsmomente verteilen. Es kommt somit auf den Obergurt

$$M = \frac{H\,\Delta\,J_o}{J_o + J_u}$$

wenn J_o = Trägheitsmoment des Obergurtes und
J_u = Trägheitsmoment des Untergurtes ist.

Für die Dimensionierung des Untergurtes kommt in Frage:

1. eine Stabkraft: $U = \frac{H\sqrt{l_3^2 + h'^2_3}}{l_3}$

2. ein Moment infolge der Bogenkraft durch den Horizontalschub H.

Zur Ableitung der Formel für dieses größte Moment eines gekrümmten Stabes infolge einer Bogenkraft innerhalb zweier gegebener Punkte diene die Abb. 8. Der gekrümmte Stab erhält an der Stelle ein größtes Moment, wo dessen Differentialquotient gleich tg β wird, also wo die Tangente mit der Bogenkraft gleiche Richtung hat.

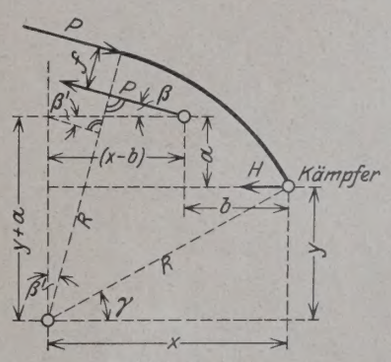


Abb. 8.

Das Moment ist:

$$M = -P\,f.$$

Nach Abb. 8:

$$f = R - (y + a)\cos\beta - (x - b)\sin\beta$$

wenn $\beta' = \beta$, was ohne weiteres folgt.

$$P = \frac{H}{\cos\beta},$$

demnach:

$$M = H\left[\frac{R}{\cos\beta} - y - a - (x - b)\,\frac{\sin\beta}{\cos\beta}\right];$$

wenn für Punkt o: a = b = o:

$$y = R\sin\gamma \quad \text{und} \quad x = R\cos\gamma$$

$$f_0 = R - R\sin\gamma\cos\beta - R\cos\gamma\sin\beta = R\,[1 - \sin(\beta + \gamma)].$$

und: $M = -P\,R\,[1 - \sin(\beta + \gamma)]$.

Ferner ist beim Untergurt zu beachten, daß infolge der Krümmung nach dem Halbmesser R noch eine Nebenspannung hineinkommt, welche die Größe:

$$\sigma' = \frac{E\,\delta}{2\,R}$$

hat, wobei: E = Elastizitätsmodul
und δ = Lamellenstärke
ist.

Hierdurch tritt eine Verminderung der zulässigen Biegungsbeanspruchung ein:

$$\sigma_{b\,zul} = 100 \cdot \frac{\sigma_B - \sigma'}{\sigma_B},$$

wenn σ_B die Biegefestigkeit ist.

Die zulässige Beanspruchung bei Druck und Biegung wurde nach der Formel:

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_{d\,zul}\,\sigma_d + \sigma_{b\,zul}\,\sigma_b}{\sigma_d + \sigma_b} \geqq \sigma_d + \sigma_b$$

ermittelt.

Für die Knicklänge ist in der vertikalen Ebene der Abstand der Vertikalstäbe, in der dazu senkrechten Ebene die Gesamtlänge des Untergurtes eingesetzt. Die Knicksicherheit ist nach Euler und Tetmajer berechnet. Auf Grund dieser Untersuchung sind die Ober- und Untergurtstäbe dimensioniert.

Die Berechnung der Verbindung vom Ober- und Untergurt bietet nichts Besonderes. Auf eine genügende Scherfläche ist Bedacht genommen. Bei der Verbindung am Obergurtstoß über der Stütze ist die Kraft vom Obergurt auf die Laschen und umgekehrt mittels Spezialtellerdübel übergeleitet.

Der Stiel ist auf Druck und Biegung berechnet; über die Berechnung einschließlich der Verankerung im Fundament ist oben das Wesentlichste bereits gesagt.

Dachgespärre:

Das Dachgespärre besteht aus Sparrenpfetten, die die Dachschalung tragen. Für die Längsaussteifung des über 70 m langen Bahnsteigdaches wurden bei allen Binderstielen Kopfbänder angeordnet, deren Ausbildung die Abb. 3 u. 5 zeigen. Bei dem Binderabstand von 9 m empfahl es sich, Gelenkpfetten anzuordnen, um die Abmessungen der Pfetten herabzudrücken. Um eine geringe Durchbiegung von höchstens $^1/_{400}$ zu erhalten, ist für die Dimensionierung der Pfetten mit $M = \frac{p\,l^2}{12}$ gerechnet und der Gelenkabstand entsprechend ermittelt worden. Die Lage der Gelenke ist in Abb. 1 eingetragen worden.

Materialverbrauch:

Über den Verbrauch an Material für die Binder sollen folgende Zahlen angegeben werden:

Der Binder Nr. 2, der am stärksten beansprucht wird, benötigte: 1 m^3 Kiefernholz und 130 kg Eisen, d. h. Spezialtellerdübel, Schraubenbolzen, Ankereisen usw.

Montage.

Die Aufstellung der einzeln angelieferten Binderteile und des Dachholzes einschließlich der Schalung geschah innerhalb 17 Arbeitstagen. In Anbetracht der durch den zeitweise starken Zugverkehr bedingten Unterbrechungen und Arbeitserschwernisse ist diese Zeit für die Montage gering.

Von der fertigen Konstruktion gibt die Abb. 9 eine Aufnahme wieder, die die gute architektonische Wirkung des Bahnsteigdaches erkennen läßt.

Ähnliche Ausführungen.

Wie bereits oben angedeutet, hat die Firma Christoph & Unmack, Akt.-Ges., Niesky O. L., für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft mehrfach ähnliche Ausführungen gemacht.

Die Bahnsteigbinder in Schulzendorf b. Berlin, von denen Abb. 10 eine Aufnahme zeigt, weisen erstens eine andere Grundform, und zwar pultdachförmige Anordnung auf, und

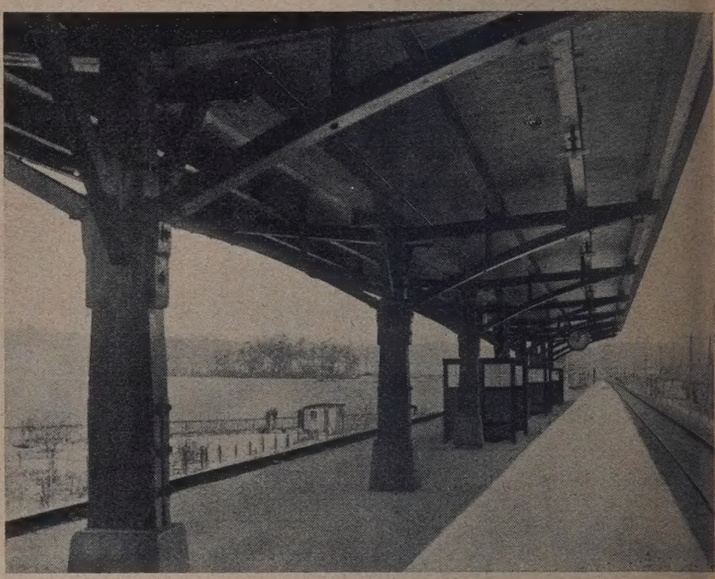


Abb. 9. Ansicht des Bahnsteigdaches in Zwickau-Pölbitz.

Abb. 10. Ansicht des Bahnsteigdaches in Schulzendorf bei Berlin.

zweitens besitzen einige Binder zwei Stiele. Die Konstruktion ist im allgemeinen gleich der in diesem Aufsatz beschriebenen.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß man bei einer Ausführung auf Bahnhof Königszelt versucht hat, die Knaggen am Binderstiel durch entsprechende Stielausbildungen zu ersetzen, was ein gefälligeres und schlankeres Aussehen der Stiele erreichen läßt.

DER EISDRUCK BEI TALSPERREN.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser, Wien.

Von amerikanischen Ingenieuren wurde in den letzten Jahren des öfteren darauf aufmerksam gemacht, daß eine geschlossene Eisdecke auf einem Staubecken bei Temperaturänderungen erhebliche Drucke auf eine Staumauer ausüben könnte. Dieser Meinung haben sich auch verschiedene Sachverständige, welche mit den Vorarbeiten für Talsperrenvorschriften betraut wurden, angeschlossen, so daß in einzelnen neueren Vorschriften über die Berechnung von Talsperren Bestimmungen über die Größe des in Rechnung zu stellenden Eisdruckes aufgenommen wurden. So enthält z. B. die Talsperrenvorschrift des Staates New York die Anweisung, jeden möglichen Eisdruck zu berücksichtigen, falls das Becken voll gefüllt ist im Winter. Von einzelnen amerikanischen Fachleuten wird die Annahme eines Eisdruckes von 36—70 t auf den laufenden Meter empfohlen. Auch die italienische Vorschrift (Verordnung des Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 2. April 1921) verlangt die Berücksichtigung eines Eisdruckes von 5 bis 25 t für eine Eisschicht von 30—100 cm

Dicke bei Talsperrenmauern, die sich in einer Seehöhe von über 800 m befinden.

Die neue französische Verordnung (Rundschreiben des Ministers für öffentliche Arbeiten vom 19. Oktober 1923) enthält ebenfalls eine Bestimmung, wonach unter Umständen dem Eisdruck Rechnung getragen werden müsse. Beim Bau der Barberine-Talsperre wurde für einen um 7 m abgesenkten Stauspiegel ein Eisdruck von 70 t/m berücksichtigt, während bei anderen Staumauern (Ritomsee, Broc und Wäggital) dies nicht der Fall war, da in der Schweiz Vorschriften nicht erlassen wurden und daher der entwerfende Ingenieur die Berechnung nach eigenen Erwägungen verfassen kann. Auch in Deutschland wurde bisher ein Eisdruck bei der Berechnung nicht berücksichtigt.

Man sieht, daß die Ansichten sehr verschieden sind und daß unsere Erkenntnis auf diesem Gebiete in den letzten 25 Jahren keine Vertiefung erfuhr, weil Versuche sowie direkte Beobachtungen, die schon damals angeregt wurden und zur Klärung der Sachlage beitragen könnten, bis heute noch nicht gemacht wurden. Um eine Vorstellung über die mögliche Größe des Eisdruckes zu gewinnen, mußte man also den Weg der Rechnung betreten, der jedoch bestimmte wenig befriedigende Annahmen notwendig machte.

Es dürfte am Platze sein, einige dieser Verfahren kritisch zu prüfen, damit man sieht, unter welchen Annahmen die früher angegebenen Werte errechnet wurden.

Als Erster hat sich mit der Frage der rechnerischen Bestimmung der Größe des Eisdruckes H. E. Kuichling anläßlich der Errichtung der Lake Cheesman-Sperre, Colorado, befaßt.[1]) Er stellte die Druckfestigkeit des Eises mit 14—70 kg/cm², den Elastizitätsmodul mit 12 500—25 000 kg/cm² und die Ausdehnungszahl mit $^1/_{1500}$—$^1/_{4000}$ zwischen — 18° und 0° C fest und berechnete die auftretenden Spannungen unter der Annahme, daß eine Dehnung der Eisdecke zwischen der Sperrmauer und einem in 150 m Entfernung vorspringenden Felsrücken unmöglich sei. Aus den angegebenen Größen der Dehnung und des Elastizitätsmoduls errechnen sich innere Spannungen von 3,2, 8,4, 6,4 und 16,8 kg/cm²; für eine etwa 30 cm starke Eisdecke ergeben sich hieraus Eisdrücke von 9,6—50,4 t auf den laufenden Meter Mauer. Da Eisdicken bis zu 1 Meter anderwärts beobachtet wurden und auch der Elastizitätsmodul höhere Werte annehmen kann, könnten auf diesem Wege Pressungen bis zu 200 t errechnet werden. Dieser erste Versuch zeigt schon, daß man zu recht verschiedenen Größen kommt, und daß unbedingt eine genauere Ermittlung der Festwerte notwendig ist. Dieser Weg ist aber nicht nur sehr unsicher, sondern grundsätzlich falsch, weil nicht darauf Rücksicht genommen wurde, daß eine derart dünne Platte (d = 30 cm, L = 150 m) bei viel geringeren Druckspannungen ausknickt und aus diesem Grunde Druckspannungen von 20 kg/cm² und mehr gar nicht auftreten können, wie die folgenden Berechnungen erweisen.

Betrachtet man zunächst zur Vereinfachung der Rechnung bloß einen schmalen Streifen der Platte, den man sich herausgeschnitten denkt, so kann man für diesen die Knicklast nach den Formeln von Euler bestimmen.

Für E = 25000 kg/cm² = 25 · 10⁴/m², L = 150 m und eine Eisschicht von 30 cm, also einem Trägheitsmoment

$$J = {}^1/_{12} \cdot 1{,}0 \cdot (0{,}3)^3 = 0{,}00225 \text{ m}^4$$

erhält man aus

$$(1) \qquad P = \frac{E J \pi^2}{L^2}$$

$$P = 0{,}25 \text{ t/m}.$$

Für die gleichen Verhältnisse ergibt sich ein Eisdruck, der bloß $^1/_{40}$—$^1/_{200}$ des von Kuichling berechneten ausmacht und als unbedeutend gänzlich vernachlässigt werden könnte. Für eine Dicke der Eisdecke von 100 cm ergäbe sich allerdings bereits eine Knicklast von 9,2 t/m. Im Falle einer Absenkung des Stauspiegels um einige Meter im Winter würde auch ein derartiger Druck — vorausgesetzt, daß er tatsächlich aufträte — nicht besonders berücksichtigt werden müssen.

Da gegen diese überschlägige Berechnung eingewendet werden könnte, daß sie die viel größere Plattensteifigkeit vernachlässige, soll auch die kritische Knickspannung einer Platte für zwei verschiedene Annahmen angegeben werden.

Wir benutzen hierzu die von Timochenko und Albenga abgeleiteten Formeln.

In beiden Fällen muß eine quadratische oder rechteckige gewichtslose Platte von gleichmäßiger Stärke und gleicher Festigkeit und Elastizität an allen Punkten vorausgesetzt werden. Die von Timochenko[2]) abgeleitete Formel gilt für den Fall, daß bloß 2 Seiten durch in der Mittelebene wirkende Gegenkräfte belastet sind; die Platte ist als vierseitig frei aufruhend angenommen. Die kritische Spannung, bei welcher ein Ausbeulen der Platte eintritt, ist

$$(2) \qquad p_{cr} = \frac{P}{s} = \frac{U E}{12\left[1 - \left(\frac{1}{m}\right)^2\right]} \cdot \frac{s^2}{a^2}$$

U ist eine Funktion, die vom Verhältnis der Seitenlängen abhängt und für ein Quadrat nahezu den Wert 40 annimmt.

E ist der Elastizitätsmodul,

m die Poissonsche Zahl (m = 4),

s die Plattenstärke,

a die Länge der Platte.

Für s = 0,30 m, a = 150 m, E = 250000 t/m² erhält man:

$$p_{cr} = 3{,}56 \text{ t/m}^2$$

oder:

$$P_{cr} = 3{,}56 \cdot 0{,}3 = 1{,}07 \text{ t/m}.$$

Für eine Eisdecke von 1,00 m Stärke ergäbe sich

$$P_{cr} = 40{,}4 \text{ t/m}.$$

Diese Zahlenwerte sind etwa 4 mal so groß als die für einen Stab berechneten.

Für s = 0,50 m, a = 100 m wäre P_{cr} = 44,4 t/m,

„ s = 0,50 m, a = 500 m „ P_{cr} = 1,77 t/m.

Für mittelgroße Staubecken sind also die errechneten Werte unwesentlich.

Zieht man allseitigen Druck in Betracht, so kann man die kritische Druckspannung mit der von Professor G. Albenga abgeleiteten Gleichung berechnen. Albenga stützt seine Untersuchungen[3]) auf Arbeiten von Bryan[4]) und das von Southwell angegebene Kriterium sowie eigene frühere Arbeiten über die Plattentheorie[5]) und gibt für die kritische Spannung folgende Formel an:

$$(3) \qquad p_{cr} = \frac{\pi^2}{6} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} E \frac{s^2}{a^2}$$

für m = 4

$$(3') \qquad p_{cr} = 1{,}77 \, E \frac{s^2}{a_2}.$$

Für eine quadratische Platte ist p_{cr} nach Gleichung (3) gerade halb so groß als nach Gleichung (2),

somit für a = 100 m, s = 0,50 m, P_{crit} = 22,2 t/m

und für a = 100 m, s = 0,25 m, P_{crit} = 5,55 t/m.

---

[1]) Siehe den in Fußnote 9 erwähnten Aufsatz.

[2]) Sur la Stabilité des Systèmes Elastiques. M. S. Timochenko, St. Petersbourg. Annales des Ponts et Chaussées 1913, Tome IV—VI, § 24, S. 373.

[3]) Spinte dei ghiacci contro le dighe di sbarramento. Prof. Giuseppe Albenga. Annali del Consiglio Superiore delle Aque Pubbliche 1921, Fascicolo 1°.

[4]) London Mathematical Society Proceedings 1891, S. 52. Philosophical Transactions of the Royal Society of London 1913, S. 191.

[5]) G. Albengo, Su alcune teorie approssimate della lastra piana. Atti della R. Accademia delle Scienze di Torino 1913—14, vol. 49.

Für eine rechteckige Platte ist

$$p'_{cr} \frac{\lambda^2 + 1}{2\lambda^2} p, \quad (4)$$

wobei λ das Seitenverhältnis und p die für die Quadratseite nach Gleichung (3) ermittelte Spannung ist.

Die in die italienische Verordnung aufgenommenen Eisdrücke von 5—25 Tonnen entsprechen den Grenzfällen von a = 100 m und s = 0,25 m bzw. 0,50 m ungefähr. Für größere Becken a ≧ 500 m sinkt der Wert unter $^1/_{25}$ des angeführten. Vorausgesetzt, daß man überhaupt der Ansicht ist, daß auf dem Wege theoretischer Untersuchungen den vorliegenden verwickelten Verhältnissen Rechnung getragen werden kann und man also annimmt, daß die zuletzt erhaltenen Spannungen den wahren Werten einigermaßen entsprechen, so können die aus Formel (3′) errechneten Zahlenwerte nur dann entsprechen, wenn die Annahmen, insbesondere auch die Randbedingungen zutreffen. Diese setzen eine starre, unnachgiebige Lagerung der Ränder voraus. Hinsichtlich jener Seite des Beckens, welches durch die Staumauer selbst gebildet wird, ist mit einer Nachgiebigkeit auch bei einer Schwergewichtsmauer zu rechnen, insbesondere jedoch bei einer Gewölbesperre käme die elastische Lagerung unbedingt in Frage. So berechnet z. B. Stucky[6]) für die Jogne-Talsperre eine Verschiebung der Mauerkrone des höchsten Profils unter der Einwirkung einer Einzellast von 1 Tonne mit δ = 0,325 mm; für 20 Tonnen ergäbe sich also 6,5 mm Ausweichung. Eine Vorstellung über die Größenordnung der Ausweichung kann man übrigens durch eine einfach herzuleitende Formel rasch gewinnen[7]), und man findet, daß für eine Schwergewichtsmauer mit einem etwa $^1/_{10}$[8]) so großen Werte zu rechnen ist als bei einer Bogenstaumauer gleicher Höhe. Da die anderen Ränder des Staubeckens nur selten von Felswänden gebildet sein werden, sind diese Randteile jedenfalls nicht als starr anzusehen, sondern als nachgiebig.

Für ein quadratisches Staubecken mit s = 0,50 m, a = 100 m ist laut Formel (3[1]) p_{cr} = 11 t/m² = 1,1 kg/cm². Die spez. Dehnung wäre $\frac{11}{E} = 4{,}4 \cdot 10^{-5}$, somit auf 100 m um 4,4 mm; bei einer Bettungsziffer von C = 2,5 kg/cm² ergibt sich die gleiche Zusammenpressung. Da mit wachsender Staulänge p_{cr} mit dem Quadrat der Seitenlänge abnimmt und die Gesamtdehnung dagegen bloß mit der Länge zunimmt, werden die Längenänderungen und der Wert C immer kleiner. Da aber schon für a = 200 m der kritische Druck nur 5,5 t/m beträgt, so wird auch bei ziemlich festen Uferrändern (großem Wert C) keine große Eispressung auftreten können, weil sie infolge der Nachgiebigkeit der Uferränder und der Mauerkrone nur in geringem Maße entstehen kann.

Gegen diese Folgerung könnte eingewendet werden, daß zur Berechnung der Zahlenwerte der einzelnen Größen sowohl das Eigengewicht der Platte als auch der Umstand, daß die Platte im Wasser schwimmt, also in einem elastischen Mittel liegt, vernachlässigt worden sei. Wollte man auch hierauf Rücksicht nehmen, so würden die Berechnungen ziemlich langwierig, auch müßte noch die ungleiche Temperatur der Eisdecke, deren Oberseite von der kalten Luft, deren Unterseite vom verhältnismäßig warmen Wasser bespült wird, berücksichtigt werden. Da jedoch kleine Formänderungen des Uferrandes hinreichen, um die Entstehung größerer Pressungen zu vereiteln, darf wohl angenommen werden, daß auch mit dem genauesten theoretischen Verfahren die wahren Werte des Eisdruckes, der allem Anschein nach nur ganz gering oder überhaupt gleich Null ist, nicht berechnet werden können und man auf Beobachtungen oder Messungen angewiesen ist, wenn man die Sachlage klären will.

Daß ein Eisdruck u. U. nicht auftreten kann, geht aus Beobachtungen hervor, die bei deutschen Talsperren gemacht wurden, wo sich gezeigt hat, daß entlang der Staumauer infolge der höheren Temperatur der wasserseitigen Mauerschicht ein ungefähr ½ m breiter Streifen entlang der Mauer entweder überhaupt nicht zufriert oder nur mit einer schwachen Eisschicht bedeckt ist, wodurch Eispressungen überhaupt nicht zustande kommen können.[9])

Da auch bei ungünstigeren Bedingungen eine geringe Nachgiebigkeit der Uferränder das Zustandekommen von Pressungen verhindert, bei großen Staulängen die Eisdrücke auf jeden Fall sehr klein werden, ist es berechtigt, bei der Berechnung von Talsperren den Eisdruck gänzlich zu vernachlässigen, wie dies auch bei mehreren im hochalpinen Gebiet gelegenen Talsperren der Schweiz der Fall war, die trotzdem bis heute keine Schäden aufweisen, obwohl bei Gewölbesperren mit geringer Kronenbreite nur geringe Drücke ohne Schaden aufgenommen werden können, worauf schon Ing. Dr. O. Vas aufmerksam gemacht hat.[10])

Sowohl rein theoretische Berechnungen als auch einzelne Beobachtungen über die Art der Eisbildung und das Verhalten ausgeführter Talsperren lassen die Schlußfolgerung zu, daß erhebliche Eisdrücke nicht entstehen können und somit die Annahme einer derartigen Wirkung auf Talsperren sich erübrigt.

---

[6]) A. Stucky, Etude sur les barrages arqués. Bulletin technique de la Suisse romande 1922.

[7]) Nimmt man zur Berechnung der horizontalen Verschiebung in der Mauerkrone bei einer dort wirksamen Einzelkraft von 1 Tonne die Mauer als gewichtslos an und rechnet mit einem dreieckigen Mauerquerschnitt, so findet man für die Verschiebung δ die Gleichung

$$\delta = 12 \frac{\ln (h)}{E\, m^3};$$

hierbei sind δ und h in Meter, F in Tonnen/m² einzusetzen; m ist das Verhältnis der Sohlenbreite zur Höhe, für Schwergewichtsmauern also etwa m = 0,7, für Gewölbesperren etwa 0,25 bis 0,30. ln (h) ist der natürliche Logarithmus von h.

Aus der Formel erhält man z. B. für h = 55 m, m = 0,7 bzw. m = 0,35: δ = 0,056 mm/1 Tonne bzw. 0,44 mm/1 t bei E = 2,5 . 10⁶ t/m². Hierbei ist allerdings der Einfluß der Schubkräfte, der sehr erheblich ist, und der Bodenelastizität, die eine Vergrößerung der Verformung bis zu 75% hervorrufen können, der Einfachheit halber vernachlässigt.

[8]) Bei Berücksichtigung der Schubspannungen und der Bodenelastizität bei Berechnung der Verformungen wird dieses Verhältnis etwa $^1/_5$ sein.

[9]) Siehe Dr. O. Vas, Der moderne Talsperrenbau, Die Wasserwirtschaft 1925, H. 10—14, und Geh. Baurat Lieckfeldt, Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, Nr. 38.

[10]) Ing. Dr. O. Vas, Der moderne Talsperrenbau, Die Wasserwirtschaft 1925. H. 10—14. Bei der Staumauer Fully würde ein Eisdruck von 9 Tonnen auf den lfd. Meter bereits 90 kg/cm² Druckspannung hervorrufen. Ähnliche Zahlenwerte ließen sich auch bei anderen Bogenstaumauern errechnen.

NOMOGRAPHIE IM EISENBETONBAU.

Von Dr.-Ing. Hermann Zuck, Hannover.

Im Heft 12 (vom 19. 3. 1926) dieser Zeitschrift hat Herr Reg.-Baumeister Jacki, Erfurt, eine „Fluchtentafel für das Entwerfen von Eisenbetonplatten" veröffentlicht, die zweifellos viele Praktiker interessiert haben wird. — Es mögen deshalb zu diesem Nomogramm und den dazu gegebenen Erläuterungen hier noch einige Bemerkungen Platz finden, die die Frage nach der zweckmäßigsten Art, Bemessungstafeln für Eisenbeton-Querschnitte zu entwerfen, näher beleuchten sollen. —

Soll eine bestimmte Beziehung zwischen drei verschiedenen Größen graphisch dargestellt werden, so gibt es bekanntlich in der Nomographie hierzu zwei verschiedene Wege: die „Tafel mit Punktskala" oder „Fluchtentafel" und die „Tafel mit Kurvenskala" oder „Kurventafel".

Bei der ersteren Methode werden auf zwei — meist parallelen — Geraden Maßstäbe angebracht, in denen man auf jeder der beiden eine bestimmte von den drei Größen auftragen kann. Die

dritte Größe wird dann gefunden, indem man die Endpunkte der beiden ersten verbindet und auf einer dritten — geraden oder gekrümmten — Skala den Schnittpunkt mit dieser Verbindungslinie abliest. Im folgenden sollen lediglich die in der Praxis gebräuchlichen Fluchtentafeln, bei denen die beiden ersteren Skalen zueinander parallele Gerade sind, betrachtet werden. Soll auch die dritte Skala eine gerade Linie sein, so muß sie entweder parallel zu den beiden ersteren oder unter einem gewissen Winkel gegen diese geneigt sein. Im ersteren Fall ergibt sich eine Fluchtentafel nach Abb. 1. Ändere ich für einen ganz bestimmten Wert von Z den Wert von x um ∂x, so ändert sich y und ∂y. Aus der Abb. 1 ist ohne weiteres zu ersehen, daß diese Art der Fluchtentafel für alle Gleichungen anzuwenden geht, bei denen

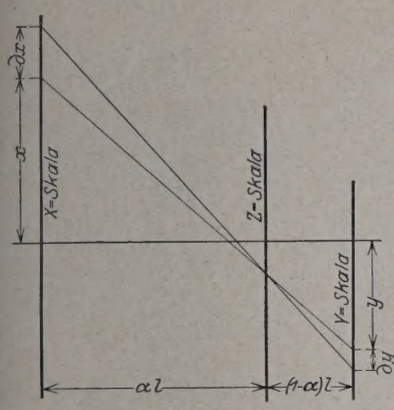


Abb. 1.

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \text{const.} \tag{1}$$

ist. Die Abstände der Z-Skala von den beiden andern ergeben sich aus der Gleichung:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1-\alpha}{\alpha}. \tag{2}$$

Es braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß die Methode für alle Gleichungen anwendbar ist, die sich durch irgendwelche algebraische Umformungen bzw. Einführung anderer Unbekannter auf eine solche Form bringen lassen, daß die obige Bedingung erfüllt wird. Ferner ist ohne weiteres einleuchtend, daß die Anfangspunkte der drei Skalen ganz beliebig liegen können. Ist der Koeffizient $\frac{\partial y}{\partial x}$ positiv, so sind die X- und Y-Skalen entgegengesetzt gerichtet und umgekehrt.

Es kommt also lediglich darauf an festzustellen, ob für die gegebene Beziehung zwischen den drei Größen diese Art der Fluchtentafel anwendbar ist. Trifft das zu, dann kann man auf zwei parallelen Geraden die Maßstäbe für x und y beliebig festlegen und bestimmt jeden Punkt, der einem gewünschten Wert von Z entspricht, indem man zu zwei verschiedenen Werten von x die zugehörigen y errechnet und die zusammengehörigen Punkte der x- und y-Skalen miteinander verbindet. Die Schnittpunkte solcher Verbindungslinien ergeben die Z-Skala, die in diesem Falle parallel zur X- u. Y-Skala verlaufen muß. Für die Bestimmung der Maßstäbe und die Lage der Anfangspunkte der X- u. Y-Skala sind lediglich praktische Gründe maßgebend, insofern als davon die Übersichtlichkeit und Genauigkeit der Tafel abhängt.

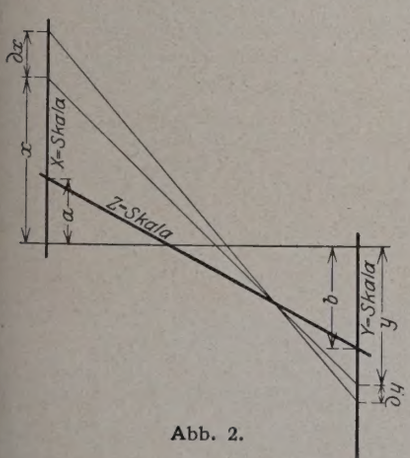


Abb. 2.

Soll die Z-Skala eine zu den X- und Y-Skalen geneigte Gerade sein, so muß, wie aus Abb. 2 hervorgeht, die Gleichung die Bedingung erfüllen:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = f(z) = \frac{y-b}{x-a}. \tag{3}$$

Wird hierbei a = o bzw. b = o, so geht die Z-Skala durch den Anfangspunkt der X-Skala bzw. der Y-Skala. Werden a und b beide = o, so fällt die Z-Skala mit der Verbindungslinie der Anfangspunkte der beiden andern Skalen zusammen.

Wird für eine gegebene Gleichung zwischen drei Unbekannten

$$\frac{\partial y}{\partial x} = f(z), \tag{4}$$

ohne daß dabei die Gleichung (3) erfüllt wird, so kann diese Gleichung ebenfalls noch durch eine Fluchtentafel mit zwei parallelen Skalen dargestellt werden, es wird jedoch die Z-Skala eine gekrümmte Linie.

Wendet man diese einfachen Überlegungen auf das Beispiel der Eisenbetonplatte an (vgl. Heft 12, S. 44), so kann man sich die etwas unbequeme Arbeit, die Z-Skala durch Berechnung der schiefwinkligen Koordinaten ihrer einzelnen Teilpunkte zu bestimmen, ersparen. Die ursprüngliche Gleichung

$$h = k\sqrt{\frac{q\,l^2}{c}} \tag{5}$$

hat Jacki aus Gründen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, umgeformt zu

$$\frac{(0{,}95\,d-1)^2}{625\,k^2}\cdot\frac{1{,}25\,c}{l^2} - \frac{p+g_0}{500} - \frac{24\,d}{500} = o. \tag{6}$$

Diese Gleichung kann man auch schreiben in der Form:

$$z^2 x - y - a z - b = o. \tag{7}$$

Es ist dann:

$$x = \frac{1{,}25\,c}{l^2}, \tag{8}$$

$$y = \frac{p+g_0}{500}, \tag{9}$$

$$z = \frac{0{,}95\,d-1}{25\,k} \tag{10}$$

$$a = \frac{25\,k}{500}\cdot\frac{24}{0{,}95}, \tag{11}$$

$$b = \frac{24}{0{,}95\cdot 500}. \tag{12}$$

Aus Gleichung (7) ergibt sich:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = z^2,$$

so daß man diese Beziehung darstellen kann mit einer Fluchtentafel, bei der die Z-Skala eine gekrümmte Linie ist. Die einzelnen Teilpunkte der Z-Skala kann man nach dieser Feststellung in einfacher Weise finden, indem man für ein bestimmtes d zwei Wertepaare von p und l aus der Gleichung (6) bestimmt, die auf den vorher festgelegten parallelen X- und Y-Skalen aufgesucht und miteinander verbunden werden. Der Schnittpunkt dieser Verbindungslinie ist der dem angenommenen Werte von d entsprechende Punkt der gekrümmten Z-Skala. (Bei der Durchführung wird sich ganz von selbst ergeben, daß man gut tut, an Stelle der Gleichung (6) hierbei die vereinfachte Form der Gleichung (7) zu benutzen.)

Weit übersichtlicher lassen sich im allgemeinen Beziehungen zwischen drei Unbekannten darstellen durch die zweite Methode der Nomographie, nämlich die sog. „Kurventafeln". Setzt man in einer Gleichung mit drei Unbekannten für eine von diesen einen bestimmten Wert ein, so bleibt eine bestimmte Beziehung zwischen den beiden andern, die man in der aus der analytischen Geometrie bekannten Form als ebene Kurve darstellen kann. Man kann in dieser Weise

die Beziehung zwischen drei Unbekannten auflösen in einzelne ebene Kurven für angenommene Werte der einen Unbekannten. In einem so hergestellten Nomogramm braucht man keinerlei Verbindungslinien zu ziehen, Fäden zu spannen oder dergleichen, man sucht lediglich auf einer bestimmten Kurve einen Punkt auf mit einer bestimmten Abszisse und liest seine Ordinate ab oder umgekehrt. Die Kurventafeln sind für kompliziertere Fälle deshalb übersichtlicher, weil sie für alle Gleichungen mit drei Unbekannten in derselben Weise hergestellt werden; ferner sind sie meistens einfacher zu handhaben und genauer. Ihr Hauptvorteil aber besteht darin, daß sie ohne weiteres nachzuprüfen sind und deshalb auch ohne Schwierigkeiten für abweichende Verhältnisse umgearbeitet werden können. Für den Eisenbetonbau dürfte das Arbeiten mit Kurventafeln schon aus dem Grunde empfehlenswert sein, weil für die meisten in der Praxis vorkommenden Fälle in den „Bemessungstafeln" von Prof. Mörsch (Verlag Conrad Wittwer, Stuttgart) leicht zu handhabende Kurventafeln bereits vorliegen, die sich in der Praxis längst bewährt haben und von allen Fachleuten und Behörden anerkannt werden.

Die Fluchtentafeln mit zwei parallelen Skalen werden im allgemeinen nur da vorzuziehen sein, wo es sich um sehr einfache Fälle handelt, z. B. wenn man eine Gleichung zwischen drei Unbekannten ohne Schwierigkeiten so umformen kann, daß die eine als das arithmetische Mittel zwischen den beiden andern erscheint (X- und Y-Skala gleichgerichtet, Z-Skala parallel in der Mitte), oder so, daß die erste eine ganz bestimmte, feste Größe im Verhältnis der beiden andern teilt (Z-Skala geneigt als Verbindungslinie zwischen den Anfangspunkten der X- und Y-Skala).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Douglas-Gedächtnisbrücke in Kalifornien.

Die nachstehend abgebildete Straßenbrücke, die nach zweijähriger Bauzeit unter mancherlei Schwierigkeiten (50 km bis zur nächsten Wasserstraße und 120 km bis zur nächsten Eisenbahn,

mangelhafter Baugrund, Hochfluten) fertiggestellt worden ist, zeichnet sich, abgesehen von den baufremden Zutaten an den Säulenköpfen, durch gute Formgebung aus. Sie ist 350 m lang und hat fünf Hauptöffnungen mit offenen Eisenbetonbogen von 64 m Spannweite. Die Pfeiler reichen mit ihrer Unterkante 10,5 m unter Niedrigwasser und stehen auf je 165 Holzpfählen von 6 bis 10,5 m Länge, in 90 und 75 cm Mittenabstand, das eine Widerlager (das andere ruht auf Fels) auf 308 Holzpfählen mit 1 : 6 Neigung. Die Bogenrippen sind in allen fünf Öffnungen gleichzeitig an je sechs Punkten geschlossen worden. (Nach H. D. Miller, Brückeningenieur der kalifornischen Straßenbauverwaltung, in Engineering News Record vom 17. Juni 1926, S. 991 bis 992 mit 4 Lichtbildern.) N.

Ein 63 m hoher Luftschiffsverankerungsmast (Detroit).

Nach „Engineering News Record" vom 4. II. 1926.

Der Entwurf und Bau des Mastes — von H. Ford veranlaßt — verdankt seine Entstehung den Erwägungen, das Entladen der Fracht bzw. die Passagierübernahme dadurch bequemer zu gestalten, daß, wie aus der Abbildung hervorgeht, das Luftschiff bis zum Boden herabgezogen werden kann.

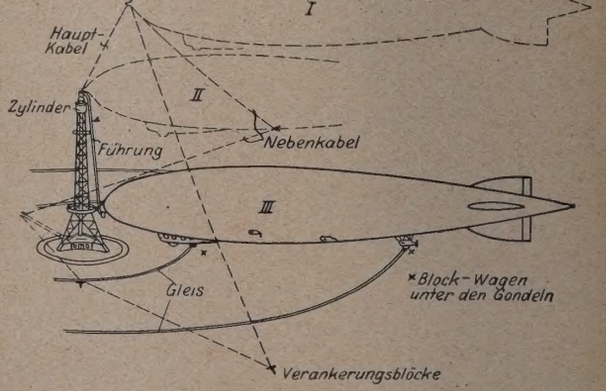
Die Abb. (I) zeigt das Hauptverankerungskabel und die beiden Seitenkabel in bisher üblicher Weise. Alle drei Kabel gehen vom Bug des Luftschiffes aus. Das Hauptkabel ist unmittelbar mit einer sinnreichen Bewegungsvorrichtung verbunden, die in der seitlichen „Führung" des Mastes entlang läuft.

Die Seitenkabel sind über Verankerungsklötze, die in großer Zahl rings um den Mast verteilt sind, der Basis desselben zugeführt.

Bei der bisherigen Art der Verankerung (II) im Augenblick des Ein- und Ausladens konnte dieses im Hinblick auf die Erhaltung der horizontalen Gleichgewichtslage des Schiffes nur langsam und bei dauerndem entsprechendem Ausbalancieren erfolgen. Das vermöge der obigen Vorrichtung in Lage (III) verbrachte Luftschiff wird, vermittels der Gondeln an besonders bemessenen Blockwagen befestigt, so daß diese ein genügendes Gegengewicht gegenüber dem Auftrieb bilden. Sie können überdies automatisch durch elektrische Übertragung und Antrieb jederzeit der jeweiligen durch die Windrichtung bedingten Lage des Schiffes sich so derselben anpassen, daß nur eine kleine Seitenbeanspruchung des Schiffes dadurch hervorgerufen wird. Beim Landen werden zunächst Haltekabel von den entsprechenden Gondeln herabgelassen und an den Blockwagen befestigt und vorerst durch Abgabe von Ballast in bestimmter Weise angespannt, ehe das Herabziehen im Verein mit dem Bugkabel erfolgt.

Auf dem zylindrischen Behälter der Spitze des Ankermastes läuft auf kreisförmigen Schienen die Drehscheibe des Aufsatzstückes als Träger der Führung. Zu diesem Zweck steht sie mit derselben, die oben hornförmig gebogen, dann seitlich dem Mast entlang gerade herabläuft, in starrer Verbindung. Horizontale Umfangsringe ermöglichen eine Drehung dieser ganzen Vorrichtung um die Mittelachse des Mastes. Die seitliche Verstrebung des oberen hornförmigen Teils der Führung nach der Drehscheibe geschieht durch ein A-förmiges Strebenwerk, an dem auch ein Stoßdämpfer angeordnet ist.

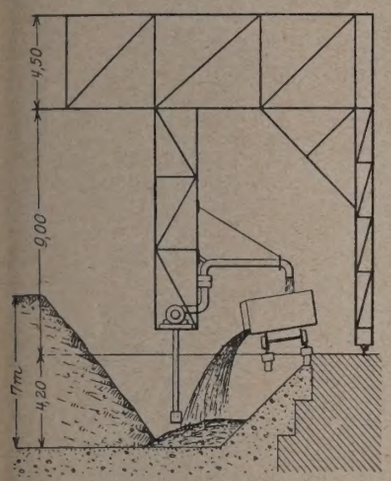
Die Führung — im Querschnitt U-förmig — nimmt die bewegliche Befestigungsvorrichtung auf. Letztere besteht im wesentlichen aus einer Art kardanischer Aufhängung. Zwei Konusse sind dabei so miteinander verbunden, daß der innere, der unmittelbar das Hauptkabel aufnimmt, sich im äußeren Konus bei Kugellagerung



drehen kann, während letzterer sich vermittels kurzer Querarme, die in den T-förmig ausgebildeten Seitenflächen der Führung nicht nur gleiten, sondern auch um die zu ihrer Bewegungsrichtung senkrechte Achse sich drehen kann. Durch entsprechende Kabelverbindung von der beweglichen Vorrichtung aus nach der Mitte des Mastes zu bzw. nach dem unteren Ende der Führung wird das Herabziehen des Schiffbugs bewerkstelligt. Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Kohlenausladung mittels Wasserspülung.

Für große Dampfkraftwerke, die bis 1000 t Kohle täglich verbrauchen, eignen sich Kohlenkipper nicht wegen der sehr hohen Anlagekosten und der Betriebserschwerung durch das Abkuppeln der einzelnen Wagen, unzureichend sind die Entladung der Eisenbahnwagen von Hand mit nur 8 t stündlich für einen Mann und diejenige durch Greifbagger mit nur 60 t stündlich, wobei für die Reste in den Winkeln erhebliche Handarbeit nötig bleibt. Mit großer Regelmäßigkeit und voll befriedigend arbeitet hingegen seit 1925 die Ausladung mittels Wasserspülung im Kraftwerk St. Ouen der Pariser Elektrizitäts-Verteilungsgesellschaft, das monatlich bis 38 000 t Kohlen verbraucht. Die Kohle wird durch den Wasserstrahl einer Kreiselpumpe aus den Eisenbahnwagen seitlich in die 4,2 m tiefe Stapelgrube gespült, was durch die Querneigung 1 : 10 des Gleises längs der Stapelgrube erleichtert wird (s. Abb.). Die Kreiselpumpe hängt an einem fahrbaren Torkran, der mit 42,25 m Spurweite die Stapelgrube und die Gleise überspannt, so daß die Kohlenwagen während des Entladens nicht verschoben werden müssen, und einem fahrbaren Greifbagger zum Beladen der Förderwagen aus dem Stapel trägt. Die Pumpe mit 20 pferdigem elektrischen Antrieb hebt stündlich 360 m³ Wasser aus der Stapelgrube auf 6 m Höhe und entladet damit einen 20-Tonnen-Wagen in drei Minuten, da für 1 t Kohle 1 m³ Wasser genügt. Jede Stapelgrube von 150 m Länge und 34 m Breite mit 30 000 t Fassungsvermögen bedienen zwei Torkrane. (Nach P. Calías, Ingenieur, im Génie Civil vom 27. März 1926, S. 289—292 mit 8 Abb.) N.



Unterfangen einer Bühnenhausmauer.

In einem Theater in Cleveland (Ohio) mußte die überwölbte Öffnung von 9 m Weite in der Vorderwand der Bühne durch eine rechteckige von 14 m ersetzt und zu diesem Zwecke die 10 m hohe Mauer darüber durch einen Träger unterfangen werden (Abb. 1). Für die gewöhnliche Art des Abfangens reichte der beschränkte Raum nicht aus, es ist deshalb gleich der neue Träger dazu benutzt und in zwei spiegelgleichen Hälften (Abb. 2) hergestellt und eingebaut worden. Zunächst wurde die alte Öffnung vollständig ausgezimmert und das Gewölbe durch Schließen zusammengehalten, dann wurden die Schlitze für die Trägerständer und die Löcher für die sechs Steifen (H-Querschnitt) samt den Unterzügen darüber (⊔-Querschnitt) und die Zwischenunterzüge (⊔-Querschnitt) durchgebrochen (Abb. 1), hierauf die tragenden Teile eingesetzt und die H-Steifen mit den beiden Trägerhälften fest verbolzt, endlich der Raum über den ⊔-Unterzügen mit Aluminiumzementbeton ausgegossen, so daß nach 1½ Tagen Erhärtung die alte Mauer unter dem neuen Träger abgebrochen und die Untergurtplatte des Trägers angenietet werden konnte. Für alle vorbereitenden Arbeiten über der neuen Öffnung hat ein Hängegerüst gedient. (Nach A. H. Taylor, Ingenieur in Cleveland, in Engineering News-Record vom 29. April 1926, S. 681 mit 3 Zeichn.) N.

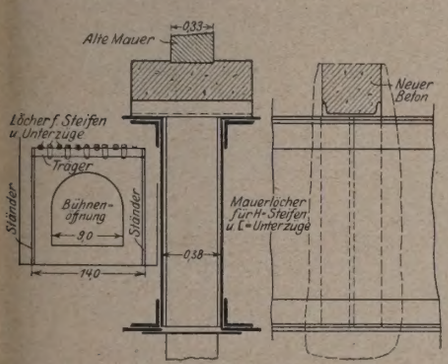


Abb. 1. Abb. 2.

Absturz eines 23 m hohen Holz-Gittermastes.

Am Nachmittag des 21. Juli stürzte einer der beiden in 56 m Entfernung von einander stehenden hölzernen Antennenmaste ab, die im Jahre 1920 am Magdeburger Platz in Berlin auf den Dächern zweier benachbart liegender Häuser erbaut waren.

Seine Länge betrug 23 m, die seines noch stehenden Partners 35 m (vgl. Abb. 1). Der Unfall wurde zweifellos durch einen kurzen, aber kräftigen Windstoß veranlaßt; es ist einem besonderen Zufall zu verdanken, daß trotz des starken Verkehrs auf der vorüberlaufenden Lützowstraße niemand verletzt wurde.

Die Maste wurden nach Bauweise Greim mit Verwendung von Krallenplatten älterer Form als Gittermaste (vgl. Abb. 2) ausgeführt. Der Fußpunkt ist kugelgelenkartig gelagert. Die Abspannung erfolgt nach allen vier Seiten hin durch Drahtseile und zwar greifen diese Seile, um günstigere statische Verhältnisse zu schaffen, in etwa 6 m Abstand von der Spitze aus ein. Die statische Berechnung erfolgte für einen größten Antennenzug von 660 kg bei Rauhreif.

Eine sofortige Inaugenscheinnahme der Unfallstelle durch den Unterzeichneten in Gemeinschaft mit dem Erbauer des Mastes, Herrn

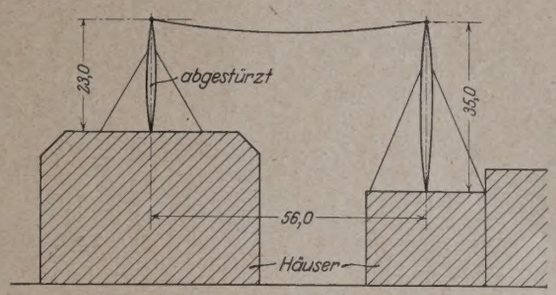


Abb. 1. Funkmaste in Holz am Magdeburger Platz in Berlin.

Zivilingenieur Greim, ließ folgendes erkennen: Die Ursache des Absturzes ist einzig und allein auf ein Abreißen des einen durch Rostangriff schon stark beschädigten Abfangseiles zurückzuführen. Durch die Zerstörung dieses Seiles erfolgte allem Anschein nach eine starke Bewegung

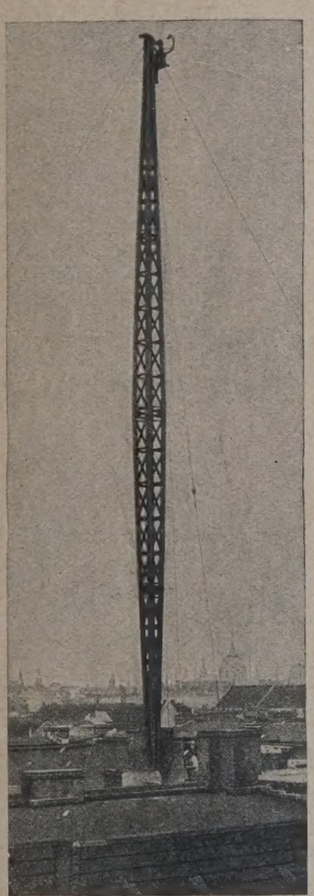


Abb. 2. Funkmast in Holz (Bauweise Graim).

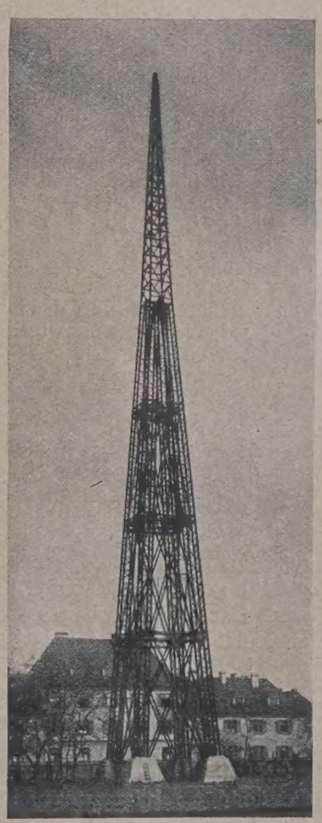


Abb. 3. Funkturm in Holz (Bauweise Meltzer).

des Mastes, die das Abreißen der drei anderen, auch schon durch Rost angegriffenen Seile und schließlich den Absturz des Mastes zur Folge hatte. Das Holz selbst, 6 Jahre dem Wind und Wetter ausgesetzt, hat sich vorzüglich gehalten. Trotz der Absturztiefe von 30,0 m blieb das größere Stück des Mastes, von lokalen durch Aufschlagen auf Mauerwerk verursachten Zerstörungen abgesehen, so gut wie unbeschädigt; irgendwelche Lockerungen an den Stabverbindungen dieses Stückes konnten nicht festgestellt werden. Ein Abbau des noch stehenden Mastes kommt gar nicht in Frage; es genügt ein Auswechseln der alten Seile.

Nicht lange vor dem Unfall wurde eine genaue Überprüfung der Antennenanlage vorgenommen. Es erscheint also nötig, bei solchen Überprüfungen mindestens ein Seil auszuwechseln und auf ebener Erde zu untersuchen. Fällt diese Untersuchung ungünstig aus, so sind sämtliche Seile zu erneuern. Ein einfaches Überprüfen mit ruhender Belastung genügt aber keinesfalls. Ergänzend sei noch bemerkt, daß nach Ausweis der statischen Berechnung für die Seile bester Flußstahl mit 10 000 kg/cm² Bruchfestigkeit verwendet wurde.

In diesem Zusammenhange sei auf zwei in München erstellte Antennentürme Meltzerscher Bauart von 70,0 m Höhe, nach Maßgabe der Abb. 3 in Pichpineholz ausgeführt, aufmerksam gemacht. Sie stehen auf 2 m aus dem Boden herausragenden Betonkörpern von je 24 m³ Rauminhalt, deren Vertikalachsen einen gegenseitigen Abstand von 6 m haben und sind in diesen Fundamenten fest verankert; Abfangseile sind hier trotz der beträchtlichen Turmhöhe nicht verwendet worden. Jede Ecke des vierseitigen Turmes setzt sich aus vier Einzelstäben je $4 \times 6{,}5^2$ cm zusammen, so daß der Gesamtquerschnitt jeder Ecke $16 \cdot 6{,}5^2 = 680$ cm² beträgt. Die Türme wurden bereits im Jahre 1915 (ohne Gerüst) aufgestellt und im Jahre 1925 einer eingehenden Besichtigung unterzogen. Man hatte keinerlei Rißbildungen feststellen können; die Stahlbolzen zeigten immer noch festesten Sitz. Es ist also auch in diesem Falle der Beweis erbracht, daß sich das Holz als Baustoff für Antennentürme durchaus eignet, ganz davon abgesehen, daß den Holzgittermasten-Antennenanlagen gute funktechnische Eigenschaften nachgerühmt werden.

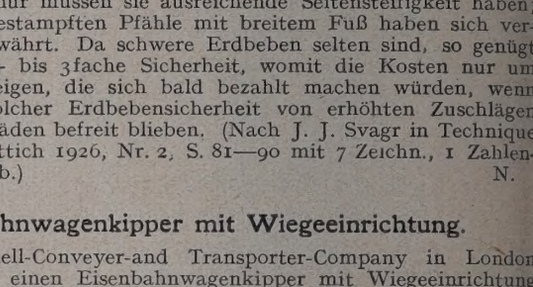
C. Kersten.

Standfestigkeit von Bauwerken in Erdbebengebieten.

Die lotrechten Stöße von Erdbeben erreichen kaum $^1/_{10}$ der Beschleunigung der Schwerkraft, bleiben also gegenüber dem 4- bis 6fachen Sicherheitsgrad von Hochbauten bedeutungslos. Dagegen werden die wagrechten Stöße verhängnisvoll, weil sie nicht wie Wind- oder Wasserdruck nur die Oberfläche, sondern die ganze Masse treffen und, im Schwerpunkt angreifend gedacht, mit dem Gewicht des Bauwerkes eine Mittelkraft geben, die 16° bis 22° gegen die Lotrechte abweicht, also dieselbe Wirkung hat, als ob das Gebäude nach links und rechts um 16° bis 22° gekippt würde, wofür die meisten Gebäude natürlich nicht eingerichtet sind. Die Folge solcher starker Kraftverschiebungen sind naturgemäß hohe Kantenpressungen, die sich in Zerstörungen an den Außenseiten zeigen, und bei schmalen Gründungen völliges Umkanten. Die Eigenschwingungen der Gebäude infolge der wagrechten Stöße erreichen in größeren Höhen über dem Erdboden ihren höchsten Wert und erklären damit die stärkeren Schäden in höheren Stockwerken und das Abbrechen von freistehenden Essen in $^2/_3$ der Höhe. Die Säulen und Pfeiler erleiden durch die wagrechten Stöße Biegungsspannungen und durch die quer dazu auftretenden Eigenschwingungen der Gebäude Verdrehungen, die sie zum Einsturz bringen. Wenn hölzerne Gebäude den Erdbeben oft gut standhalten, so liegt das nicht an ihrer Nachgiebigkeit, wie irrigerweise oft angenommen wird, sondern an ihrer geringen Masse, die beim Erdbeben oft keine größeren Seitenkräfte ergibt als bei starkem Wind, und an der hohen Zugfestigkeit von Holz. Stählerne Fachwerkhäuser halten Erdbeben nur aus, wenn sie steif genug gebaut sind, wie ein achtgeschossiges Gebäude dieser Art in Tokio besonders lehrreich gezeigt hat, das beim Erdbeben im April 1922 noch nicht ganz fertig war und am Füllmauerwerk schwere Schäden erlitt, nach kräftiger Quer- und Eckverstärkung und Einbau von Eisenbetonwänden dem zehnmal stärkeren Erdbeben vom September 1923 aber widerstand. Pfahlgründungen sind in Erdbebengebieten nicht ausgeschlossen, nur müssen sie ausreichende Seitensteifigkeit haben; die im Boden gestampften Pfähle mit breitem Fuß haben sich verschiedentlich bewährt. Da schwere Erdbeben selten sind, so genügt für diese eine 2- bis 3fache Sicherheit, womit die Kosten nur um 10 bis 15 % steigen, die sich bald bezahlt machen würden, wenn Gebäude mit solcher Erdbebensicherheit von erhöhten Zuschlägen für Erdbebenschäden befreit blieben. (Nach J. J. Svagr in Technique des travaux, Lüttich 1926, Nr. 2, S. 81—90 mit 7 Zeichn., 1 Zahlentafel und 10 Abb.) N.

Eisenbahnwagenkipper mit Wiegeeinrichtung.

Die Mitchell-Conveyer-and Transporter-Company in London hat für Preston einen Eisenbahnwagenkipper mit Wiegeeinrichtung gebaut, um die Verschiebefahrten nach der Gleiswage zu sparen. Der Tragrahmen des Gleises ist in der Kippwiege so gelagert, daß er einerseits dem Spiel der Wagebalken frei folgen kann, anderseits beim Kippen sofort ein Übergewicht nach der Kipprichtung hat (s. Abbildung). Die Kippwiege wird durch Seilzug an beiden Enden mittels einer 20-pferdigen elektrischen Winde mit Solenoidbremse bewegt und ist so gestaltet, daß sie während der ganzen Bewegung ungefähr gleiches Drehmoment hat. Beim Kippen legt sich der Eisenbahnwagen zunächst gegen einen Pufferlängsbalken und wird dann von oben durch einen holzgefütterten, vom Wagengewicht angepreßten Längsträger festgehalten. (Nach Engineering vom 16. Juli 1926, S. 69—71 u. 78 mit 15 Abb.) N.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Entschädigung für das Bearbeiten von Bauentwürfen.

In der Mehrzahl der Fälle, aus denen zwischen Unternehmer und Auftraggeber Streitigkeiten darüber entstehen, ob für gelieferte Bauentwürfe Entschädigungen zu entrichten sind, handelt es sich um Vorentwürfe, im Gegensatz zu den Entwürfen, die späterhin der Submission zugrunde liegen und der Baupolizei zur Genehmigung vorgelegt werden sollen. Namentlich kommunale und private Auftraggeber suchen sich mit Hilfe von Entwürfen, die sie von einer Anzahl von Bauunternehmungen einfordern, zunächst lediglich ein Bild über den Umfang der geplanten Arbeiten und die dafür etwa aufzuwendenden Mittel zu verschaffen. Dabei wird die Frage, ob für die vorgelegten Projektarbeiten eine Vergütung gewährt werden soll, nicht berührt. Es mag dahingestellt bleiben, inwieweit es im Einzelfalle an den beteiligten Bauunternehmungen oder an dem Besteller liegt, daß eine Klärung hierüber nicht herbeigeführt und ob von letzterem wirklich detaillierte Entwürfe usw. gefordert wurden.

Nicht selten stellt sich nach erfolgter Prüfung durch den Auftraggeber heraus, daß die für die Ausführung erforderlichen wichtigsten Voraussetzungen namentlich in finanzieller Hinsicht fehlen und das Bauvorhaben „wegen außerordentlicher Schwierigkeiten bei der Geldbeschaffung" bis auf weiteres zurückgestellt werden muß. Es ist nur natürlich, wenn in den Kreisen der beteiligten Firmen, die bei dem infolge der verminderten Bautätigkeit bestehenden Arbeitshunger keine Mühe und Kosten gescheut hatten, um ein brauchbares, bis ins Einzelne gehendes Projekt vorzulegen, lebhafter Unmut über die Verschleuderung ihrer Arbeitskraft entsteht.

Die Umstände des Einzelfalles werden allerdings meist sehr verschieden liegen, so daß — wie auch vom Reichsgericht in ständiger Rechtsprechung erkannt wird — eine allgemeine Beantwortung der Frage, wann für derartige Vorentwürfe beim Mangel einer ausdrücklichen Abrede eine Vergütung entrichtet werden muß, nicht möglich ist. Es wird immer zunächst zu prüfen sein, ob die Herstellung der Entwürfe von den Beteiligten zum Gegenstand eines Vertrages gemacht, d. h. ob der Tatbestand eines Werkvertrages gemäß §§ 631 ff. BGB. erfüllt worden ist? Dazu ist zweierlei nötig, einmal, daß die Entwürfe ein „Werk" darstellen, zum anderen, daß eine Vergütung, wenn auch stillschweigend, dafür vereinbart ist.

Die erste Frage wird in den Fällen unbedenklich zu bejahen sein, in denen die Anfertigung des Projektes einen nennenswerten Aufwand von Zeit, Arbeitskraft und Kosten verursachte. In Zweifelfällen wird aber auch geprüft werden müssen, welchen wirtschaftlichen Wert die Skizzen, Berechnungen und Entwürfe für den Besteller in sich bergen, unabhängig davon, ob er das Projekt sofort durchführen will oder

nicht. Der ausführliche Entwurf zu einer Eisenbetonbrücke, den eine Firma auf Ansuchen einer Gemeinde anfertigt, verliert seinen Wert nicht dadurch, daß auf die Ausführung zunächst verzichtet wird. Nichts hindert die Gemeinde, ihn später anderweit zu verwenden, zumal der urheberrechtliche Schutz bei Ingenieurbauten in der Regel versagen wird. Selbst Kostenanschläge, die Massenberechnungen usw. enthalten, stellen vielfach einen bedeutenden Arbeitsaufwand dar und können für die Entschließungen des Bestellers von maßgebender Bedeutung sein, ihm z. B. ermöglichen, die Arbeiten an kleinere Unternehmer zu vergeben, die für die Ausarbeitung des Anschlags nicht über die erforderliche Schulung oder das dafür vorgebildete Personal verfügen. Letzten Endes wird es aber mehr darauf ankommen, ob das Projekt oder der Kostenanschlag ein Werk ist, das als Erzeugnis menschlicher Schaffenskraft anerkannt werden muß, als darauf, ob und welchen Wert es für den Besteller aufweist.

Zur Beantwortung der weiteren Voraussetzung für die Annahme eines Werkvertrages, ob nämlich stillschweigend eine Vergütung für die Entwurfsarbeit als vereinbart zu gelten hat, muß § 632, Abs. 1 BGB. herangezogen werden. Dort wird bestimmt, daß dies anzunehmen ist, „wenn die Herstellung des Werkes den Umständen nach nur gegen eine Vergütung erwartet werden konnte". Wenn dies bei Projektarbeiten auch Tatfrage des Einzelfalles sein wird, kann doch grundsätzlich festgestellt werden, daß der Tatbestand des § 632, Abs. 1 BGB. in der Regel immer dann erfüllt ist, wenn die Herstellung der Zeichnungen, statischen und Massenberechnungen, der Kostenanschläge usw. einen nennenswerten Aufwand von Zeit und Arbeitskraft erforderte.

In diesem Sinne spricht sich auch ein Gutachten der Handelskammer Berlin vom Mai 1917 wie folgt aus:

> „Im Baugewerbe ist im Verkehr zwischen Unternehmer und Auftraggeber folgendes handelsüblich:
>
> Kostenanschläge und Entwürfe sind kostenfrei, wenn dem Unternehmer die veranschlagten oder entworfenen Arbeiten später übertragen werden. Ist letzteres nicht der Fall, so kommt es darauf an, ob die Anschläge und Entwürfe auf Aufforderung des Bestellers angefertigt worden sind, oder ob der Unternehmer sich dazu erboten hat. Sind sie auf Aufforderung des Bestellers angefertigt, ohne daß dieser bei der Aufforderung bemerkt hat, daß das kostenfrei zu geschehen habe, so muß er hierfür bezahlen, es sei denn, daß es sich lediglich um die Ausfüllung sogenannter Kostenanschlagblanketts mit Preisen, die stets kostenfrei erfolgt, handelt. Hat sich der Unternehmer zur Anfertigung angeboten, ohne zu bemerken, daß er hierfür Bezahlung verlangt, so ist der Besteller zur Bezahlung nicht verpflichtet."

In ähnlichem Sinne sprechen sich eine größere Anzahl von Entscheidungen des Reichsgerichts und verschiedener Oberlandesgerichte aus (s. Kommentar von Soergel zu § 632 BGB.). Es wäre zu wünschen, wenn sich namentlich die kommunalen Auftraggeber nach diesen der Billigkeit Rechnung tragenden Grundsätzen richten würden. Gerade aus letzter Zeit sind eine Anzahl von Fällen bekannt geworden, in denen sich die zuständigen Baubehörden usw. mit nichtigen Vorwänden ihrer Verpflichtung, die eingeforderten Projektarbeiten zu honorieren, zu entziehen suchen (s. z. B. Beilage zu Nr. 76 der „Tiefbau", S. 361). In einem Falle antwortete der Landrat eines Kreises, der sieben Firmen zur Vorlage von Entwürfen für drei Eisenbetonbrücken aufgefordert hatte, die Unternehmungen könnten die Bauvorschläge und statischen Berechnungen „aus der Fülle vorhandener ähnlicher Projekte durch einfache Umarbeitung mit verhältnismäßig wenig Zeitaufwand herstellen", eine Vergütung könne daher nicht gewährt werden. Die Kreisbauverwaltung dürfte — wie die Antwort erkennen läßt — kaum über ausreichende Erfahrungen im Eisenbetonbau verfügen. Dort muß jeder Einzelfall gesondert behandelt werden; sogen. „Schubladenentwürfe" sind nicht verwendbar. Nach einer Entscheidung des Reichsgerichts sind bestellte Entwürfe im übrigen auch dann zu vergüten, wenn der Unternehmer sie schon vorrätig hatte (RG. Recht 1911, Nr. 985 ff.).

Sehr viel schwieriger ist die Frage zu entscheiden, wann für Bauzeichnungen und Kostenanschläge, die von einer Bauunternehmung anläßlich einer Vergebung eingereicht wurden, eine Entschädigung zu entrichten ist, d. h., wenn die feste Absicht, den Bau an einen Unternehmer zu vergeben, bereits vorliegt. Das vorstehend wiedergegebene Gutachten der Handelskammer Berlin erkennt dem Unternehmer einen Vergütungsanspruch zu, wenn die geforderten Zeichnungen und Kostenanschläge über das übliche Maß bloßer Unterlagen zum Vertragsangebot hinausgehen. Das Reichsgericht hat in einer Entscheidung vom 22. Januar 1924 VII. 393/1923 zwar anerkannt, daß beim Mangel einer ausdrücklichen Abrede gemäß § 632 BGB. vom Hersteller eine Vergütung für die anläßlich einer Vergebung vorgelegten Entwurfsarbeiten erwartet werden könne, wenn nach der Lage des Falles die Beteiligten die Herstellung der Vorarbeiten offenbar zum Gegenstande eines besonderen Vertrages machen wollten. Es hat aber aus der Tatsache, daß der Unternehmer dem Auftraggeber auf Anfrage mitgeteilt hatte, er sei bereit, sich „um die Ausführung des Fabrikneubaues zu bewerben," und weil er den Entwurf als „Angebot" bezeichnet hatte, geschlossen, daß es sich lediglich um eine Offerte gehandelt habe. Das Vorliegen eines Handelsbrauches über die Vergütung von Projektarbeiten hat das Reichsgericht im übrigen nicht anerkannt. Nach der Art des bei Verdingungen üblichen Verfahrens werden die vom Reichsgericht gekennzeichneten Merkmale, ob das Vorliegen einer stillschweigenden Vereinbarung über die für ein Projekt zu entrichtende Vergütung anerkannt werden kann, nur schwer feststellbar sei. Um so wichtiger wäre es, wenn alle beteiligten Kreise des Baugewerbes, der Ingenieure und Architekten darauf bedacht sein würden, daß sich ein Handelsbrauch, wie er von der Handelskammer Berlin schon anerkannt ist, allgemein durchsetzt.

Hierzu könnte auch § 21, Ziff. 3, Teil A der zur Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB.) gehörenden „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung" beitragen, die zwar nicht als Bestandteil der abzuschließenden Bauverträge, sondern nur als allgemeine Dienstanweisung, als Verfahrensvorschrift für die ausschreibenden Stellen gedacht ist und dem Unternehmer daher kein klagbares, sondern höchstens ein Beschwerderecht verschafft. Immerhin ist aber hier im Zusammenwirken aller am Bauwesen beteiligten Kreise ein billiger Mittelweg gefunden. Grundsätzlich soll für die Bearbeitung des Angebots keine Vergütung gewährt werden. Es wird aber weiter bestimmt, daß der Auftraggeber einheitlich für alle Bewerber eine angemessene Vergütung festzusetzen hat, wenn er die Ausarbeitung von Entwürfen, Plänen, Zeichnungen, statischen Berechnungen, Massenberechnungen oder anderen Unterlagen verlangt. Die Vergütung soll fällig werden, wenn ein der Ausschreibung entsprechendes Angebot mit den geforderten Unterlagen rechtzeitig eingereicht wird. Es ist zu hoffen, daß diese der Billigkeit Rechnung tragende Regelung bei den Behörden Beachtung findet und sich alsdann auch die privaten Auftraggeber zu den gleichen Grundsätzen bekennen.

Besondere Erwähnung verdienen die Fälle, in denen der Ausschreibende einem bestimmten Bewerber vor dem Zuschlag Gelegenheit gibt, noch nachträglich in das billigste oder preiswerteste Angebot einzutreten, d. h. ihm ein „Limit" stellt. Es liegt alsdann, namentlich wenn die Zusage schon vor dem Angebotstermin gegeben wurde, kein wahrer Wettbewerb vor. Die Angebote der übrigen beteiligten Firmen sollen unter Vorspiegelung einer Submission offenbar nur zur Preiskontrolle dienen. Wenn zwar mit den Firmen, die sich an der Ausschreibung beteiligten, auch noch kein Vertrag im Sinne von § 631 ff. BGB. zustande gekommen ist, so wird durch die Vorlage der Entwürfe dennoch eine gegenseitige kontraktähnliche Verpflichtung geschaffen, d. h. der Auftraggeber, der die Vorleistung der Bewerber entgegengenommen hat, ist gehalten, die Auswahl unter den eingereichten Projekten nur nach Maßgabe der Submissionsbedingungen und der Grundsätze zu treffen, die für die Zuschlagserteilung in den baugewerblichen Kreisen

üblich sind. Sofern man weiterhin anerkennt, daß die in der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" niedergelegten Richtlinien, an deren Ausarbeitung Vertreter der in Frage kommenden Ressorts des Reichs und der Länder, der Kommunen, der Bauindustrie, des Bauhandwerks, der Architekten und Ingenieure usw. beteiligt waren, einen Niederschlag dessen darstellen, was von allen Teilen als billig und gerecht und der Verkehrssitte im Baugewerbe entsprechend angesehen wird muß man die Gewährung eines „Limits" an eine einzelne Firma als unzulässig bezeichnen, denn in § 25, Abs. 3 der VOB. ist ganz eindeutig zum Ausdruck gebracht, daß Verhandlungen der Ausschreibenden mit den Bietern, soweit sie nicht lediglich eine Erläuterung des eingereichten Angebotes betreffen, unstatthaft sind, insbesonders solche über Änderungen des Angebots und der Preise. Die durch das Limit geschädigten Bewerber könnten unter den vorgenannten Voraussetzungen von dem Ausschreibenden wegen positiver Verletzung der kontraktähnlichen gegenseitigen Verpflichtung, d. h. weil der der Ausschreibung zugrunde liegende Zweck vereitelt ist, Schadenersatz verlangen. Letzterer wäre in der Regel zum mindesten nach den für die Projektbearbeitung aufgewendeten Kosten zu bemessen. Ob die vom Ausschreibenden mit einem einzelnen Bewerber eingeleiteten Verhandlungen über den Preis nicht auch gegen die guten Sitten verstoßen und schon aus diesem Grunde die anderen Bewerber berechtigen, Schadenersatz zu fordern, mag dahingestellt bleiben.

Auch in den Fällen, in denen der Auftraggeber die ihm in der Submission vorgelegten Entwürfe in irgendeiner Form für den Bau oder zur Unterrichtung über die Kosten verwertet, ohne den Bearbeitern später die Ausführung zu übertragen, wird ein Vergütungsanspruch für die Projektkosten gegeben sein. Der Unternehmer ist berechtigt, aus einem solchen Verhalten des Ausschreibenden zu schließen, daß die Vorlage des Entwurfes zu einem gesonderten Vertrage, unabhängig von der Submission, gemacht werden sollte. Nach dem im gewerblichen Leben geltenden Grundsatz, daß jede Arbeit ihres Lohnes wert ist, verlangt auch die Leistung, die dem Empfänger in Form des Projektes Vorteile verschafft, eine Gegenleistung. Es entspricht daher den Grundsätzen der Billigkeit, daß der Ausschreibende dem Unternehmer einen angemessenen Entgelt für seine Entwurfsarbeiten gewährt. Allerdings wird für letzteren in der Regel der Nachweis sehr schwer zu führen sein, ob seine Zeichnungen usw. tatsächlich vom Ausschreibenden verwertet wurden oder nicht.

Hinsichtlich der Höhe der dem Unternehmer zustehenden Vergütung ist § 632, Abs. 2 BGB. maßgebend, welcher bestimmt, daß, sofern die Höhe des Entgeltes nicht vorgesehen ist, eine taxmäßige Vergütung, in Ermangelung einer solchen die übliche Vergütung, als vereinbart anzusehen ist. Nach verschiedenen gerichtlichen Entscheidungen können zwar die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure nicht als Taxen im Sinne von § 632 BGB., wohl aber die hiernach berechneten Entschädigungen als übliche Vergütung angesehen werden.

Es wäre zu wünschen, wenn sich die in der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" enthaltenen Grundsätze, die einen Interessenausgleich zwischen Auftraggeber und Unternehmer darstellen, in der Praxis immer mehr durchsetzen würden, d. h. daß von ersteren umfangreiche Projektarbeiten nur gegen Gewährung einer angemessenen Vergütung verlangt und von letzteren nur gegen Entgelt angeboten werden. Damit würde nicht nur den engeren wirtschaftlichen Bedürfnissen der einzelnen Firma gedient, es würde auch in weiterem volkswirtschaftlichen Interesse zugleich die Unsitte wirksamer als bisher bekämpft werden können, daß namentlich bei öffentlichen Ausschreibungen, an denen 30—40 Bewerber beteiligt sind, umfangreiche Projektarbeiten, sogar mit Zeichnungen und statischen Berechnungen, verlangt werden. Nachprüfungen haben ergeben, daß die von allen an der Ausschreibung beteiligten Firmen aufgewendeten Kosten zuweilen insgesamt bis zu 25% und mehr der Bausumme anwuchsen. Ein ganzer Industrie- und Gewerbezweig wird dadurch, daß einzelne wirtschaftlich starke Auftraggeber ihr einseitiges Interesse zu stark zur Geltung bringen, zu nutzloser Leerarbeit gezwungen. Es muß die dringende Forderung aufgestellt werden, daß die Verdingungsanschläge vom Bauauftraggeber oder den von ihm mit deren Aufstellung betrauten Persönlichkeiten vor der Submission bis ins einzelne durchgearbeitet werden, so daß der Unternehmer, der auf öffentliche Ausschreibungen angewiesen ist, nicht gezwungen wird, in jedem Falle umfangreiche Vorarbeiten zu leisten. Nur wenn die Verdingungsunterlagen die Art und den Umfang der zu vergebenden Leistungen und Lieferungen eindeutig und klar umschreiben, wird der Auftraggeber im übrigen damit rechnen können, vergleichbare Angebote zu erhalten.

Dr. Roos.

Neue Patentamts-Gebühren.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Im patentamtlichen System sollen nach dem neuen, vom 1. 4. 1926 geltenden Gebührentarif grundsätzliche Änderungen nicht eintreten. Die durch häufige, gedankenlose Wiederholung nicht stichhaltiger gewordenen Gründe für die Beibehaltung steigender Patentjahresgebühren können leicht dadurch widerlegt werden, daß nachweisbar auch viele wertvolle und durchaus nicht überholte Patente nur wegen des Unvermögens ihrer Inhaber, die Jahresgebühren rechtzeitig zu zahlen, verfallen.

Ich habe wiederholt dargelegt, daß das Reichspatentamt keine Überschüsse zu erzielen brauchte, da die Förderung des Erfindungswesens und der Technik allein das Motiv für die Organisation dieser Behörde sein sollte. Im Jahre 1925 ergab sich hingegen beim Reichspatentamt ein Überschuß von 8,854 Millionen RM., während der höchste Überschuß in der Vorkriegszeit nur 5 Millionen RM. betrug. Der Entwurf rechnet mit einer Mindereinnahme von 2¼ Millionen RM. nach Einführung der Gebührenänderung. Besonders bemerkenswert bei den Gebührenänderungen ist der Fortfall der Jahresgebühren vom zweiten Patentjahre ab für Zusatzpatente, womit in dieser Hinsicht die Gebührenpraxis der Vorkriegszeit wieder aufgenommen wird. Nur die erste Jahresgebühr muß danach neben der Anmeldegebühr, wie für Hauptpatente, bezahlt werden.

Im neuen Gebühren-Tarif ist die Patentanmeldegebühr von 15 RM. auf 25 RM. erhöht worden. Die Jahresgebühren bis zum 4. Jahr einschl. sollen je 30 RM. betragen. Die Patentgebühren für das 5.—7. Patentjahr steigen von 50 RM. auf 100 RM. um je 25 RM. und bis zum 9. Patentjahr um je 50 RM. auf 200 RM. Vom 9.—17. Patentjahr soll die Patentjahresgebühr um je 100 RM. auf 1000 RM. ansteigen, während für das letzte, 18. Jahr der Patentdauer 1200 RM. Jahresgebühren zu zahlen wären. Die Beschwerde- und Nichtigkeitsgebühren sind unverändert beibehalten worden.

Nach dem neuen Patentgebühren-Tarif würde die Aufrechterhaltung eines deutschen Patentes für die Höchstdauer von 18 Jahren 7120 RM. gegenüber 10055 RM. nach jetzt geltendem Tarif, die Ersparnis also 2935 RM. betragen. Immerhin sind auch 7120 RM. für eine 18jährige Patentdauer und das verhältnismäßig kleine deutsche Wirtschaftsgebiet eine ungeheure Belastung der Patentinhaber im Vergleich zum amerikanischen System, nach welchem für die 17jährige Patentdauer, die außerdem erst mit der Erteilung statt mit der Anmeldung beginnt, im ganzen nur 40 Dollar = 168 RM. zu zahlen sind. Befriedigend wird man die jetzige Lösung der Patentgebührenfrage also nicht nennen können.

Bei Gebrauchsmustern ist die Erhöhung der Gebühren für die erste Schutzfrist von drei Jahren von 10 RM. auf 15 RM. und die Herabsetzung der Verlängerungsgebühr von 100 RM. auf 60 RM. entsprechend den Vorkriegssätzen vorgenommen worden. Bei Warenzeichen sind die Gebühren des zuletzt geltenden Tarifs beibehalten worden, bis auf die Herabsetzung der Erneuerungs-Grundgebühr von 100 RM. auf 50 RM.

Wichtig und erfreulich ist die Herabsetzung der Zuschlagsgebühr bei Nachholung verspäteter Zahlungen von 25 % auf 10 % bei einem Mindestbetrage von 5 RM. Die Gebühr von 1 RM. für die Ausfertigung eines Prioritätsbeleges fällt fort.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 2. Sept. 1926.

Kl. 5 d, Gr. 11. G 62 916. Richard Glombitza, Hindenburg, O.-S., Concordiagrube. Pflugähnlich wirkende Beladevorrichtung für mechanische Abbaufördermittel. 13. XII. 24.

Kl. 19 a, Gr. 6. R 61 656. Oskar Roudolf, Berlin-Friedenau, Handjerystraße 24. Zweiteilige Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk. 26. VII. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. G 66614. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Stößerwagen zur Fortbewegung von Eisenbahnfahrzeugen u. dgl. auf Steilrampen. 22. II. 26.

Kl. 20 g, Gr. 1. N 25 576. Fa. Niederrheinische Maschinen- und Werkzeug-Industrie G. m. b. H., Duisburg. Festklemmschuh für auf Schienen aufliegende Wendeplatten. 18. II. 26.

Kl. 20 h, Gr. 5. B 124 125. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel. Kirchweg 84. Durch Gewichtshebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremsschuhe; Zus. z. Anm. B 120167, 13. II. 26.

Kl. 20 k, Gr. 9. S 73 663. Karl Spieckermann, Dortmund, Johannesstraße 27. Elastische Fahrdrahtklemme für Fahrleitungen an elektrischen Bahnen. 10. III. 26.

Kl. 35 a, Gr. 4. P 51 841. Heinrich Pritz, Köln a. Rh., Lübecker Straße 22. Bauaufzug. 2. XII. 25.

Kl. 37 f, Gr. 7. K 89 769. Fa. Koch & Kienzle, Dr.-Ingenieure, Berlin W 10. Rampenanlage für mehrstöckige Kraftwagenhäuser. 31. V. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. E 31 424. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe. 18. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 2. Sept. 1926.

Kl. 20 a, Gr. 1. 434 295. Franz Wagner, Dresden-Blasewitz, Nicodéstraße 3. Ablaufanlage für Verschiebebahnhöfe. 27. VI. 25. W 69 732.

Kl. 20 a, Gr. 12. 434 296. Fa. Fühles & Schulze, Maschinenfabrik, München. Drahtseilluftbahn mit auf die Stützen verlegten Richtungsänderungen. 15. VIII. 25. F 59 599.

Kl. 20 c, Gr. 8. 434 212. Ewak A. G., Bern; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Hebe- und Schiebewerk für überdachte Bahnwagen. 4. XI. 24. E 32 646.

Kl. 20 h, Gr. 6. 434 298. Siegfried Klein, Berlin, Levetzowstr. 11 a. In sich bewegliches transportables Hilfsgleis zum Aufgleisen von Straßenbahnfahrzeugen an beliebigen Straßenpunkten. 26. XI. 25. K 96 804.

Kl. 20 h, Gr. 7. 434 299. Julius Hupfauf, Angermund, Bez. Düsseldorf. Eisenbahnwagenschieber. 1. XI. 24. H 99 068.

Kl. 20 i, Gr. 3. 433 996. General Railway Signal Company, Rochester. V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Elektrische Lichtsignalvorrichtung. 12. VII. 25. P 50 894. V. St. Amerika 11. VII. 24.

Kl. 20 i, Gr. 3. 433 997. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 13. VIII. 25. W 70 166. V. St. Amerika 23. I. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. 433 998. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Wechselstromblockeinrichtung. 2. VII. 25. L 63 527.

Kl. 37 a, Gr. 7. 434 228. Fa. Kothe & Emge, Chem. Fabrik, Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Einbringen von schwammvernichtenden flüssigen und festen Stoffen im Mauerwerk. 10. III. 25. K 93 412.

Kl. 37 c, Gr. 8. 434 229. Fa. Deutsche Glasbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee. Befestigung der Deckleiste für die Glasplatten bei kittlosen Glasdächern auf Eisenbetonsprossen mit Längsrippen. 4. X. 22. D 42 494.

Kl. 37 c, Gr. 9. 434 230. Dr. Albert Klein, Stuttgart, Panoramastraße 23. Sägedach mit Oberlicht. 7. X. 21. K 79 411.

Kl. 37 d, Gr. 3. 434 315. Erich Schmidt, Hamburg-Eimsbüttel, Schulweg 36. Treppe. 18. VII. 23. Sch 68 239.

Kl. 80 b, Gr. 3. 434 187. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren zur Herstellung von geschmolzenem Zement. 19. IX. 24. P 48 807.

Kl. 80 b, Gr. 25. 434 188. Walter Simon, Stettin, Paradepl. 14. Verfahren zur Herstellung einer farbigen Bestreuung für Dachpappe. 18. II. 25. S 68 906.

Kl. 81 d, Gr. 5. 434 077. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen, Act.-Ges., u. Adolf Grote, Köln-Kalk. Selbsttätig wirkende Kippvorrichtung zum staubfreien Entleeren von Müllgefäßen in Müllsammelkästen. 12. V. 25. M 89 629.

Kl. 81 e, Gr. 26. 433 958. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Vorrichtung zum Erzielen gleichmäßiger Geschwindigkeiten an Becherwerksketten, Gliederbändern o. dgl. 5. III. 25. D 47 480.

Kl. 81 e, Gr. 126. 434 193. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-A.-G. u. Max Jaschke, Halle a. d. S. Absetzvorrichtung zum Verstürzen von Abraummassen. 26. IX. 24. W 67 183.

Kl. 81 e, Gr. 136. 433 965. Fa. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verfahren zum Entleeren von Großraumbunkern. 13. II. 25. A 44 200.

Kl. 81 e, Gr. 137. 433 966. Hinrich Hensen, Witzwort Mühle, Schleswig. Silo zum Lagern von Getreide u. dgl. mit jalousieartigen Durchbrechungen der Wände für die Durchlüftung. 26. V. 25. H 101 992.

Kl. 84 c, Gr. 2. 434 205. Fa. Wessels & Wilhelmi, Hamburg. Spundwand aus Z-Eisen. 25. XI. 24. W 67 705.

Kl. 84 c, Gr. 2. 434 261. Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie., Straßburg; Vertr.: W. Schwaebsch, Pat.-Anw., Stuttgart. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. 8. II. 24. S 65 014.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Statik des ebenen Tragwerkes. Von Martin Grüning, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. Mit 434 Textabbildungen (VIII u. 706 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. Gebunden RM 45,—.

Das vorliegende Werk des durch seine Arbeiten wohlbekannten Verfassers behandelt das in dem Titel angegebene Gebiet auf streng wissenschaftlicher Grundlage. Es zeichnet sich hierdurch vor zahlreichen Lehrbüchern der Baustatik aus, indem es sich von der handwerksmäßigen Behandlung ausgewählter Beispiele frei macht und sein Ziel in der wissenschaftlichen Erkenntnis und der Beherrschung der Theorie sucht. Der Verfasser entwickelt zunächst den Spannungs- und Formänderungszustand des Stabes aus der Elastizitätstheorie des Kontinuums und gelangt auf dieser sicheren Grundlage zu den bekannten allgemeinen Sätzen und Methoden, die die Baustatik zur Behandlung der ihr zugewiesenen Aufgaben verwendet. Ich halte diese Begründung und die Verbindung der Elastizitätstheorie mit der Baustatik für sehr wertvoll, da sie allein den sicheren Führer für eine verständnisvolle Behandlung statischer und konstruktiver Arbeiten abgibt und die Lösung von Aufgaben des ebenen Spannungszustandes vorbereitet. Die streng wissenschaftliche Entwicklung, die der Verfasser einzuhalten bemüht ist, hat ihn veranlaßt, das Prinzip der virtuellen Verrückung als Ausgangspunkt der Untersuchungen zu wählen. Bei der Behandlung der statisch bestimmten Aufgaben des Stabes und Fachwerks sind daher auch die kinematischen Methoden zur Bestimmung der Schnittkräfte betont worden. Wenn diese zwar im allgemeinen auch nur bei der Bearbeitung verwickelter Tragwerke notwendig sind, so besitzen sie doch für das Verständnis und die Entwicklung von Einflußlinien für senkrechte und wagrechte Lasten große Bedeutung. Der Verfasser behandelt hierauf die Formänderungen des Tragwerks und bietet neben den bekannten Sätzen und Methoden über die Biegelinie und die Berechnung von Verschiebungen ausgezeichneter Punkte eine ausführliche Behandlung der elastischen Gewichte eines Stabzuges und die Bestimmung der Lage ihres Schwerpunktes. Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke wird mit der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen des Stab- und Fachwerks eingeleitet. Besonderer Wert ist auf die Verwendung von Gruppenlasten als überzähligen Größen gelegt worden, die zur Vereinfachung der Elastizitätsgleichungen führen und sich für die Berechnung wichtiger hochgradig unbestimmter Tragwerke eignen. Außerdem ist auch die Auflösung der linearen Bedingungsgleichungen allgemeiner Form ausführlich vorgetragen worden. Die allgemeinen theoretischen Zusammenhänge dienen zur Untersuchung einer großen Anzahl von Tragwerken. Hierbei hat der Verfasser besonderen Wert auf diejenigen Systeme gelegt, die bei praktischen Bauaufgaben in Erscheinung treten. Neben einer Reihe einfacher Beispiele sind versteifte Hängebrücken, Hallenrahmen, Stockwerksrahmen, durchgehende Träger auf frei und elastisch drehbaren Stützen behandelt worden. In zahlreichen Fällen dienen hierbei Gruppenlasten als statisch überzählige Größen. Den Schluß des Werkes bildet die funktionale Darstellung statischer Größen durch die Integration der mathematisch als Differenzengleichungen zu deutenden Elastizitätsbedingungen hochgradig unbestimmter Systeme. Der Verfasser bietet hierbei deren erste zusammenfassende Anwendung auf Aufgaben der Baustatik. Wenn ich mich auch hinsichtlich der Beurteilung der geringen praktischen Bedeutung dieser Lösung der Ansicht des Verfassers anschließe, so möchte ich trotzdem den Wert der Untersuchungen im Rahmen eines derartigen Werkes betonen. Die Anwendung auf durchgehende Träger mit starren und elastischen senkbaren Stützen, auf die Untersuchung des Balkenrostes und des gegliederten Druckstabes gibt einen deutlichen Beweis für die Bedeutung, die derartige Berechnungen

für die Erkenntnis der Zusammenhänge der inneren Kräfte eines Tragwerks besitzen. Der Verfasser hat mit diesem umfangreichen Werk der Fachwelt eine bedeutsame Arbeit überwiesen, die geeignet ist, dieses für den Bauingenieur wichtige Fachgebiet zu vertiefen und weiter zu entwickeln. Das Werk verlangt ernste Arbeit, bietet dafür aber auch dem Leser die Freude, die jeder wissenschaftliche, die Materie überwindende Erfolg vermittelt. Es wird daher nicht allein den Studierenden der technischen Hochschulen, sondern auch den in der Praxis stehenden, statisch interessierten Fachgenossen reiche Belehrung bringen. Darum sei es aufs wärmste empfohlen.

K. Beyer.

Jahrbuch für Eisenbahnwesen. Jahrgang 1925/26. Herausgeber Reichsbahndirektionspräsident z. D. Wulff, Berlin, Reichsbahnrat Dr. Zeitler, München. Mit 127 Abb. im Text und 4 Tafeln. (V u. 546 S.) Verlag Richard Pflaum, München.

Das Jahrbuch will nach dem Vorwort auf wissenschaftlicher Grundlage zu den großen schwebenden Fragen des Eisenbahnwesens fortlaufend Stellung nehmen. Daß hier die deutschen Bahnen im Mittelpunkt der Erörterung stehen, darf wohl als selbstverständlich gelten. Aber auch der Verwaltungs-, Betriebs- und Verkehrsfragen fremder Bahnen wird, dem internationalen Charakter des Eisenbahnverkehrs entsprechend, Rechnung getragen.

Der Inhalt des Jahrbuches ist sehr reichhaltig und bringt beachtenswerte Aufsätze aus allen Gebieten. Im einzelnen ist das Buch gegliedert in folgende Hauptabschnitte:

I. Verwaltung, Finanzen. Dieser Abschnitt wird eingeleite durch einen Aufsatz von Reichsbahndirektor Dr. Homberger über di Finanzen der Deutschen Reichsbahngesellschaft, dem sich Abhandlun gen über Reichsbahnbeamtenrecht, die Eisenbahnen Großbritannien und über die Reorganisation der Österreichischen Bundesbahnen an schließen.

Von den Aufsätzen des II. Abschnitts Bau ist insbesondere der jenige über die Elektrisierung der Österreichischen Bundesbahnen vo Sektionschef Dittes sehr lesenswert, während von den Abhandlunge des III. Abschnitts Betrieb und Fahrplan die ausgezeichnete Erörterungen über die Auswirkung der Güterzug-Luftdruckbrems auf den Güterbeförderungsdienst und den Güterzugfahrplan besonder Beachtung verdient.

Der IV. Abschnitt über Verkehr enthält Aufsätze über Tarifpolitik, über Eisenbahn- und Zollverwaltung in Österreich, über di Grundsätze bei Aufstellung der Lade- und Leitungsvorschriften sowi über das Lochkartenverfahren im Eisenbahnverkehr.

Interessante Abhandlungen, unter anderen insbesondere übe Dampflokomotiven und elektrische Lokomotiven, bringt auch der letzt Abschnitt, der den Fahrzeugen, dem Werkstättenwesen sowi dem Beschaffungswesen gewidmet ist.

Eine Übersicht über die Gliederung des Reichsverkehrsmin steriums sowie der Reichsbahngesellschaft beschließt das vorzüglic ausgestattete Werk, das nicht nur Fachkreisen, sondern auch Kreisen die dem Eisenbahnwesen nahe stehen, warm empfohlen werden kann.

W. Müller, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Arbeitsausschuß für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der D. G. f. B.

Der Arbeitsausschuß für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der D. G. f. B. beschäftigte sich in seiner Sitzung am 21. Juni d. J. mit der Vereinheitlichung der Handkarre, ferner mit den Transporten auf Baustellen, schließlich mit Baugebräuchen und Baugeräten in Amerika.

Der in Aussicht genommene Vergleich der im praktischen Gebrauch befindlichen Handkarren mit dem Entwurf einer theoretisch richtig konstruierten Handkarre mußte unterbleiben, da der letztere infolge des plötzlichen Ablebens Professor Weihes nicht mehr fertiggestellt worden war. Da überdies im Bauwesen der Verbraucherkreis für die verschiedenen Karrentypen zu stark zersplittert ist, als daß das Bauwesen als Großverbraucher angesehen werden kann, auch die Bedarfszwecke im Bauwesen sehr vielgestaltig sind, soll abgewartet werden, bis aus den Arbeiten, die der A. W. F. (Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung) gemeinsam mit Großverbrauchern und Herstellern betreibt, brauchbare Ergebnisse vorliegen.

Hinsichtlich der Transporte auf Baustellen sollen mit dem Ziel der Ermittlung der wirtschaftlichen Grenze des Maschinenbetriebes für die verschiedenen Förderarten und Förderverhältnisse bei mittleren und kleineren Bauausführungen Ausschachtungsarbeiten, Bodentransporte sowie Transporte von Steinen, Mörtel u. a. unter Vornahme von Zeitstudien untersucht und Vergleiche angestellt werden einerseits zwischen den verschiedenen mechanischen Vorrichtungen untereinander, andrerseits zwischen diesen und dem Handbetrieb.

Über Baugebräuche und Baugeräte in Amerika hielt Herr Architekt Franz Hoffmann, Berlin-Johannisthal ein bemerkenswertes Referat auf Grund seiner auf einer Studienreise gesammelten Eindrücke. Er kam zu einer Reihe von Vorschlägen, die in folgendem kurz skizziert werden mögen.

1. Zur Verbilligung der Maurer- und Putzerarbeiten sind den Arbeitenden Steine und Mörtel in Tischhöhe zu reichen, nicht auf den Boden zu werfen; die Maurer sind ferner auf dem Gerüst enger aneinanderzustellen, schließlich ist ihnen der Mörtel fertig durchgearbeitet zu geben. Grundsatz: Facharbeiter nur für Facharbeiten.
2. Zur Erleichterung der Arbeit der Steinhandlanger sind die Ziegelsteine nicht höher zu stapeln, als für Hinstellen und Wiederfortnehmen bequem, also nur etwa 1 bis 1,5 m hoch, dann ist auch der in Amerika vielbenutzte und bewährte Mauersteingreifer verwendbar.
3. Zur Rationalisierung des Erdaushubes Anwendung der Pferdeschaufel, die in Amerika, selbst auf kleinen Baustellen, im Gebrauch ist. Erforderlich 1 Mann und 1 Pferd. Leistung das etwa Zwanzigfache des Handbetriebes. Ferner zu gleichem Zwecke schnellarbeitende Löffelbagger in Verbindung mit Eintonnen-Kraftwagen mit Rückentladung oder Kastenwagen mit Bodenentladung in genügender Zahl.
4. Mechanische Entladevorrichtungen für Eisenbahnloren, Lastautos und Fuhrwerke. Verwendung von leicht und schnell arbeitenden Greifern auf Raupenbändern, fahrbaren Transportbändern sowie der in Amerika überall verbreiteten Walzenbahnen mit oder ohne Motorentrieb.
5. Zur Erleichterung des Entladens Kastenwagen mit Bodenklappe die vom Führersitz aus durch Hebelzug bedient werden.
6. Verwendung eines Traggerüstes für kleinere und mittlere Häuse aus I- und Winkeleisen, die in verschiedenen Längen und Stärke genormt, und in regelmäßigen Abständen gelocht als Stapelwa angeliefert werden.

   Vorteile: Billige Massenherstellung, Verkürzung der Bauzei gleichzeitiger Beginn der verschiedensten Bauarbeiten, E leichterung der handwerklichen Arbeiten durch Vormontiere aller Rohrleitungen, Aufhängen und Aufstellen von Fenste und Türen u. a.
7. Zum Ausfachen ein Tafelsystem, nicht kleine Ziegel. Platten auc für Innenwände und Decken.
8. Fertig zur Baustelle gelieferte Treppenwangen aus ⊏-Eisen un Winkelstufen aus Kunststein.
9. Statt Baugerippekonstruktion normale Ziegel, aber härt gebrannt und mit Zementmörtel vermauert, damit geringe Mauerstärken zugelassen werden können.
10. Bei Traggerippen Verwendung eines Hängegerüstes zur Ersparu kostspieliger Standgerüste, Versteifungen, Auf- und Abrüsten kleinen Höhenabständen.
11. Zur Verbilligung von Beton- und Eisenbetonausführunge Sogenannte O.D.G.-Stützen, das sind für alle Höhen verstellba Bausteifen aus Eisen und Holz, ferner Abstandhalter aus Drähte die in Amerika in jeder Eisenhandlung zu haben sind.
12. Drahtgeflechtmatten für Eisenbetoneinlagen zur Ersparung d Arbeit des Verbindens der Eisenstäbe auf der Baustelle.
13. Verwendung fertig gepreßter Metallgesimse.
14. Vereinfachung der Baukonstruktion durch Fortlassen der Zwische decken. Dadurch auch geringere Belastung der Wände und dan Verminderung der Mauerstärken und schnelleres Bauen.
15. Statt Terrazzofußboden und als Wandbekleidung Verwendu von Plättchenfußboden aus Porzellanplättchen, die mit ihr Oberfläche auf Papierbogen aufgeklebt sind und mit der Unte seite auf frisch aufgestrichenen, dünnem Cementestrich aufg drückt werden zur Erzielung größerer Schnelligkeit und geringer Gewichtes bei gefälligerem Aussehen.
16. Ersparnis von Umzäunungen und massiven Einfriedigunge sowie Vorgartengittern.
17. Ausschaltung zimmermannsmäßiger Holzverbände bei Ho bauten. Verwendung von Bohlen statt Kanthölzer, Nagelu statt Zapfenverbindungen, Überblattungen u. a.
18. Fortlassung von Gehrungsschnitten bei Tischlerarbeiten im inner Ausbau.
19. Möglichst wirtschaftliche Bemessung der Küchen, Badezimm Treppen u. dgl.
20. Gutes Zeitprogramm für die Bauausführung und strenge Inneh tung. Weitgehendste Typisierung aller Einzelteile, die bei A bleiben einer Lieferung schnell anderweitig zu beschaffen sind.

Auf Grund des Referates wird in Aussicht genommen, zu v suchen, die Gründe festzustellen, weshalb das, was in Amerika mögl und gebräuchlich, nicht auch bei uns anwendbar ist und auf welch Wege Schwierigkeiten und Hemmungen — soweit sie nicht du besondere, nicht beeinflußbare Verhältnisse begründet sind — a dem Wege geräumt werden können.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 15. Oktober 1926 | Heft 42

DAS „ABGEKÜRZTE VERFAHREN“ FÜR DIE BERECHNUNG FLUSSSTÄHLERNER DRUCKSTÄBE.

Von Oberbaurat Professor a. D. Mörike, Stuttgart.

Es ist nun nahezu 1½ Jahre her, daß der Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt vom 25. Febr. 1925 erschienen ist, der das sog. ω-Verfahren für die Berechnung flußstählerner Druckstäbe eingeführt hat. In dieser Zeit hat m. W. keine Regierung der übrigen Länder sich veranlaßt gesehen, diese Berechnungsweise als amtliche Vorschrift für Baugesuche zu übernehmen, selbst solche Staaten haben davon abgesehen, welche die älteren Preuß. „Bestimmungen“ vom Jahr 1919 als bindende Vorschrift angenommen hatten. Der Geltungsbereich ist also eingeschränkter als zuvor. Ein solcher Zustand lag wohl kaum in der Absicht derer, die sich mit der Aufstellung der Vorschriften, — der Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Baupolizeibedingungen (EMB) und sein Knickausschuß (ETB), — befaßt hatten. Mag der Grund dieser Zurückhaltung mehr in der formalen Behandlung der Frage oder in deren sachlicher Lösung zu suchen sein, jedenfalls ist die Tatsache im Interesse einer fortschrittlichen Entwicklung unserer Eisenbauindustrie, die Einheitlichkeit der rechnerischen Behandlung der Hochbaukonstruktionen anstrebt, wenig erwünscht.

Es wäre wohl gut gewesen, wenn der Entwurf der „Bestimmungen“ des ETB nach sonstiger Übung zur Kritik der Fachkreise vor seiner Inkraftsetzung herausgegeben worden wäre, oder wenn die Preuß. Regierung vor der Veröffentlichung des Erlasses in Fühlung mit den anderen Gliedstaaten getreten wäre, wie dies z. B. bei den Vorschriften für den Eisenbetonbau, für Zementlieferungen usw. stets der Fall gewesen. In beiden Fällen hätten sich sachliche Bedenken rechtzeitig begleichen lassen.

Der Württ. Verein für Baukunde hatte auf die Veröffentlichung des ersten Entwurfs des EMB im „Betrieb“ vom 22. Oktober 1922 hin Einspruch mit zahlreichen anderen Interessentenkreisen erhoben; er unterließ es auch nicht, näher begründete Verbesserungsvorschläge zu machen. Die Einsprache hatte den Erfolg, daß der Entwurf unter Preisgabe seiner Berechnungsweise vollständig umgearbeitet wurde. In dieser der Öffentlichkeit nicht mehr bekanntgegebenen Form wurden die „Bestimmungen“ durch den obigen Erlaß in Preußen eingeführt. Der Versuch des Vereins, Anfang Dezember 1924 sich den Entwurf behufs Stellungnahme hierzu durch das Preuß. Ministerium für Volkswohlfahrt zu verschaffen, blieb ohne Erfolg. Das hätte nun nichts weiteres auf sich, wenn die „Bestimmungen“ allgemeinen Beifall und Annahme in den andern Ländern gefunden hätten. Dies trifft aber nicht zu, wie aus zahlreichen Zuschriften von auswärts hervorgeht.

Der Verein hat sich daher in der Folge an das Württ. Ministerium des Innern mit der Eingabe gewandt, es möge das von seinem „Knickausschuß“ vorgelegte „abgekürzte Verfahren“, das sog. „β-Verfahren“ als Ergänzung des ω-Verfahrens zusammen mit diesem einführen. Es hätte dann der Praxis überlassen bleiben können, welches Verfahren mehr Anklang gefunden und sich durchgesetzt hätte. — Der Vorschlag des Vereins bezog sich nur auf den Eisenhochbau, nicht auf den Brückenbau, der vielfach anders geartete Verhältnisse aufweist und mit der Bauordnung nichts zu schaffen hat. Für diese Unterscheidung hatte sich auch der EMB ausgesprochen, als gleich zu Anfang von seiten der Reichsbahnverwaltung das Ansinnen an ihn gestellt wurde, das ω-Verfahren für beide Bauzweige gemeinsam einzuführen. Die sachlichen Gründe, die für die Trennung und für die Ablehnung des Antrages sprachen, dürften auch heute noch ihre volle Gültigkeit haben. — Das Ministerium hat nun kürzlich dem Verein mitgeteilt, daß es keine Entscheidung in der Frage treffen werde, es sei denn, daß der Verein erneut Gelegenheit erhalte, sich hierzu zu äußern.

Mit Rücksicht auf den zur Verfügung stehenden Raum kann es nun nicht meine Absicht sein, mich auf das Für und Wider der Frage im Einzelnen einzulassen; es ist dies an anderer Stelle in ausgiebigem Maße geschehen[1] [2]). Hier sollen nur die Bedenken gegen das ω-Verfahren in kurzer Zusammenfassung und das Prinzip des β-Verfahrens zur Sprache kommen; einige Zahlenbeispiele mögen die Unterschiede beider Verfahren ins Licht stellen.

Der ETB hat sich mit seinem Obmann, Prof. Dr.-Ing. Gehler bei seiner Arbeit sofort auf den zu billigenden Standpunkt gestellt, daß die Eulergleichung nicht auf den unelastischen Bereich übergreifen dürfe, daß Stoßziffern und die Elastizitätsziffer für St 37 und St 48 mit $E = 2\,100\,000$ kg/cm² festzusetzen seien. Die Frage blieb zunächst offen, wie der große Vorteil der Eulergleichung, die einfach und endgültig den richtigen Profilquerschnitt für beide Bereiche ergab, für das ω-Verfahren gesichert werden könnte. Der Vorschlag des Vereins hatte nun die Wirkung, daß die Einfachheit des β-Verfahrens vom ETB anerkannt, und dessen Obmann, der selbst im ω-Verfahren einen „nutzlosen Umweg“ erkannt hatte, mit näherer Untersuchung desselben beauftragt wurde. Der letztere schrieb dem Verfasser im November 1923, daß er „mit besonderer Begeisterung für dessen Gedankengänge im ETB eingetreten sei.“ Er versuchte nun, da meine nähere Darlegung über die Bestimmung der Beiwerte α und β der Formel

$$F_{erf} = \alpha P + s\, s_k^2 \text{ cm}^2 \qquad (1)$$

(F_{erf} = gesuchter Querschnitt in cm², P = Last in Tonnen, s_k = Stablänge in Metern) im Dezemberheft 1923 d. Bl., S. 638, noch nicht erschienen war, mittels Reihenentwicklung der Formel auf den Grund zu kommen. Dieses Bemühen hätte nur dann Aussicht auf Erfolg gehabt, wenn die einzelnen Nummern der Profile ähnliche Querschnitte im mathematischen Sinne aufwiesen. Dies trifft aber nicht zu. Kurz, das Ergebnis war, daß der ETB sich mit dem ω-Verfahren und den Gehlerschen „Gebrauchsformeln“ zufrieden gab. Hiermit ging die Einfachheit der Berechnungsweise und die Treffsicherheit der β-Gebrauchsformeln völlig verloren; Gebrauchsformeln, deren Ergebnisse erst durch eine besondere Berechnung nachgeprüft und berichtigt werden müssen, leisten dem Konstrukteur und der kontrollierenden Behörde nur geringe Dienste.

Das Neue des β-Verfahrens war, daß es

1. die Linie der zulässigen Knickspannung $\sigma_{d\,zul}$ als Tangente an die auf das 3,5- bzw. 3,0-fache reduzierte Eulerkurve bei $\lambda = 105$ ansah und ihr bis $\lambda = 40$ Gültigkeit zusprach, so daß

[1]) „Zentr. d. Bauw.“ 1921, Nr. 90 u. 102; „Der Bauing.“ 1922, Heft 20; Zent. Bl. 1922, Nr. 60; „Der Bauing.“ 1923, Heft 24; 1924, Heft 11 u. 24; Zentr. Bl. 1924, Nr. 31.

[2]) „Die Bauzeitung“ (Verl. Stuttgart, Sedanstr. 16) 1924, Heft 32/33; 1925, Heft 29/30; 1926, Heft 18/19; „Deutsches Bauwesen“ 1925, Heft 24 und 1926, Heft 12, S. 119, u. Heft 14, S. 138.

zwischen $\lambda = 0$ und 40 im Belastungsfall I bzw. II $\sigma_{d\,zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm² ist;

2. die Profilnummern in Gruppen einteilt, wodurch die Treffsicherheit der Gebrauchsformeln so gesteigert wird, daß die Vornahme einer Probe entbehrlich wird.

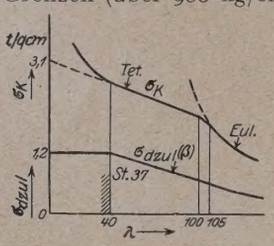
Die Grenze zwischen dem elastischen und unelastischen Bereich ist für St 37 wie in der Tetmajerformel mit $\lambda = 105$ angenommen. Man mag über die Genauigkeit dieser Formel denken wie man will, für einen allgemein verständlichen, einheitlichen Maßstab der Sicherheit

$$\nu = \frac{\sigma_k}{\sigma}, \tag{2}$$

wo $\sigma = \frac{P}{F}$ und

$$\nu_0 = \frac{\sigma_k}{\sigma_{d\,zul}} \tag{3}$$

ist sie unentbehrlich. In diesem Sinn wird sie auch vom β-Verfahren benutzt. Hat sich doch die Formel im Lauf der letzten Jahrzehnte die Herrschaft nahezu in ganz Mitteleuropa, wenigstens in den Staaten Österreich-Ungarn, Schweiz, Frankreich, Belgien, Schweden, Jugoslavien, Polen usw. errungen. Auch die neuen Knickversuche von Professor Graf[3]) zeigen, daß diese Gerade noch immer die zuverlässigste σ_k-Linie für St 37 darstellt. Sie zeigen insbesondere, daß die Tragfähigkeit eines Stabes mit der Streckgrenze keineswegs erschöpft ist, daß auch bei sorgfältig ausgesuchtem Baustoff die Streuung eine erhebliche ist, und Schwankungen der Streckgrenze innerhalb weiter Grenzen (über 900 kg/cm²) bei ein- und demselben Probestück vorkommen[4]), und endlich, daß alle untersuchten Winkeleisen Werte für σ_k lieferten, die zwischen $\lambda = 40$ und 100 nicht bloß hinter der σ_k-Linie der „Bestimmungen", sondern auch hinter der Tetmajer-Geraden zurückbleiben. Es dürfte also auch nach diesen Versuchen kein ausreichender Grund für die Steigerung der σ_k-Linie in der Nähe von $\lambda = 100$ um über 100 kg/cm² wie beim ω-Verfahren vorliegen.



St 37, σ_k = u. $\sigma_{d\,zul}$ = Linie, Fall I.

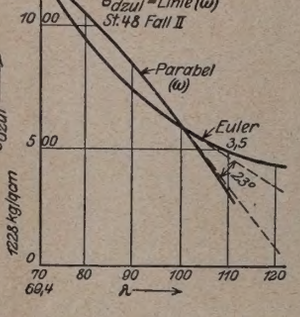
Abb. 1.

Die exakten Versuche von Kármán an hartem Stahl haben gezeigt, daß beim Überschreiten der Proportionalitäts- und Elastizitätsgrenze sich die σ_k-Linie tangential von der Eulerkurve etwa bei $\lambda = 96$ ablöst, in eine flach ansteigende Gerade übergeht und in der Nähe von $\lambda = 40$ in raschem Anstieg sich der Ordinatenachse näherte. Der Schluß, daß bei weicherem Stahl, also St 37, die Ablösung von $\sigma_{d\,zul}$ gleichfalls tangential erfolgt, — die Tetmajerschen Versuche zeigen für σ_k dasselbe Bild (Abb. 1), — und eine flache Gerade einhält, da ja σ_p = 1900 kg/cm² nicht überschritten wird, dürfte näher liegen, als die willkürliche Annahme, die Ablösung erfolge nach einer Parabel wie im ω-Verfahren. Insbesondere ist nicht einzusehen, warum die σ_k-Linie des Versuchs zwischen $\lambda = 0$ und 40 eine ausgesprochen aufwärts gerichtete Tendenz, die $\sigma_{d\,zul}$-Linie aber eine abwärts gerichtete haben soll. Die σ_k-Linie des ω-Verfahrens ist mit seiner Horizontalen zwischen $\lambda = 0$ und 60 eben ein Gedankending, das, wie Dr.-Ing. Bleich in seinem bekannten Werk S. 115[5]) schreibt, „das Wesen des Knickproblems vollständig verschleiert", ein Abstraktum, das auf den ersten Blick, besonders bei der $\sigma_{d\,zul}$-Linie eine gewisse, den Bedingtheiten des Baustoffes gerecht werdende Gesetzmäßigkeit vortäuscht, tatsächlich aber einer solchen entbehrt. Die Einwände von Dr.-Ing. Bleich gegen die „merkwürdigen Knickgesetze" sind m. W. noch nicht angefochten oder widerlegt worden.

Es ist auch von einer Parabel zu viel verlangt, daß sie bei $\sigma_{zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm² auf der Ordinatenachse den Scheitel habe, durch den Endpunkt der Eulerkurve bei $\lambda = 100$ gehe und gleichzeitig diese berühre. Entweder schneidet sie die Hyperbel oder berührt sie ihre im Endpunkt gezogene Tangente. Im ersteren Fall tritt das Unorganische des Überganges wie in Abb. 2 für St 48 und Fall II gezeichnet, wo die beiden Tangenten einen Winkel von 23° einschließen, deutlich hervor; im letzteren läßt sich für $\lambda = 0$ bis 100 keine einheitliche Formel aufstellen.

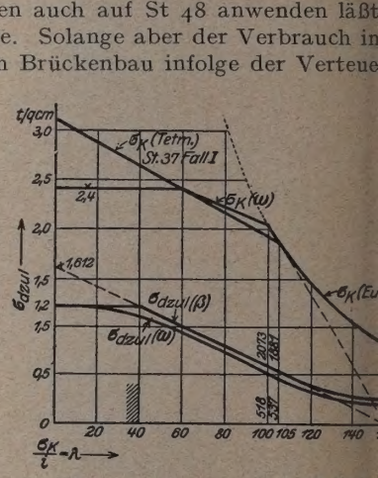
Beim β-Verfahren (Abb. 3) läßt sich auf der Strecke $\lambda = 0$ bis 40 um so eher an einem konstanten $\sigma_{d\,zul} = 1200$ bzw. 1400 kg/cm² festhalten, als die frühere ω-Linie der Reichsbahnverwaltung dieselbe Konstante gar bis $\lambda = 60$ beibehalten hatte. Ein sachlicher Grund für eine stetige parabelmäßige Verringerung der $\sigma_{d\,zul}$-Werte zwischen $\lambda = 0$ und 100 ist nicht leicht zu finden, es müßte denn nur der Wunsch gewesen sein, die einfache Gerade durch eine Linie zweiter Ordnung zu ersetzen. Das wäre aber weder eine Vereinfachung noch eine Verbesserung.

Daß sich das β-Verfahren auch auf St 48 anwenden läßt, bedarf keiner weiteren Worte. Solange aber der Verbrauch im Hochbau, im Gegensatz zum Brückenbau infolge der Verteuerung um 15—20% ein völlig verschwindender ist[6]), kann von einer Aufstellung zunächst abgesehen werden.



St 48, $\sigma_{d\,zul}$ = Linie, Fall II.

Abb. 2.



St. 37, σ_k = u. $\sigma_{d\,zul}$ = Linie, Fall I.

Abb. 3.

Das ω-Verfahren ist nur ein Kontroll- aber kein Dimensionierungsverfahren; das Bedürfnis also, dem Konstrukteur eine Gebrauchsformel mitzugeben, lag zweifellos vor. Zu diesem Zweck hielt sich der Obmann an die längst bekannte, aber wenig benutzte, von ihm der ω-Linie angepaßte Ostenfeldsche Formel, die gleichfalls mit dem mittleren Formwert eines Profils, also mit $\gamma = K$ (bei Gehler) $= \frac{F}{i^2}$ rechnet und für St 37

$$F_{erf} = \frac{P}{I_{,2}} + 0{,}577\,K\,s_k^2 \quad \text{Fall I}$$

bzw.

$$F_{erf} = \frac{P}{I4} + 0{,}577\,K\,s_k^2 \quad \text{Fall II}$$

lautet, wo i der kleinste Trägheitshalbmesser des Querschnitts ist (vgl. „Die Knickfestigkeit" von Dr.-Ing. Rudolf Mayer 1921, S. 81/82). Die Folge ist, daß die Formeln bei der Ungleichheit des Formwertes γ innerhalb der Profilnummern ganz unsichere Ergebnisse liefern, und daß stets eine Nachprüfung nach dem ω-Verfahren vorgenommen werden muß. Das macht viel vergebliche Arbeit.

In der obigen Eingabe des Vereins ging dessen Knickausschuß davon aus, daß die hohe, konstante Sicherheit im elastischen Bereich (Grundsicherheit) mit $\nu_0 = 4{,}0$ und 3,5 ein wenig berechtigtes Überbleibsel der früheren Eulerberech-

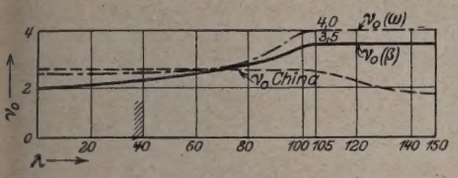
[3]) „Der Bauing." 1926, Heft 14.

[4]) S. auch Verfügung der Reichsbahnverwaltung vom 10. Nov. 1924 im „Bauing." 1924, S. 752, sowie den Aufsatz von Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier im „Bauing." 1924, S. 107 und 751.

[5]) „Theorie u. Berechnung der eisernen Brücken" von Dr.-Ing. Fr. Bleich, 1924.

[6]) „Der Bauing." 1925, S. 729 u. 983 und 1926, S. 485.

nung sei und ohne Schaden auf 3,5 bzw. 3,0 für den Fall I bzw. II herabgesetzt werden könne. Ohne hier auf Näheres einzugehen, sei nur erwähnt, daß die neuerdings nach amerikanisch-europäischen Erfahrungen aufgestellte Knickformel für chinesische Bahnbrücken bei denselben Annahmen sich für $\lambda = 105$ mit einer Sicherheit von 2,5 und für $\lambda = 150$ mit 1,6 begnügt (Abb. 4)[7]). Damit ist die $\sigma_{d\,zul}$-Linie zwischen $\lambda = 0$ und 150 festgelegt. Ihre Tangente in $\lambda = 105$ schneidet die der Eulerhyperbel in $\lambda = 157{,}5$ der Abszissenachse. Wenn nun die Beiwerte α und β der Formel (1) so bestimmt werden, daß Fehlgriffe ausgeschlossen sind, so können, von seltenen, aus der Formel selbst erkennbaren Ausnahmen abgesehen, sämtliche Querschnitte auf den ersten Anhieb angeschrieben werden; die Probe ist entbehrlich.



St. 37, ν_0 = Linie, Fall I.
Abb. 4.

Einige Beispiele mögen das Vorstehende erläutern:

Gegeben: ein Druckstab mit gekuppeltem ⊏-Eisen (Abstand so, daß $J_x \leqq J_y$), P = 10,0 t, s_k = 3,6 m, Belastungsfall I und σ_{zul} = 1200 kg/cm².

Nach der Formel von Gehler ist mit k = 1,2 $F_{erf} = \frac{10{,}0}{1{,}2} + 0{,}577 \cdot 1{,}2 \cdot 3{,}6^2 = 17{,}3$ cm². Wähle hiernach 2 Nr. 6½ mit F = 18,06 cm², i = 2,52 cm, λ = 143, ω = 4,84, dann ist $\sigma_{d\,zul} = \frac{4{,}84 \cdot 10{,}0}{18{,}06} = 2660 > 1200$ kg/cm²; das Profil ist, obschon es $0{,}8 > F_{erf}$ cm², zu schwach. Das nächst stärkere 2 Nr. 8 mit F = 22,0 cm² gibt $\sigma_{d\,zul}$ = 1450 kg/cm²; also immer noch zu schwach; erst das Doppelprofil Nr. 10 mit F = 27,0 cm² genügt. — Beim β-Verfahren ist nach Formel (1). $F_{erf} = 0{,}8 \cdot 10 + 13 \cdot 3{,}6^2 = 24{,}9$ cm², wähle also Nr. 10 mit F = 27,0 cm². — Machen wir die Probe, die aber in der Praxis nicht erforderlich ist, so ist i = 3,91 cm, $\lambda = \frac{360}{3{,}91} = 92{,}0$, $\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot 92{,}0 = 2055$ kg/cm² (Tetmajer), $\sigma = P : F = 370$ kg/cm², $\nu = 2055 : 370 = 5{,}53$, d. h. $> \nu_0 = 3{,}07$ in Tafel 1, also reichlich. — Das nächst kleinere Profil Nr. 8 mit F = 22,0 hätte nicht ausgereicht.

Tafel 1.

$\lambda =$	0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	105	110	120	130	140	150	
σ_k = Euler-Tetmajer	3100	2986	2872	2758	2644	2530	2416	2302	2188	2074	1960	1880	1711	1440	1227	1058	921	kg/qcm
Fall I $\sigma_{d\,zul}$ kg/qcm	1200	1200	1200	1200	1200	1100	998	895	793	690	588	537	489	411	350	3,02	2,63	kg/qcm
Fall I $\frac{\sigma_{d\,zul}}{\nu_0}$	2,58	2,49	2,39	2,30	2,20	2,30	2,42	2,57	2,76	3,00	3,34	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	3,50	
Fall II $\sigma_{d\,zul}$ kg/qcm	1400	1400	1400	1400	1400	1284	1164	1045	925	806	687	627	571	480	409	353	307	kg/qcm
Fall II $\frac{\sigma_{d\,zul}}{\nu_0}$	2,21	2,13	2,05	1,96	1,89	1,97	2,08	2,20	2,37	2,57	2,85	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	

In der Tafel 1 sind die zu λ gehörigen σ_k der Tetmajer-Eulerformel, die $\sigma_{d\,zul}$ für den Fall I bzw. II mit α = 0,8 bzw. 0,7 und die zugehörigen Sicherheitswerte ν_0 ersichtlich. Der Tafel 2 sind die Werte von β, welche den Formwert γ in sich schließen, für den Fall I wie II gültig, zu entnehmen. Die Werte von β sind nun gruppenweise so abgestuft, daß der nach Formel (1) errechnete Profilquerschnitt im ungünstigsten Fall nur um 3% geringere Werte für ν_0 liefert, als in Tafel 1 als Norm vorgesehen ist. Weitergehende Genauigkeit könnte jederzeit durch Vermehrung der Gruppen erreicht werden, sie hat aber praktisch keinen Zweck. Wie aus Abb. 3 zu ersehen, sind die $\sigma_{d\,zul}$ um weniges größer als in den „Bestimmungen", am meisten in der Nähe und innerhalb des elastischen Bereichs, ebenso zwischen λ = 40 und 50. Dieser Unterschied ist aber bezüglich der Sicherheit durchweg im Rahmen des Zulässigen (s. „Die Bauzeitung" 1926, Heft 18/19).

Tafel 2.

Nr.	Querschnittform		F qcm	i cm	β
1	I : I	Nr. 16/1,7 – 11/1,2	103,6—50,2	4,87—3,34	2,6
		10/1,2 – 7/0,9	45,4—23,8	3,18—2,11	3,2
		6½/0,9 – 4/0,6	22,0—8,96	2,93—1,18	3,7
6	I : I ×	Nr. 16/1,7—11/1,3	103,6— 5,02	6,13—4,18	1,6
		10/1,2— 6/0,8	45,4—18,06	3,80—2,26	1,9
		5½/0,8— 4/0,6	16,46— 8,96	2,05—1,49	2,3
10	⊐⊏ $J_x \leqq J_y$	Nr. 40—35	183,0—154,6	14,90—12,87	0,5
		32—22	151,6—74,8	11,97—8,48	0,6
		20—16	64,4—48,0	7,70—6,21	0,7
		14—10	40,8—27,0	5,45—3,91	0,9
		8— 6½	22,0—18,06	3,11—2,32	1,5
		5	14,24	1,92	2,2

[7]) „Der Bauing." 1925, Heft 11.

Steigern wir beim selben Profiltypus P auf 100 t und s_k auf 10,0 m, so ist nach dem β-Verfahren $F_{erf} = 0{,}8 \cdot 100 + 0{,}6 \cdot 10^2 = 140$ cm². Wähle 2 Nr. 32 mit F = 151,6 cm²; hierbei ist i = 11,97 cm, $\lambda = 83{,}5$, $\sigma_k = 3100 - 11{,}4 \cdot 83{,}5 = 2150$ kg/cm², σ = 660 kg/cm², ν = 3,25 und ν_0 = 2,84 nach Tafel 1. Das Profil ist, da $\nu > \nu_0$, brauchbar. Das F_{erf} läßt sich bei ganzen Zahlen meist im Kopf rechnen. Nach der Gehlerschen Formel ist $F_{erf} = \frac{100}{1{,}2} + 0{,}577 \cdot 1{,}2 \cdot 10{,}0^2 + 152{,}4$ cm²; wähle 2 Nr. 35 mit F = 154,6 cm², i = 12,87, λ = 78,0, ω = 1,55 und $\sigma_{d\,zul} = \frac{1{,}55 \cdot 100}{154{,}6} = 1000 < 1200$ kg/cm², also brauchbar. Es erhebt sich aber die Frage, ob nicht auch das um 2% leichtere Profil Nr. 32 ausreicht. Hier ist $\lambda = 83{,}5$, ω = 1,69 und $\sigma_{zul} = 1120 < 1200$ kg/cm², also wähle dieses. Solche Untersuchungen erschweren aber die Arbeit.

Bei den anderen Profiltypen zeigen sich ähnliche Mängel; z. B. gegeben: eine Stütze mit P = 80,0 t und s_k = 4,0 m; das Profil ist ein I Nr. Pr. — Nach Gehler ist mit k = 10,0 F_{erf} = 158,8 cm². Hiernach sollte Nr. 47½ mit F = 163 cm² reichlich ausreichen; es genügt aber erst Nr. 55 mit F = 212 cm². — Nach dem β-Verfahren entnehmen wir der hier nur im Auszug abgedruckten Tafel mit ihren 20 Profiltypen β = 7,4, also $F_{erf} = 64{,}0 + 7{,}4 \cdot 4{,}0^2 = 182$ cm². Da bei Nr. 50 mit F = 179 cm² der Abmangel nur 3 cm², also weniger als 3% beträgt, so ist diese Nr. ohne weiteres brauchbar; die Probe gibt ν = 3,94 und ν_0 = 3,50. Nr. 55 ist aber um 18% schwerer als Nr. 50.

Der Raum verbietet es, hier auf die ebenso einfache Behandlung außenmittiger Kräfte bei Knickstäben und auf die Bestimmung der Abstände der Bindebleche gegliederter Stäbe einzugehen; es muß auf das bereits Veröffentlichte[2]) verwiesen werden. Aber soviel dürfte aus dem Vorstehenden hervorgehen, daß das β-Verfahren einer ernsten Prüfung wert ist, und daß auf die von ihm geschaffenen Erleichterungen zum Nachteil der deutschen Eisenindustrie auf die Dauer nicht verzichtet werden sollte. Auch heute noch ist es möglich, eine Verständigung über eine einheitliche Berechnungsweise unter den Staats-

verwaltungen herbeizuführen. Eine gemeinsame Beratung ihrer technischen Vertreter dürfte, wie auch in anderen Fällen, hier rasch zum Ziele führen. Daß der derzeitige Zustand ein wenig befriedigender ist, dürfte kaum bestritten werden. Das ω-Verfahren wird bei seiner Eigenart, die es von der sonst üblichen Berechnungsweise grundsätzlich unterscheidet, kaum weitere Ausbreitung erfahren, während das β-Verfahren, dessen Sicherheitswerte sich nach der als Vergleichsmaßstab dienenden Tetmajerformel, nicht nach den fiktiven ω-Werten richten, zwanglos sich in die Berechnungsweise der anderen Staaten eingliedern läßt. Dieser Umstand dürfte bei Wettbewerben i Ausland nicht ohne Bedeutung sein. Es liegt kein Grund vo sich in diesem Stück vom Ausland zu isolieren oder zuzuwarte bis dieses sich das β-Verfahren selbst zunutze macht[8]).

[8]) Schon 1922 schrieb Geh. Rat Prof. Dr.-Ing. M. Förster über d Verfahren des Verfassers, er habe sich mit demselben sehr eingehend b faßt und gefunden, daß „der eingeschlagene Weg für die Praxis bisher d gangbarste unter all den vielen Lösungen sei"; er habe auch ganz a führlich mit Zahlenbeispielen das Verfahren in die Neuauflage seines Werk „die Eisenkonstruktionen der Ingenieur-Hochbauten, 1924" aufgenomm

BÖSCHUNGSRUTSCHUNGEN BEI EISENBAHNEN.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht: Es wird über Böschungsrutschungen, ihre Ursachen und Beseitigung berichtet.

Im Winter 1925—26 sind in ganz Deutschland sehr starke und vielfach andauernde Regenfälle aufgetreten, die an Erddämmen, insbesondere an Eisenbahnen und an anstehenden Erdböschungen, selbst bei älteren und mit dichter Grasnarbe versehenen Anlagen, Erdrutschungen in ungewöhnlich großem Umfange herbeiführten. Erdkörper, die aus sandigem Boden bestehen, bleiben im allgemeinen von derartigen Ereignissen verschont, weil selbst die größten Niederschläge verhältnismäßig rasch versickern. Sobald aber der Boden aus Lehm, lehmigen Beimengungen oder, was noch schlimmer ist, zum großen Teil aus Mergel besteht, ist Rutschungsgefahr, selbst bei Anwendung weitgehender Gegenmaßnahmen, nicht ganz zu beseitigen.

Rutschungen an Einschnittsböschungen sind, wenn sie nicht sehr großen Umfang annehmen, für die Betriebssicherheit der Bahn meistens nicht unmittelbar gefährlich, weil sie nur bei besonders großer Bewegung das Bahnplanum in Mitleidenschaft ziehen. Anders liegt es allerdings, wenn Bahnen in steile Gebirgshänge eingeschnitten sind. In solchen Fällen kann es vorkommen, daß bei großen Rutschungen Teile der Bahn von den in Bewegung geratenen Bodenmassen

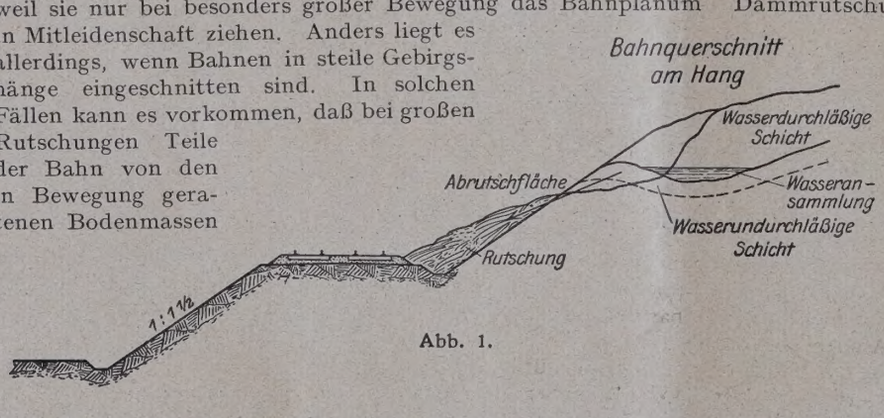


Abb. 1.

fortgerissen werden. Solche Ereignisse treten ein, wenn in der natürlichen Bodenlagerung wasserführende Schichten auf lehmigen, wasserundurchlässigen Schichten ruhen, die nach dem Bahneinschnitt zu abfallen. Besonders groß ist die Gefahr, wenn sich auf der undurchlässigen Schicht Mulden befinden, in denen sich das Sickerwasser, das die darüber liegenden Schichten durchdringt, ansammeln kann. Sobald der hydrostatische Druck der angesammelten Wassermassen größer wird, als der Reibungswiderstand der vorgelagerten Schichtungen, geraten die Bodenmassen der Böschung ins Rutschen, und das angesammelte Wasser ergießt sich unter Mitnahme großer Bodenteile in den Einschnitt (s. Abb. 1).

Dammstrecken von Eisenbahnen werden bei der Neuherstellung stets mit dem üblichen, von der Dammitte ausgehenden beiderseitigen Gefälle des Planums ausgeführt. Nach Herstellung des Kiesbettes und Verlegung des Oberbaues bleibt aber dieser Zustand in vielen Fällen leider nicht sehr lange bestehen. Einmal sackt der Damm in sich zusammen; zum anderen gibt auch der Untergrund, auf dem der Damm ruht, im allgemeinen etwas nach. Das zusammenwirkende Maß dieser Sackungen ist natürlich dort am größten, wo der größte Druck stattfindet, nämlich in der Dammitte unt den Gleisen. Hier kann man, wenn die Gleise einmal verle sind, an den Erdkörper des Dammes nicht mehr ankomme um die ursprünglich vorhanden gewesene Planumsneigu wieder herzustellen, sondern man ist lediglich darauf a gewiesen, die Sackungen durch Stopfkiesschüttung au zugleichen. Allmählich entsteht unter dem Kiesbett ei Mulde, in der sich die Niederschläge, die auf die Dammkro fallen, ansammeln können. Abb. 2 zeigt diesen Zustand. I nun das Erdreich, aus dem der Damm geschüttet ist, wasse durchlässig, so versickern die Niederschläge, ohne Bode rutschungen zu verursachen. Ist aber der Dammboden ziemli wasserundurchlässig, so bleibt das Wasser lange Zeit dieser Mulde stehen. Durch das fortwährende Befahren d Dammes wird der Untergrund des Gleiskörpers so aufgeweich daß schließlich Rutschungen auftreten. Die Ursache d Rutschungen ist an Dämmen von der an Einschnittsböschung vielfach verschieden; in der Auswirkung ist sie aber gleic Dammrutschungen werden besonders begünstigt durch lan Frostperioden, auf die dann, bevor d Frostschicht aufgetaut ist, starke Niede schläge folgen. In solchen Fällen trete auch häufig Rutschungen an Dämmen au die aus gutem und wasserdurchlässige

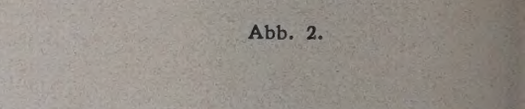


Abb. 2.

Boden geschüttet sind, weil die vereiste Bodenkruste da Niederschlagwasser nicht durchläßt. Die meisten Ru schungen im Frühjahr 1926 dürften auf diese Ursach zurückzuführen sein.

Die meisten Rutschungen finden im Lehmboden stat Die Rutschflächen bilden sich in der weicheren Übergangszon zwischen der Lehmschicht an der Oberfläche und der meh homogenen und festen Lehmlagerung in größerer Tiefe. Di Oberfläche wird durch Verdunstung des Wassergehalts fest, e hält aber bei diesem Vorgang Risse, meist polygonaler Form durch die das Oberflächenwasser eindringt und somit Zutritt z den tieferen Schichten erhält. Hierdurch entsteht die weich Schicht, die die Rutschfläche bildet. Diese ist im gewachsene Boden, also in Einschnittsböschungen, meistens sandhaltig da sie vielfach aus Moränenresten besteht. An mehreren Stelle kann man auch chemische Ursachen solcher Rutschunge nachweisen. Insbesondere spielen anscheinend Schwefe verbindungen und Kohlenwasserstoffgase eine nicht zu unte schätzende Rolle. Man hat an Rutschstellen im gewachsene Boden unmittelbar nach dem Ereignis vielfach wahrnehmbar Schwefelgerüche feststellen können. Wo Wasser und schwefe

saure Salze oder schweflige Metallverbindungen im Zusammenhang mit organischen Stoffen vorhanden sind, was im Erdreich recht häufig vorkommt, bildet sich Schwefelwasserstoff, wodurch die Lehmschichten infolge der auftretenden Gasentwicklung aufgelockert werden. Eine Störung des Gleichgewichts ist leicht die Folge. Lehmboden ist, wenn er festgelagert und der Verdunstung des Wassergehalts nicht ausgesetzt ist, tragfähig, wasserundurchlässig und wird auch sehr schwer aufgeweicht durch hinzutretende Niederschläge. Kommt er aber in innere Bewegung, etwa durch Gasbildung infolge von Fäulnis pflanzlicher Bestandteile, so wird er flüssig und kann die darüberliegenden Bodenmassen nicht mehr tragen.

Das Mittel zur Verhinderung von für die Sicherheit des Eisenbahnbetriebes gefahrbringenden Rutschungen besteht im wesentlichen darin, die wasserführenden Schichten ausreichend zu entwässern. Das Wasser muß in die natürlichen Vorfluter, also in die Bahngräben, hineingeleitet werden, bevor es die Schichten durchweicht und zum Abrutschen gebracht hat. In Abb. 3a und 3b sind Entwässerungsrinnen (Sickerschlitze) gezeigt, die zwar in ihrer Anlage ziemlich kostspielig sind, deren Anordnung sich aber nach mehrfachen Versuchen als besonders gut und zuverlässig erwiesen hat. Der Umfang der jeweils notwendigen Entwässerungsanlagen hängt sowohl von den örtlichen Verhältnissen als auch von dem Alter des Dammes und von der Beschaffenheit des Materials ab, aus dem er geschüttet ist. Erfahrungsgemäß sind an einer Bahn einzelne Strecken besonders gefährdet. Nur an solchen wird man zu so kostspieligen Gegenmaßnahmen greifen, um Rutschungen zu verhindern. An einer von mir während des Krieges gebauten Bahn von etwa 30 km Länge, wovon mehr als die Hälfte Dammstrecken sind, traten in den letzten Jahren, insbesondere im vergangenen Winter, umfangreiche Rutschungen an den Dammstrecken auf, die zum großen Teil aus lehmhaltigen Bodenarten geschüttet sind. Nach mehrfachen, in früheren Jahren ausgeführten vergleichenden Versuchen verschiedener Arten von Entwässerungen ist beabsichtigt, im Laufe dieses Sommers eine Böschungssicherung, wie sie in Abb. 3a und 3b dargestellt ist, an allen gefährdeten Stellen herzustellen. Die Gesamtkosten sind auf etwa 55000 M. veranschlagt worden. In früheren Jahren sind kleinere, besonders gefährdete Böschungsstrecken in dieser Weise gesichert worden. Der Erfolg entsprach allen Anforderungen.

Lehm, besonders blauer Lehm oder, wie er in Hamburg auch genannt wird, Klaie, rutscht sehr leicht, wenn er mehr als 50% Raumteile Wasser enthält. Ist in einem Damm oder

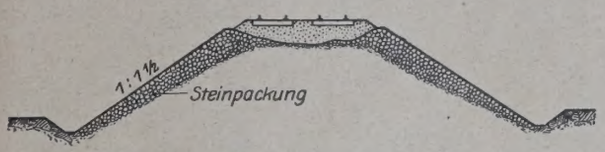


Abb. 3a. Dammquerschnitt.

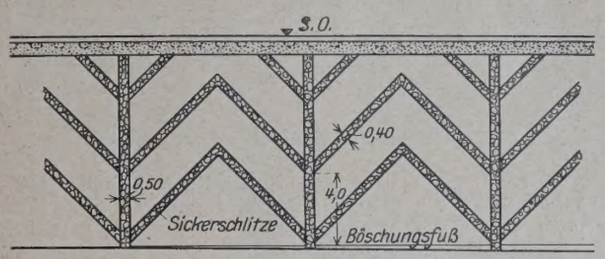


Abb. 3b. Böschungsansicht (Schema).

in einer sonstigen Böschung eine durchweichte Lehmschicht vorhanden, die auch nur verhältnismäßig wenig — nach der Böschung zu — schräg liegt, so gehört nur eine geringe Ursache dazu, das Gleichgewicht zu stören. An Einschnittsböschungen treten Rutschungen vorzugsweise dort auf, wo Grundwasserhorizonte durchschnitten worden sind, weil sich an solchen Stellen Quellen bilden, die die Böschungen aufweichen und zum Abrutschen bringen. Meist treten diese Quellen allerdings nur einseitig am Bahneinschnitt auf, weil die wasserführenden Schichten fast stets im Gefälle angeschnitten werden.

KOHLENBUNKER IN KESSELHÄUSERN FÜR GROSSKRAFTWERKE.

Von Architekt A. Schönburg, Berlin.

Für den Bau neuzeitlicher Kesselhäuser für Groß-Kraftwerke hat der entwerfende Bauingenieur die schwerwiegende Frage der zweckmäßigsten Bauweise zu lösen.

Für das Kesselhaus kommt aus wirtschaftlichen Gründen fast ausschließlich nur noch eine zweireihige Anordnung der Kessel mit mittlerer Bunkerstellung in Betracht.

Einen wesentlichen Teil der Baukosten erfordert der Bunkerbau. Die Entscheidung, ob dieser in einem Gerippe aus Eisenkonstruktion und Ausbetonierung bzw. Ausfachung der Felder mit Ziegelsteinkappen oder insgesamt aus einer Eisenbetonkonstruktion zu erstellen ist, ist sowohl nach wirtschaftlichen, als auch betrieblichen Gesichtspunkten zu treffen. Es kann keinem Zweifel unterliegen, daß die Erfahrungen der letzten Jahrzehnte gelehrt haben, daß für den Betrieb der Bunkerbau in Eisenbeton gegenüber der Eisenkonstruktionsbauweise folgende sehr erhebliche Vorteile hat:

1. Fortfall von Unterhaltungsanstrichen;
2. Fortfall von Schäden infolge chemischer Einflüsse der Kohle, welche insbesondere bei eisernen Braunkohlenbunkern festgestellt werden mußten und kostspielige und zeitraubende Instandsetzungsarbeiten erforderten.

In wirtschaftlicher Beziehung ist die Höhe der Baukosten für die eine oder die andere Bauweise sowie die Dauer der Bauzeit von maßgebendem Einfluß.

Der Verfasser hat bei drei Bunkerausführungen größeren Ausmaßes für Großkraftwerke festgestellt, daß die in Eisenkonstruktion entworfenen Bunkerbauten gleicher Abmessungen gegenüber den Bunkern in Eisenbetonkonstruktionen 15 bis 20% höhere Baukosten erfordern; diese Feststellungen wurden jeweils zu verschiedenen Zeitpunkten gemacht. Die Bunkerbauten kamen in den Jahren 1920/21 und 1925/26 zur Ausführung.

Als größter Nachteil der Eisenbetonbauweise gegenüber Eisenkonstruktion wird die verhältnismäßig lange Bauzeit geltend gemacht. Trotz der vorstehend genannten betriebstechnischen und wirtschaftlichen Vorteile der Eisenbetonbauweise für Bunker fällt in vielen Fällen die Entscheidung zu Gunsten der Eisenkonstruktion, da die kurze Bauzeit und die dadurch bedingte schnellere Inbetriebnahme eines umfangreichen Werkes von maßgebendem Einfluß für die Wahl des Baustoffs sein kann.

Durch Wahl geeigneter Vorkehrungen kann jedoch auch bei einem Bunkerbau in Eisenbetonausführung die Bauzeit auf das geringste Maß eingeschränkt werden, welches bei der Ausführung der Eisenkonstruktion zu erzielen ist. Dieser Nachweis soll in nachfolgendem an dem Bunkerbau, welcher im Zusammenhang mit dem Erweiterungsbau des Kraftwerks Zschornewitz der Elektrowerke A.-G. Berlin zur Ausführung kam, geführt werden. (Abb. 1.)

Zur Erläuterung dienen zunächst folgende Angaben:

Der zu Beginn des Jahres 1926 in Zschornewitz zur Ausführung gebrachte Feinkohlenbunker für das Kesselhaus F hat eine Füllung von 4000 m³ Kohle aufzunehmen. Der Bunker hat bei einer Gesamtlänge von 84,19 m eine Gesamthöhe des

Bunkerbehälters von 8,58 m, bei einer Gesamtbreite von 9,4 m, erhalten; der nutzbare Querschnitt des Bunkers ist mit Rücksicht auf eine gute Abführung der Kohle so konstruiert, daß alle Rutschflächen mindestens eine Neigung von 55° erhalten

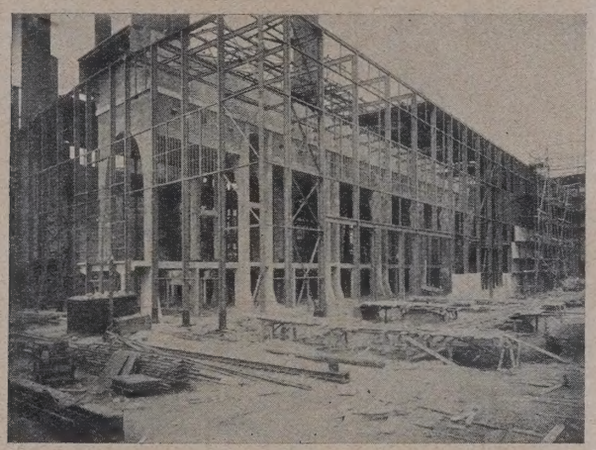


Abb. 1. Großkraftwerk Golpa-Zschornewitz. Erweiterungsanlagen 1926. Gesamtansicht. Montagebild des Kesselhauses in Eisenfachwerkskonstruktion mit Eisenbeton-Kohlenbunker.

haben, wobei durch einen Glattputz auf die Schrägfläche und isolierenden Anstrich dafür Sorge getragen worden ist, daß ein möglichst leichtes Abgleiten bei der Entnahme der Kohle eintritt und Brückenbildung verhindert wird.

Der Bunker besteht aus sechs Einzelzellen, welche durch Querwände voneinander getrennt sind. Jede Zelle ist in der Längsrichtung wieder durch einen Sattel in zwei Taschen unterteilt, von denen jede einen Doppelkessel mittels vier Trichterausläufen zu versorgen hat. Die Beschickung des Bunkers erfolgt durch mechanische Transportvorkehrungen von der oberen Verteilungsbühne aus.

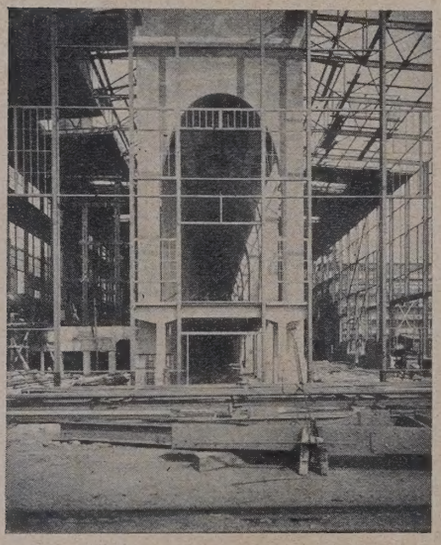


Abb. 2. Großkraftwerk Golpa-Zschornewitz. Erweiterungsanlagen 1926. Giebelansicht des Kesselhauses mit Eisenbeton-Kohlenbunker.

Zur Erzielung einer möglichst großen Füllung des Bunkers sind die beiden an den Seiten der Längswände entlang laufenden Bedienungsstege von je 2,31 m Breite über die sie unterstützenden Längsträger um etwa 35 cm ausgekragt worden. Hierdurch ist ermöglicht, daß das Füllgut direkt von der Innenkante Bedienungssteg an unter dem Winkel der natürlichen Böschung bis an die Längswand sich einstellen kann.

Der gesamte Bunkerkörper ruht auf Eisenbetonstützen, welche in der Querrichtung portalartig verbunden worden sind. Dieses Portal ist in Korbbogenform gewählt worden, wodurch zugleich eine gute architektonische Wirkung erzielt wurde. Die portalartige Ausbildung der Querträger bedeutet eine nicht unerhebliche Ersparnis an Massen, da die eigentliche Freilänge der Hauptquerträger, welche als die meist beanspruchten Konstruktionsteile eines Bunkerkörpers zu gelten haben, wesentlich verkürzt werden.

Die Schürerstanddecke, welche für die anfallende Belastung bei einer Kesselmontage berechnet worden ist, ist auf Eisenbetonlängsbankette gegründet, welche in die Bunkerbankette eingreifen, um eine ungleichmäßige Setzung der Schürerstanddecke und des Bunkers auszuschließen. (Abb. 2.)

Die Außenwände des Bunkerkörpers sind in ihrem unteren Teil zur Erzielung einer guten Tagesbeleuchtung der Schürerstanddecke nach innen eingezogen worden, um von dem Oberlicht der eisernen Dachkonstruktion einen möglichst breiten Lichteinfall auf die Schürerstanddecke zwischen Kesselfront und Bunker zu erhalten. Infolge der großen Länge des Gebäudes war die Anordnung von Dehnungsfugen erforderlich. Um den elastischen Bewegungen infolge Temperatur, Schwinden, ungleichmäßiger Setzungen, Rechnung zu tragen, ist eine Dehnungsfuge in der Mitte angeordnet worden, welche durch das ganze Gebäude durchgeht und sowohl den Bunker, als auch die Schürerstanddecke in zwei Hälften trennt und bis auf die Fundamente herunterreicht.

Die besonderen Vorkehrungen, die bei dem Bunkerbau zur Herbeiführung einer Verkürzung der Bauzeit getroffen wurden, sind folgende:

1. Die gesamte Tragkonstruktion des Bunkers wurde im unteren Teil desselben ausgebildet und sie besteht aus dem in der Längsrichtung verlaufenden Sattelträger, dem unteren Teil der beiden Längswände und den portalartig ausgebildeten Querwänden in Eisenbeton, welch letztere die Hauptlasten auf die Stützen übertragen. Da die obere Bunkerhälfte zur Aufnahme der Hauptlasten nicht herangezogen wurde, so konnte der Oberbau leicht gehalten werden. Dieser besteht aus Eisenbetonrahmen, von denen je zwei in einer Bunkerzelle aufgestellt sind, nebst Eisenbetonmauerwerk aus Betonformsteinen, welches sich zwischen diesen spannt. Die Betonformsteine konnten bereits während der Ausführung der Unterkonstruktion fertiggestellt werden, so daß nachher die Ausmauerung, die Bewehrung und das Vergießen der Wände ohne zeitraubende Schalungsrüstungen schnell vor sich gehen konnte.

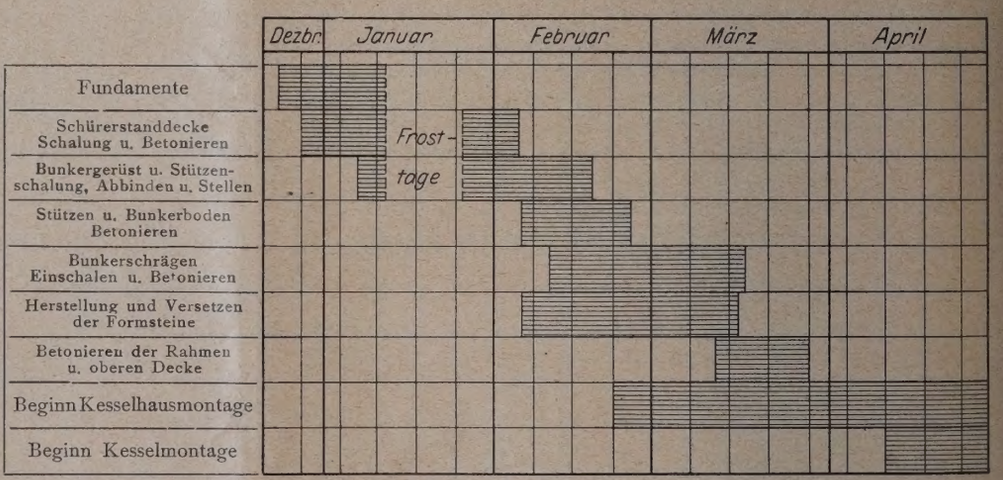


Abb. 3. Bauprogramm.

2. Die eiserne Dachkonstruktion, die sich einmal an den Außenwänden auf die Eisenfachwerkswände, das andere Mal auf den Bunkerkörper auf hierfür vorgesehene Eisenbetonkonsole stützt, wurde bereits nach Erstellung des Schalungsgerüstes für den Bunkerkörper auf ausgekragte Teile dieses Gerüstes montiert.

Durch diese Vorkehrungen ist es gelungen, wie aus vorstehendem Bauprogramm ersichtlich ist, in ungünstigster Jahreszeit die Kesselmontage bereits 3½ Monate nach Beginn der Fundamente für die Bunkerstützen aufzunehmen (Abb. 3).

Berücksichtigt man, daß die Arbeiten durch strengen Frost und die Feiertage zwischen Weihnachten und Neujahr eine Unterbrechung erfahren mußten, die mehr als ½ Monat betrug, so kann in frostfreier Jahreszeit die Erstellung des Kesselhauses mit Eisenbetonbunker in der erläuterten Ausführungsweise in drei Monaten bis zum Beginn der Kesselmontage bewerkstelligt werden. Eine kürzere Ausführungsdauer dürfte auch bei der ausschließlichen Verwendung von Eisenkonstruktionen für Bunker und Kesselhaus nicht zu erzielen sein.

Die zum Erhärten des Betons erforderliche Abbindezeit spielt keine ausschlaggebende Rolle, denn am Bunker selbst sind nicht viel Montagearbeiten vorzunehmen, so daß hierbei die noch 2 bis 3 Wochen stehen bleibenden Absteifungen nicht hinderlich sind. Im übrigen müssen ja auch bei Verwendung von Eisenkonstruktionen die betonierten Wandungen und Schrägbögen der Bunker abbinden und einige Zeit in Schalung gelassen werden. Zur Abkürzung der Ausschalungsfristen kann jedoch in dringenden Fällen ohne wesentliche Mehrkosten hochwertiger Zement verwendet werden. Eine unerwünschte Verlängerung der Bauzeit durch Frostwetter bei Eisenbetonausführung fällt, wie das angeführte Beispiel zeigt, nicht so schwer ins Gewicht, wie das auf den ersten Blick angenommen werden könnte. Einmal werden etwa $^2/_3$ der Arbeiten (Einschalung und Bewehrung) vom Frostwetter nicht betroffen, so daß diese Arbeiten auch bei Frost gefördert werden können und der Beton dann an frostfreien Tagen in forzierter Weise in mehreren Schichten eingebracht werden kann. Die Montage des Kesselhausdaches kann schon begonnen werden, sobald die Rüstung für den Bunkerkörper aufgestellt ist. Bis zu diesem Zeitpunkt sind die Unterstützungskonstruktionen, also Stützen und Fundamente, zu betonieren. Da die Fundamente bei Eisenausführung, ebenso wie bei der Eisenbetonbauweise in Beton hergestellt werden, so bleibt also bei der Terminfrage lediglich der Vergleich der Gegenüberstellung der eisernen und der Eisenbetonhauptstützen. (Abb. 4).

Die Betonierung der Hauptstützen ist nun ein so kleiner Bruchteil der Gesamtarbeit, daß das Risiko der Verzögerung durch Frost unbedenklich in Kauf genommen werden kann in Anbetracht der nachgewiesenen Vorteile, die sich für die Ausführung des Bunkers in Eisenbeton ergeben.

Die nachträgliche Befestigung von Rohrleitungen, elektrischen Installationsapparaten usw. ist auch bei Eisenbetonkonstruktionen bekanntermaßen ohne weiteres möglich; an den hierfür in Betracht kommenden Stellen werden vorsorglich Ankerschienen in die Stützen und Balken eingebaut, die die Anbringung von Montageteilen ohne Stemm- oder Bohrarbeiten ermöglichen.

Abb. 4. Großkraftwerk Golpa-Zschornewitz. Erweiterungsanlagen 1926. Eisenbeton-Kohlenbunker, von der Schürraumdecke aus gesehen.

Die beistehenden Abbildungen sind während der Bauzeit des Bunkers und der Eisenmontage des Kesselhauses aufgenommen worden und lassen bereits in diesem unfertigen Zustande die gute architektonische Wirkung des Bunkerbaues erkennen.

Die Ausführung des Eisenbetonbunkers einschließlich der Fundamente und der ebenfalls in Eisenbeton ausgeführten Kesselfundamente erfolgte durch die Bauunternehmung Carl Brandt, Berlin W 9. Die Eisenkonstruktionen des Eisenfachwerks des Kesselhauses erstellte die Firma Steffens & Nölle A.-G., Berlin-Tempelhof.

ERNST DYCKERHOFF †.

Die deutsche Ingenieurwelt hat einen schweren Verlust durch den am 30. September 1926 erfolgten Heimgang von Ernst Dyckerhoff, dem Vorsitzenden des Vorstandes der Dyckerhoff und Widmann-Aktien-Gesellschaft, Biebrich am Rhein, und Ehrensenator der Technischen Hochschule Darmstadt, erlitten.

In 20jähriger Tätigkeit hat Ernst Dyckerhoff das von seinem Vater aufgebaute Lebenswerk an der Spitze der Aktiengesellschaft fortgeführt und am weiteren Ausbau des weit über die Grenzen der Heimat bekannten und hochgeachteten Unternehmens unermüdlich und erfolgreich gearbeitet. In ihm verliert die deutsche Ingenieurwelt einen wertvollen, hochgemuten Mitarbeiter, seine Gesellschaft einen mit hohen menschlichen Vorzügen ausgestatteten Freund und Führer. Ehre seinem Gedenken!

ZUR BERECHNUNG DER MITTLEREN QUERSCHNITTSGESCHWINDIGKEIT IN NATÜRLICHEN FLUSSBETTEN.

Von Ing. Dr. Alexander Pareński, Lemberg.

Übersicht. Die mit Hilfe der Hydromechanik abgeleiteten Formeln für mittlere Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Gerinnen werden unter Berücksichtigung des auf diesem Gebiete bisher Geschaffenen sowie der immer fortschreitenden empirischen Erfahrungen mit Anwendung der Mathematik zu handlichen Endwerten verarbeitet.

Bezeichnet man die Summe der auf ein Flüssigkeitselement von der Masse

$$dm = \mu F ds$$

angreifenden Kräfte (Schwerkraft, Reibungskraft und Pressungskraft) mit „S“ und berücksichtigt die in Abb. 1 angegebenen Bezeichnungen, so wird:

$$S dm + pF - \left(p + \frac{\partial p}{\partial s} ds\right)\left(F + \frac{\partial F}{\partial s} ds\right) + p \frac{\partial F}{\partial s} ds - dm \frac{\partial v}{\partial t} = 0,$$

wobei die Geschwindigkeit mit „v“, die Pressung mit „p“ und die Zeit mit „t“ bezeichnet wurde.

Vereinfacht man diese Gleichung durch Vernachlässigung der unendlich kleine Werte höheren Grades enthaltenden Glieder, so ergibt sich:

$$S - \frac{1}{\mu} \frac{\partial p}{\partial s} = \frac{dv}{dt}. \qquad (1)$$

In der Gleichung (1) der laminaren (Schichten oder Stromfaden) Bewegung einer Flüssigkeit sind noch die Verluste „V“,

welche der Masseneinheit angebunden werden, zu berücksichtigen, folglich

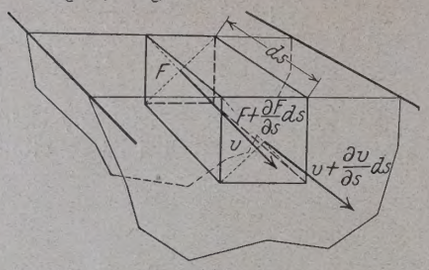


Abb. 1.

$$(2)\qquad S-\frac{1}{\mu}\varkappa\frac{\partial p}{\partial s}-V=\frac{dv}{dt}$$

Die Summe der wirkenden Kräfte kann man auch durch die Gleichung

$$S=g\frac{dh}{ds},$$

in welcher h = Höhe, und die Verluste durch die Gleichung

$$V=\varrho\frac{v^2}{2R}$$

darstellen, in welcher ϱ = Rauheitsbeiwert und R = Profilradius = F:U(U = benetzter Umfang).

Setzt man in der Beziehung (1) die Werte für S und V ein und berücksichtigt den Wert

$$\mu=\frac{g}{\gamma}$$

so wird:

$$g\frac{dh}{ds}-\frac{g}{\gamma}\frac{\partial p}{\partial s}=g\frac{d}{ds}\left(h-\frac{p}{\gamma}\right)=gJ,$$

somit wird die Beziehung (2) die Gestalt

$$(3)\qquad gJ-\varrho\frac{v^2}{2R}=\frac{dv}{dt}$$

annehmen.

Im Falle der untersuchten und festgestellten Bewegung ist

$$\frac{dv}{dt}=0,$$

folglich

$$J=\varrho\frac{v^2}{2gR},\quad\text{und}\quad v=\sqrt{\frac{2}{\varrho}gJR},$$

woraus man zu der bekannten Formel für mittlere Geschwindigkeit einer gleichförmigen Bewegung der Flüssigkeit in beliebigen Querschnitten:

$$(4)\qquad v=\varkappa\sqrt{RJ}$$

gelangt, welche auch von Tadini, de Chezy, Eytelwein bzw. in etwas geänderter Form von Forchheimer, Strickler und Bayerhaus[1]) bei den Untersuchungen berücksichtigt wurde.

Der Wert des Profilradius

$$R=\frac{F}{U}=\frac{BT}{U}=\frac{B}{U}\cdot T$$

in die Gleichung (4) eingesetzt, gibt

$$v=\varkappa\sqrt{\frac{B}{U}}\cdot\sqrt{TJ},$$

und bezeichnet man

$$\varkappa\sqrt{\frac{B}{U}}=\lambda$$

so wird

$$(5)\qquad v=\lambda\sqrt{TJ}=\lambda\sqrt{T}\cdot\sqrt{J}.$$

Den Übergang vom Profilradius R zur mittleren Tiefe T hat in einer mühsam bearbeiteten, an die empirischen Erfahrungen angelehnten Abhandlung Siedek[2]) berücksichtigt und seinen Nachfolgern Christen[3]), Lindboe[4]) und Gröger[5]) einen Wegweiser aufgestellt.

Zieht man bei Benutzung der in der Abb. 2 angenommenen Bezeichnungen den Umstand in Erwägung, daß

$$(T_i-T_{i+1})^2=\mu^2{}_{i+1}-b^2,$$

ferner

$$\frac{\sum_{i=1}^{n}T_i}{n}=T\text{ und }\sum_{i=1}^{n}u_i=U,\ \sum_{i=1}^{n}b_i=B,$$

so kann man den Wert λ durch die Gleichung

$$\varkappa\sqrt{\frac{B}{U}}=f(T)$$

ausdrücken, womit die Gleichung (5) in

$$v=f(T)\sqrt{T}\sqrt{J}$$

übergehen lassen. Bezeichnet man noch

$$f(T)\sqrt{T}=\varphi(T),$$

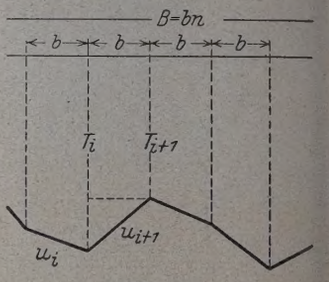


Abb. 2.

so wird die allgemeine Formel für mittlere Geschwindigkeit die Gestalt

$$(6)\qquad v=\varphi(T)\sqrt{J}$$

annehmen.

Die Gleichung (6) wurde von Hermanek[6]), dessen Formeln sich (namentlich in Mitteleuropa) ein Recht der Anwendung erworben haben, wie folgt, gelöst:

für $T<1{,}5$ m, $\varphi(T)=30{,}7\,T$ (gerade Linie),

„ $T=1{,}5$ m $-6{,}0$ m, $\varphi(T)=34\,T^{3/4}$,

„ $T>6{,}0$ m, $\varphi(T)=(50{,}2+0{,}5\,T)\sqrt{T}$.

Dieser Lösung fehlt zwar die Stetigkeit, sie vermeidet jedoch die Anwendung der Flußbreite B und die beliebige, von der Individualität des Rechners abhängige Auswahl des Rauhigkeitsbeiwertes. —

Unabhängig und fast gleichzeitig mit Hermanek bemühte sich Matakiewicz, von der allgemeinen Gleichung

$$v=\varkappa f_1(T)\,f_2(J)$$

ausgehend, die Potenzen der Kurven $f_1(T)$ und $f_2(J)$ zu bestimmen[7]).

In einem späteren Aufsatze[8]) gelangt dieser Autor zu einer etwas merkwürdigen, jedoch stetigen Formel:

$$v=\frac{116\,J^{0{,}493+10J}}{2{,}2+T^{2/3}+\frac{0{,}15}{T^2}}\cdot T,$$

welche im Jahre 1925[9]) eine einfachere Gestalt

$$v=35{,}4\,J^{0{,}493+10J}\,T^{0{,}7}$$

erhalten hat.

---

[1]) Gegen den angeführten Rechnungsweg erhob zwar Grube in Z. f. G. K. ex 1914 Einwendungen, jedoch da die dadurch entstandene Lücke mit keiner anderen Rechnungsart ausgefüllt wurde, muß derselbe als hinreichend angesehen werden.

[2]) R. Siedek, „Studie über eine neue Formel zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers in Bächen und künstlichen Gerinnen". Z. Ö. I. und A. V. 1901/03.

[3]) T. Christen, „Das Gesetz der Translation des Wassers in regelmäßigen Kanälen, Flüssen und Röhren", Leipzig 1903.

[4]) Lindboe, „Eine neue Formel zur Ermittelung der mittleren Geschwindigkeit in natürlichen Wasserläufen", Z. f. G. K. Bd. X (1911).

[5]) Gröger, „Eine neue Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußgerinne", Z. d. Ö. I. und A. V. 1913.

[6]) Hermanek, „Die mittlere Profilgeschwindigkeit in natürlichen und künstlichen Gerinnen", Z. d. Ö. I. und A. V. 1905.

[7]) Matakiewicz, „Versuch der Aufstellung einer Geschwindigkeitsformel für natürliche Flußbette", Wochenschrift für d. öff. Baudienst 1906.

[8]) Matakiewicz, „Empirische Untersuchungen über den Zusammenhang der Bewegungselemente bei natürlichen Flußbetten", Z. f. G. K. Bd. X (1910).

[9]) Matakiewicz, „Ogólna formula na średnią chyzość przepływu w łożyskach rzecznych i kanałowych" (Allgemeine Formel für die mittlere Geschwindigkeit des Durchflusses in den Flüssen und künstlichen Gerinnen", herausgegeben von der Akademie d. Techn. Wissenschaften Heft 2, Lemberg.

Ob bzw. in welchen Grenzen die angeführten Beziehungen als allgemeine betrachtet und praktisch angewendet werden können, erhellt die in der Abb. 3 dargestellte Kurve der Gefällefunktion dieser Beziehungen. —

In dem vorliegenden Aufsatze wird das Ziel verfolgt, die Funktion der mittleren Tiefen $\varphi(T)$ aus der Formel (6) auf Grund der bisherigen (einschließlich der neuesten) Erfahrungen zu bestimmen, wobei angenommen wird, daß der Wert der Funktion der Gefällelinie durch den eingangs angegebenen Rechsnungweg festgestellt wurde.

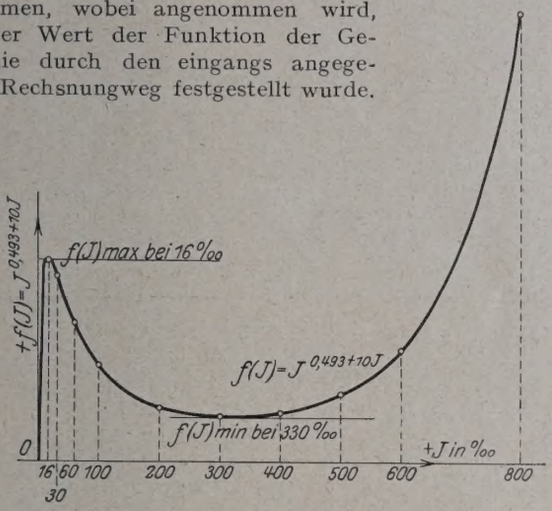


Abb. 3.

Das Ziel wird erreicht, wenn:

1. $\varphi(T)$ stetig bleibt,
2. $\varphi(T)$ mit den Mittelwerten der Ergebnisse in geradlinigen Flußabschnitten durchgeführter hydrometrischer Messungen der aus der Gleichung (6) berechneten Funktion

$$\varphi(T) = \frac{v}{\sqrt{J}} \tag{7}$$

übereinstimmt, schließlich

3. $\varphi(T)$ auf elementarem Wege rechnerisch gelöst werden kann. Zu diesem Zwecke wird ein rechtwinkliges Achsensystem gewählt, dessen Ursprung mit dem Nullpunkte der gesuchten Kurve zusammenfällt, wobei die Werte für die mittleren Tiefen auf der Abszissenaxe und die Werte für die Funktionen der mittleren Tiefen auf der Ordinatenachse aufgetragen werden.

Berücksichtigt man die allgemeine Gleichung einer algebraischen Kurve n-ten Grades

$$y = x^n c_1 + x^{n-1} c_2 + \ldots + x\, c_n + c_{n+1}$$

und wählt beliebige n Punkte (je mehr Punkte man wählt, desto genauere Ergebnisse wird man erhalten) der gesuchten Kurve, so ergeben sich n + 1 bzw. für den Fall, daß der Ursprung der Kurve mit dem Nullpunkte des Achsensystems zusammenfällt, n Gleichungen, die im untersuchten Falle nachstehende Form annehmen:

$$\left\{\begin{aligned}
T_1 &= T_1^n C_1 + T_1^{n-1} C_2 + \ldots + T_1 C_n + C_{n+1} \\
T_2 &= T_2^n C_1 + T_2^{n-1} C_2 + \ldots + T_2 C_n + C_{n+1} \\
T_3 &= T_3^n C_1 + T_3^{n-1} C_2 + \ldots + T_3 C_n + C_{n+1} \\
&\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \\
T_{n+1} &= T_{n+1}^n C_1 + T_{n+1}^{n-1} C_2 + \ldots + T_{n+1} C_n + C_{n+1}
\end{aligned}\right. \tag{8}$$

Die einfachste Lösung (rechnerische Bestimmung der Festwerte $C_1, C_2, \ldots, C_{n+1}$) erfolgt durch Anwendung der Determinanten und des Gaußschen Fehlergesetzes. Das letztere infolge des Umstandes, daß die einzelnen Gleichungen der Gruppe (8), auf beliebigen Beobachtungen bezw. Meßergebnissen aufgebaut, nicht untereinander übereinstimmen werden.

Für den Festwert C_1 erhält man:

$$D_{1z} = \begin{vmatrix}
T_1^{n-1}, & T_1^{n-2}, & T_1^{n-3} \ldots T_1, & 1, & -T_1, \\
T_2^{n-1}, & T_2^{n-2}, & T_2^{n-3} \ldots T_2, & 1, & -T_2, \\
T_3^{n-1}, & T_3^{n-2}, & T_3^{n-3} \ldots T_3, & 1, & -T_3, \\
\ldots\ldots & \ldots\ldots & \ldots\ldots\ldots & \ldots & \ldots\ldots \\
T_{n+1}^{n-1}, & T_{n+1}^{n-2}, & T_{n+1}^{n-3} \ldots T_{n+1}, & 1, & -T_{n+1}
\end{vmatrix}$$

und

$$D_N = \begin{vmatrix}
T_1^n, & T_1^{n-1}, & T_1^{n-2} \ldots T_1, & 1, \\
T_2^n, & T_2^{n-1}, & T_2^{n-2} \ldots T_2, & 1, \\
T_3^n, & T_3^{n-1}, & T_3^{n-2} \ldots T_3, & 1, \\
\ldots\ldots & \ldots\ldots & \ldots\ldots\ldots & \ldots \\
T_{n+1}^n, & T_{n+1}^{n-1}, & T_{n+1}^{n-2} \ldots T_{n+1}, & 1.
\end{vmatrix}$$

Ähnlich werden auch die Determinanten

$$D_{2z}, D_{3z}, \ldots, D_{(n+1)z}$$

berechnet und daraus die gesuchten Festwerte

$$C_1 = \frac{D_{1z}}{D_N}, \; C_2 = \frac{D_{2z}}{D_N}, \ldots, \; C_{n+1} = \frac{D_{(n+1)z}}{D_N}$$

bestimmt.

Im untersuchten Falle wurden 5 Punkte der Kurve der Funktion der mittleren Tiefen angenommen, und zwar:

für T =	0,	0,25 m	0.5 m,	1,5 m,	20,0 m,
$\varphi(T)$ =	0,	10,5—1,	20,5—2,	42,5—6,	286—80.

Diese mittelst der Beziehung (7) aus den Ergebnissen hydrometrischer Messungen[10]) berechneten Werte in die Gleichungen (8) eingesetzt, ergeben:

$$C_5 = 0,\; C_4 = 0{,}0144,\; C_3 = 0{,}0006.$$

Vernachlässigt man — gemäß der dritten Bedingung — die höhere Potenzen enthaltenden Glieder, welche sehr kleinen Festwerten angeknüpft sind, erhält man:

$$T = \varphi(T)^2 \cdot 0{,}0006 + \varphi(T) \cdot 0{,}0144 + 0,$$

folglich

$$\varphi(T) = -12 + \sqrt{144 + 1667\,T}.$$

Nach durchgeführter Korrektur und Fehlerentfernung, welche infolge der in Rede stehenden Vernachlässigung und diesbezüglicher Annahme der Werte $\varphi(T)$, vorgenommen werden muß, wird schließlich

$$\varphi(T) = 4\,T - 12 + \sqrt{144 + 1667\,T}$$

und nach Einsetzung dieses Wertes in die Gleichung (6):

$$\underline{v = (4\,T - 12 + \sqrt{144 + 1667\,T})\sqrt{J}\ \text{m/sek}.} \tag{10}$$

Auf ähnlichem Wege kann man auch zu einer transzendenten Form der Funktion der mittleren Tiefen gelangen, und zwar von der allgemeinen Gleichung

$$y = x^m\, C$$

ausgehend, in welcher

$$m = a + b + c + d + \ldots + n$$

nach Einsetzung dieses Wertes wird

$$y = C\, x^{a+b+c+d+\ldots+n}$$

[10]) Zu diesem Zwecke dienten folgende Meßergebnissammlungen: 1. Die schon veröffentlichten Sammlungen von Kutter, Strickler, Siedek (diese Sammlung enthält auch die Messungen bei großen mittleren Tiefen, und zwar auf dem Wolgastrome, und die durch Humphrey und Abbot erzielten Ergebnisse der Messungen auf dem Mississippistrome) und Matakiewicz; 2. die in den Jahrbüchern und anderen Publikationen der hydrographischen Institute und Bureaus zu München, Wien, Zürich und Stockholm enthaltenen Ergebnisse, schließlich 3. die durch das hydrographische Bureau zu Lemberg in den Jahren 1921—1926 bei sehr kleinen Gefällen im Pripjatgebiet durchgeführten Messungen (ca. 50 an der Zahl).

Im untersuchten Falle:

$$\varphi(T) = C\,T^{a+b+c+d+\ldots+n}$$

und nach Entwicklung:

$$\log\varphi(T_1) = \log C + \log T_1\,(a+b+c+\ldots+n)$$
$$\log\varphi(T_2) = \log C + \log T_2\,(a+b+c+\ldots+n)$$
$$\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots$$
$$\log\varphi(T_{n+1}) = \log C + \log T_n\,(a+b+c+\ldots+n)$$

erhält man n + 1 Gleichungen mit n + 1 Unbekannten, woraus dieselben am leichtesten durch Anwendung der Determinanten berechnet werden können.

Dieser Rechnungsweg wurde jedoch nicht eingeschlagen, da die rechnerische Lösung einer transzendenten Funktion infolge unbedingter Notwendigkeit der Anwendung von Logarithmen umständlicher erscheint.

Diese beiden besprochenen Rechnungswege bieten den Vorteil, daß man die Kurve der mittleren Tiefen, folglich auch die Kurve der mittleren Querschnittsgeschwindigkeiten beliebig biegen kann, und zwar für jeden Fall, für den es sich ergeben sollte, daß eine bzw. mehrere Ordinaten derselben mit verläßlichen empirischen Erfahrungen nicht im Einklange stehen. —

Behufs Beweisführung der Richtigkeit der Ergebnisse des angeregten Rechnungsweges zur Bestimmung der Werte der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Gerinnen wird nachstehend eine vergleichende Zusammenstellung der für etliche kennzeichnende Werte der mittleren Tiefen sowie Gefälle unter Gebrauch der Formel (10) berechneten Werte, mit den Ergebnissen der Formeln von Matakiewicz und Hermanek, angegeben.

Der Vergleich, mit den Ergebnissen der Formelgruppe welche eine freie Wahl des Rauhigkeitsbeiwertes zulassen sowie mit den Ergebnissen der Formelgruppe, welche die Größe „B" der Flußbreite berücksichtigen, muß wegfallen

J / T in m	0,00001	0,0001	0,001	0,01	0,015	0,02	0,05	(0,1)*)	
	0,039	0,121	0,355	0,746	(0,771)	(0,763)	(0,585)	(0,367)	M**)
0,2	0,019	0,061	0,194	0,614	0,752	0,868	1,373	(1,941)	H
	0,033	0,106	0,335	1,060	1,298	1,484	2,374	(3,349)	P
	0,052	0,161	0,472	0,993	(0,995)	(0,985)	(0,757)	(0,474)	M
0,3	0,029	0,092	0,291	0,921	1,128	1,302	2,059	(2,912)	H
	0,045	0,143	0,452	1,430	1,752	2,052	3,197	(4,522)	P
	0,075	0,230	0,675	1,420	(1,531)	(1,515)	(1,164)	(0,732)	M
0,5	0,048	0,154	0,485	1,535	1,880	2,170	3,432	(4,854)	H
	0,067	0,213	0,672	2,126	2,604	2,998	4,754	(6,718)	P
	0,121	0,374	1,095	2,305	(2,378)	(2,353)	(1,807)	(1,138)	M
1,0	0,097	0,307	0,907	3,070	3,761	4,341	6,965	—	H
	0,109	0,345	1,091	3,450	4,226	4,878	7,714	—	P
	0,161	0,496	1,454	3,060	(3,092)	(3,060)	(2,352)	(1,477)	M
1,5	0,146	0,461	1,456	4,605	7,411	—	—	—	H
	0,134	0,425	1,344	4,250	5,206	6,010	—	—	P
	0,261	0,806	2,363	4,973	(5,133)	(5,077)	(3,703)	(2,452)	M
3,0	0,245	0,775	2,451	7,748	—	—	—	—	H
	0,217	0,686	2,169	6,861	—	—	—	—	P
	0,424	1,310	3,838	8,085	(8,332)	(8,246)	(6,336)	(3,985)	M
6,0	0,412	1,303	4,120	—	—	—	—	—	H
	0,356	1,126	3,560	—	—	—	—	—	P
	0,607	1,873	5,488	—	—	—	—	(5,705)	M
10,0	0,752	1,746	7,519	—	—	—	—	—	H
	0,499	1,577	4,986	—	—	—	—	—	P
	0,986	3,113	8,934	—	—	—	—	—	M
20,0	0,851	2,692	8,513	—	—	—	—	—	H
	0,794	2,510	7,936	—	—	—	—	—	P
	(1,872)	(5,912)	—	—	—	—	—	—	M
(50,0)	(1,679)	(5,312)	—	—	—	—	—	—	H
	(1,192)	(3,769)	—	—	—	—	—	—	P

*) Die eingeklammerten Zahlen besitzen nur theoretische Bedeutung.
**) M bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach Matakievicz.
H bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach Hermanek.
P bezeichnet die Ergebnisse berechnet nach den vom Autor angegebenen Rechnungswege.

GEFAHREN BEI DER ANORDNUNG VON WÄLZGELENKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Regierungsbaurat, Dresden.

In seinem Werke über Brückenbau schreibt Melan, Bd. II, daß die Abwälzung der Steingelenke nach Köpcke nur einen kleinen Bruchteil der Scheitelsenkung s ausmache und daß die Berührungsstelle der Gelenksteine nur so wenig wandere, daß dies außer acht bleiben und mit einem fixen Gelenkpunkte gerechnet werden könne (a. a. O. S. 207). Auch an anderen Stellen der Fachliteratur habe ich nie Bedenken gegen die Gefahr des Abrollens erhoben gesehen. Nachdem mich ein Fall beschäftigt hat, bei welchem die Berührungspunkte der Walzflächen im Scheitel bis nahe an den oberen Rand gewandert waren (es handelte sich um eine nicht unbedeutende Brücke, deren Widerlager etwas nachgegeben hatten), und nachdem ich von einem Vorstande eines bedeutenden westdeutschen Bauamtes auf Grund ähnlicher Er-

fahrungen eine völlige Ablehnung der Wälzgelenke vernommen habe, bin ich dem Satze von Melan auf den Grund gegangen und zu dem Ergebnis gekommen, daß er unzutreffend ist.

Die maßgebenden Formeln sind

(I) $$\sigma = 0{,}423 \sqrt{P\,E\left(\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}\right)} \text{ (Hertz)},$$

(II) $$w = \frac{r_1 \cdot r_2}{r_2 - r_1} \cdot \frac{2s}{\frac{l}{2}} \cdot \frac{\left(\frac{l}{2}\right)^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2} \quad \text{oder}$$

(II') $$\frac{1}{\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}} \; 2s \; \frac{\frac{l}{2}}{\left(\frac{l}{2}\right)^2 + f^2},$$

w = Abrollungslänge im Scheitel, s = Scheitelsenkung.

Nimmt man beispielsweise an: P = H = 120 t/m = 1200 kg/cm, l = 30,0 m, f = 5,00 m, E = 210000 kg/qcm und eine Scheitelsenkung (aus Abkühlung, Schwinden und elastischer Zusammendrückung, sowie etwaigem Widerlagernachgeben), s = 5 cm, so wird, bei σ_{zul} = 100 kg/qcm nach der ersten Formel

$$100 = 0{,}423 \sqrt{1200 \cdot 210000 \left(\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}\right)},$$

$$\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2} = \frac{100^2}{0{,}423^2} \cdot \frac{1}{1200 \cdot 210000} = 0{,}00022 \text{ cm}^{-1}.$$

Diese Gleichung wird erfüllt durch $r_1 = 250$ cm. $\frac{1}{250}-\frac{1}{r_2} = 0{,}00022$. Hieraus $r_2 = 264$ cm.

Nimmt man diese beiden Radien als passend an und rechnet man — was gewöhnlich nicht geschieht — die Abrollung nach, so findet man nach der zweiten Formel:

$$w = \frac{1}{0{,}022} \cdot 0{,}10 \cdot \frac{15}{15^2+5^2} = \mathbf{0{,}272 \text{ m}}$$

Wenn man für r_1 und r_2 andere Werte annimmt, die der Bedingung $\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2} = 0{,}00022$ genügen, z. B. die Werte 4,00 m und 4,40 m, so kann nach dem Aufbau der Formel II′ für die Abrollung w sich kein anderer Wert als 0,272 m ergeben.

Dieser Wert ist aber nicht ein kleiner Bruchteil von s, sondern das 5,4fache.

Die für unseren — durchaus nicht außergewöhnlichen Fall berechnete Abrollung von 27,2 cm macht von der Fugenstärke, die höchstens 100 cm betragen dürfte, den vierten Teil aus. Die Stützlinie tritt also oben weit aus dem Kern der Quaderfugen heraus, sofern vor der Scheitelsenkung zentrischer Verlauf vorlag.

Eine Übertreibung könnte in der Annahme von E = 210000 kg/qcm erblickt werden. Der Aufbau der Formel I zeigt, daß Elastizitätszahl und Krümmungsdifferenz umgekehrt zueinander proportional sind. Da, wie aus Formel II ersichtlich, die Abrollung w ebenfalls umgekehrt proportional der Krümmungsdifferenz $\left(\frac{1}{r_1}-\frac{1}{r_2}\right)$ ist, ist festzustellen, daß die Abrollung der Größe der Elastizitätszahl einfach proportional ist:

$$w_1 : w_2 = E_1 : E_2.$$

Wenn wir also statt 210000 kg/qcm nur 105000 kg/qcm angenommen hätten, würde sich die Abrollung nur auf $0{,}272 \frac{1}{2} = 0{,}136$ m ermäßigt haben. Auch das ist immer noch das 2,7fache der Senkung s und würde der Kernweite eines 0,81 m starken Gewölbes entsprechen.

Wir ziehen aus den Ermittelungen folgende Schlüsse:

1. Es genügt nicht, die erforderliche Krümmungsdifferenz (z. B. nach Hertz) zu ermitteln, es muß auch die bei der mutmaßlichen Scheitelsenkung zu erwartende Abrollung festgestellt werden, damit keine zu große Annäherung der Stützlinie an die äußere Leibung stattfindet.
2. Die Wälzquader sind so zu versetzen, daß sie sich vor dem Ausrüsten im unteren Drittelpunkte berühren, damit die Stützlinie nach dem Ausrüsten in die Nähe der Mitte zu liegen kommt. Für die Kämpfer das Umgekehrte.
3. Bei sehr großer Bogenkraft, wo eine geringe Krümmungsdifferenz der Walzflächen nötig sein würde, ist von Wälzgelenken abzusehen, da hier ein zu starkes Abrollen zu befürchten ist. Das gleiche gilt in den Fällen, wo wegen einer gewissen Unsicherheit der Widerlager ein stärkeres Setzen des Scheitels zu erwarten ist.

Der Hinweis auf diesen Sachverhalt schien mir geboten, weil durch seine Nichtbeachtung, wie die Erfahrung lehrt, ganz bedeutende Gefahren entstehen. Wie Melan in seinem über meine Anerkennung erhabenen Buche zu der unzutreffenden Behauptung gekommen ist, vermag ich nicht anzugeben.

Bemerkungen hierzu von Herrn Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Melan-Prag:

Die Ausführungen des Herrn Prof. Dr.-Ing. Kunze haben ihre volle Richtigkeit und ich gebe gerne zu, daß der aus meinem Lehrbuche zitierte Satz, daß die Abwälzung der Wälzlager nur einen Bruchteil der Scheitelsenkung betrage, einer Einschränkung bedarf, nämlich nur dann Gültigkeit hat, wenn nach der Hertz'schen Formel eine entsprechend hohe Beanspruchung im Berührungspunkte angenommen werden kann und wenn auch die Gelenkkraft nicht allzu groß ist. Es ist aber zu beachten, daß die Abrollänge w mit dem Quadrate der Beanspruchung σ abnimmt, so daß bei Annahme von σ = 300 kg/cm², wie es wohl für Gelenke aus hartem Stein und vielleicht auch für druckfeste, bewehrte Betonquader zulässig sein dürfte, die Abwälzung nur den neunten Teil von jener für σ = 100 kg erreicht und sie sonach in dem obigen Rechnungsbeispiele nur 3 cm, d. i. 0,6 der Scheitelsenkung, betragen würde.

Jedenfalls verdient die von Herrn Prof. Dr. Kunze gegebene Erörterung dieser Frage und die daraus gezogenen Schlußfolgerungen bei der Projektierung von Dreigelenkbogen die vollste Beachtung. J. Melan.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Belastungsprobe einer 13 Jahre alten Pilzdecke eines Warenhauses.

(Bericht nach „Engineering News Record" vom 11. II. 1926, Nr. 6.)

Von Dr.-Ing. A. Mehmel, Hannover.

Kürzlich wurden die Deckenkonstruktionen eines Warenhauses in Minneapolis, Minn., auf Veranlassung der städtischen Baupolizei einer Belastungsprobe unterworfen. Die als Pilzdecken ausgebildeten Decken waren für eine Nutzlast von 1225 kg/qm berechnet; nach Ansicht der Baupolizei betrug jedoch ihre Tragfähigkeit nicht mehr als 500 bis 600 kg/qm.

Das Gebäude war etwa 13 Jahre alt und seinerzeit im Herbst und in den ersten Wintermonaten erbaut worden. Es waren 3 Stockwerke und eine hölzerne Dachkonstruktion vorhanden. Der Entwurf sah die Möglichkeit eines Aufbaues weiterer Stockwerke vor.

Die Pilzdecke ist nach dem Vierwege-System bewehrt und hat in beiden Diagonalrichtungen 12 Eisen mit einem Durchm. von 9,6 mm. Die Deckenstärke betrug 17,8 cm mit einem Zementmörtelputz von 2,5 cm Stärke. Die Decke war an den Pilzköpfen durch Auflagerplatten von 15,2 cm Dicke verstärkt. Die Säulen hatten einen Abstand von Mitte zu Mitte von 4,96 m. Die Stärke der Stützen betrug:

	Innenstützen cm	Wandstützen cm
2. Stock	40,6	40,6
1. Stock	50,8	45,7
Erdgeschoß	55,9	45,7

Die Last wurde in Laststufen von rd. 600 kg/qm aufgebracht. Die Messungen bestanden in Durchbiegungsmessungen (Einzelheiten sind nicht angegeben); die Ablesungen wurden zu Beginn und am Ende einer jeden Laststufe vorgenommen. Die Höchstbelastung betrug 2450 kg/qm. Die Durchbiegung wuchs linear mit der Belastung und betrug im Maximum bei 2400 kg/qm 9,6 mm. Die Höchstlast blieb 24 Stunden auf der Decke liegen, während der Zeit fand keine elastische Nachwirkung statt, vielmehr blieb die Durchbiegung konstant. Bei der Entlastung zeigte sich keine bleibende Durchbiegung, was mit dem oben angegebenen Fehlen der elastischen Nachwirkung übereinstimmt. Die Formänderungen waren also rein elastisch, woraus geschlossen werden kann, daß die Belastung von 2450 kg/qm durchaus innerhalb der sicheren Tragfähigkeit der Decke lag. Die Decke des 2. Geschosses konnte nur bis zu einer Maximallast von 1710 kg/qm belastet werden, da bei dem vorhandenen Belastungsmaterial (Einzelheiten fehlen) die vorhandenen Stockwerkshöhen zu einer größeren Belastung nicht ausreichten. Die Durchbiegungen waren bis zur Höchstlast wiederum linear zur Belastung und rein elastisch und stimmten mit denen der eben erwähnten anderen Decke überein.

Diese Probebelastung ist in mehr als einer Hinsicht interessant:

1. Die Messungen wurden an einem Bauwerk durchgeführt, das bereits 13 Jahre im Gebrauch und in dieser Zeit ständig mit Lasten zwischen 1400 und 2000 kg/qm, also zwischen 20 und 70% mehr als die rechnungsmäßige Nutzlast beansprucht worden war.

2. Die Unzulänglichkeit der von dem „Joint Committee" empfohlenen Berechnungsweise für Pilzdecken ist für diesen Fall erwiesen.

Es ist interessant dagegen festzustellen:

1. Nach den Regeln für den Entwurf von Pilzdecken, herausgegeben von dem „Joint Committee", wäre die Tragfähigkeit der untersuchten Decke ihrer Stärke nach nur bis zu rund 150 kg/qm gegangen. Die rechnungsmäßige Nutzlast von 1225 kg/qm hätte bei den Systemabmessungen der untersuchten Decke nach den Bestimmungen eine Stärke von rund 27 cm erfordert.

2. Der Unterlagsplatte der untersuchten Decke hätte nach den Bestimmungen eine Nutzlast von nur rund 340 kg/qm entsprochen.

3. Der Eisenbewehrung der untersuchten Decke hätte nach den Bestimmungen eine Nutzlast von nur rund 250 kg/qm entsprochen.

4. Zusammenfassend kann man also sagen:

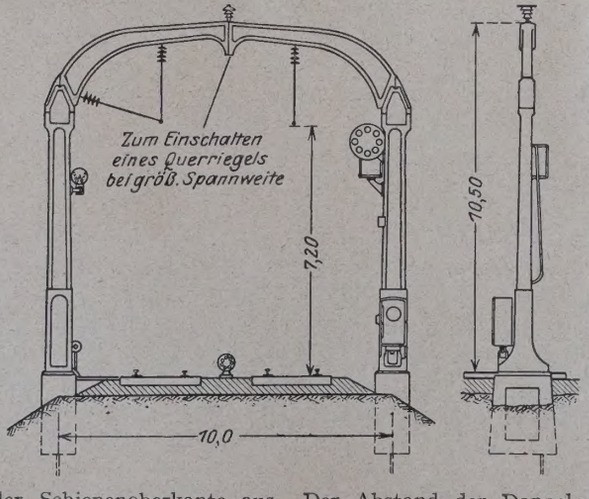
Die untersuchte Decke trug bei der Probebelastung eine Nutzlast, die nachgewiesenermaßen bestimmt innerhalb ihrer sicheren Tragfähigkeit lag, eine Last, die 16½ mal so groß war, als die Bestimmungen zugelassen hätten, hinsichtlich der Deckenstärke, die 10 mal so groß war hinsichtlich der Eisenbewehrung, und die 7 mal so groß war hinsichtlich der Unterlagsplatten. Das untersuchte Gebäude konnte nach vielen (in den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat jeder der Einzelstaaten und vielfach die einzelnen Städte besondere Baupolizeivorschriften) heute geltenden Bestimmungen nicht einmal sein Eigengewicht tragen, während es doch 13 Jahre lang in angestrengtem Betrieb war und nach dieser Zeit mit vollem Erlolg einer Probebelastung unterworfen wurde, die bis zum doppelten Betrag der dem Entwurf zugrundegelegten Nutzlast hinaufging.

Fertig gegossene Eisenbeton-Stützrahmen für oberirdische Kabel der elektrischen Bahn (Detroit).

Nach „Engineering News Record" vom 25. 2. 1926.

Die Doppelrahmen bestehen aus 2 Seiten- und 1 Mittelstütze und je 2 gekrümmten Querrahmenteilen, die in der Mitte des Rahmenfeldes, wo sie zusammenstoßen, so ausgestaltet sind, daß bei Bedarf ein Zwischenstück eingeschaltet werden kann.

Die Spannweite eines Feldes ist 10 m, desgleichen die Höhe



von der Schienenoberkante aus. Der Abstand der Doppelrahmen ist 90 m. Die Bewehrungseisen werden auf besonderen Arbeitsbühnen zu den Eisengerüsten zum Teil durch Zusammenschweißen zusammengesetzt, dann in den Verschalungen auf Flachkarren zur Betonierungsstelle verbracht. Die Ausschalung erfolgt nach 24 Stunden.

Die Einheiten werden vermittels Öfen einer Temperatur von 32°—66° C — 24 Stunden feucht, sodann 24 Stunden trocken — ausgesetzt und lagern dann noch 18 Tage vor ihrem Einbau. Vermittels Lokomotivkranen werden sie an Ort verbracht, wo das Fundament unterdes vorbereitet wurde.

Nach der Ausschalung der Fundamente wurde fünf Tage bis zum Aufsetzen der Stützen über den zu diesem Zweck in die Fundamente vergossenen Ankerbolzen gewartet.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Flußführung für das neue Wasserwerk von St. Louis.

An der Baustelle für das neue Wasserwerk der Stadt St. Louis hatte sich innerhalb von 9 Jahren der Hauptarm des Missouri vom südlichen an das nördliche Ufer verlegt, wie solche Veränderungen

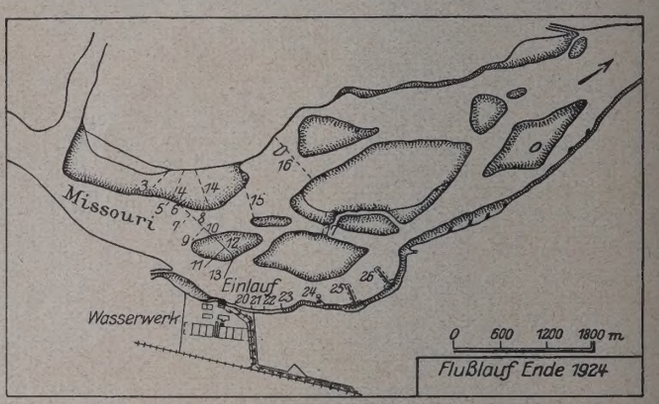


Abb. 1.

Abb. 2.

bei dem ungeheuren Sand- und Schlickgehalt (bis 1,2 kg/m³ oder reichlich 300 000 m³ im Jahr) des Missouri überall vorkommen, und mußte an das südliche Ufer zurückgebracht und dort gehalten werden, um an der Entnahmestelle des Wasserwerks stets tiefes Wasser zu haben. Es sind deshalb in den Jahren 1923 und 1924 23 Buhnen erbaut worden, die den Hochwasserabfluß nicht einschränken, mit dem Erfolge, daß sich am Nordufer bereits 120 ha angelandet haben und am Südufer der Landabbruch durch drei weitere Buhnen verhindert werden muß (Abb. 1).

Für den Bau einer Buhne wird das Ufer 30 m stromauf und 60 m stromab 1 : 3 abgeböscht und auf dem wasserbespülten Teil mit einer 40 m breiten Matte aus Weidengeflecht (Abb. 2) abgedeckt und gleichmäßig mit $^1/_3$ m³ Steinen auf 1 m² beschüttet; auf den Teil über Wasser kommen 8 bis 15 cm Steinschlag und darauf Bruchsteine von 10 bis 70 kg, im ganzen 40 bis 45 cm stark. An das Uferdeckgeflecht schließt mit 6 m Überdeckung eine Flußsohlenmatte von 40 m Breite mit $^1/_6$ m³ Steinbeschüttung auf 1 m². Die Matten werden aus den in den Flußauen überreichlich wachsenden Weiden, unten 2 bis 5 cm stark, 5 bis 8 m lang, über 40 cm starken, drahtgebundenen Weidenwürsten korbartig geflochten und beiderseits durch Längs- und Querseile aus verzinktem Draht in 6 und 5 m Abstand zusammengehalten, die an den Kreuzungspunkten durch das Geflecht hindurch miteinander verspannt sind. Der Kern jeder Buhne besteht aus 6 Reihen hürdenartig gestellter und miteinander verbundener Pfähle mit 6 m Eindringung, die bei jedem Wasserstande Ablagerungen herbeiführen, bei Fluten aber durch Schwimmgut sich verlegen und bald vollständig ein-

sanden. Natürlich erfordert die Erhaltung der erzielten Stromführung sorgfältige Instandhaltung der Einbauten und rechtzeitige Ergänzung an gefahrdrohenden Stellen.

Die Baukosten bis Ende 1925 waren 645 000 Dollar, für die drei Buhnen im Bau sind sie auf 80 000 Dollar veranschlagt.

(Nach Edw. E. Wall., Baudirektor von St. Louis, in „Engineering News-Record" vom 8. April 1926, S. 570—572 mit 5 Abb.)

Die Betonstrecke auf der Avus, Berlin.

Im Juli d. J. ist die Avusbahn bei Berlin durch einen Ausschuß der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau besichtigt worden, um die Bahn in straßenbautechnischer Beziehung einer kritischen Würdigung zu unterziehen.

In dem Ausschußbericht wird über die Betonstrecke der Avusbahn folgendes ausgeführt:

„Beim Bau der Straße wurde ein etwa 240 m langer Abschnitt in Beton ausgeführt. Der Beton wurde ohne Mittelfuge mit Querfugen in 5 m Abstand eingebaut. Die Strecke liegt unbedingt einwandfrei und weist nicht die geringste Beschädigung auf. Die Betonstrecke wurde im Hinblick auf die Einheitlichkeit der Bahn ebenfalls mit einer Oberflächenteerung versehen. Praktisch wäre eine derartige Oberflächenbehandlung der Betonstraße nicht nötig, insofern auch nicht wünschenswert, weil die Betonstrecke unter gummibereiftem Verkehr einen höheren Rauhigkeitsbeiwert besitzt. Die Betonstrecke weist keine Unebenheiten auf, auch Verwerfungen der Betondecke an den Fugen, wie sie auf Grund des sandigen Unterbaues für die Betonstrecke gefürchtet wurden, sind nicht erfolgt." W. P.

Preßluftreinigung und Kompressorleistung für Sandstrahlgebläse und Betonspritzen.

Die ausgedehnte Verbreitung, die in den letzten Jahren sowohl Sandstrahlgebläse als auch Betonspritzen gefunden haben, läßt es wünschenswert erscheinen, einige Angaben über die Entwässerung und Entölung der Preßluft sowie über die Bestimmung der wirtschaftlichen Kompressorgrößen zu machen, die es ermöglichen, sich in obigen Fragen zurechtzufinden.

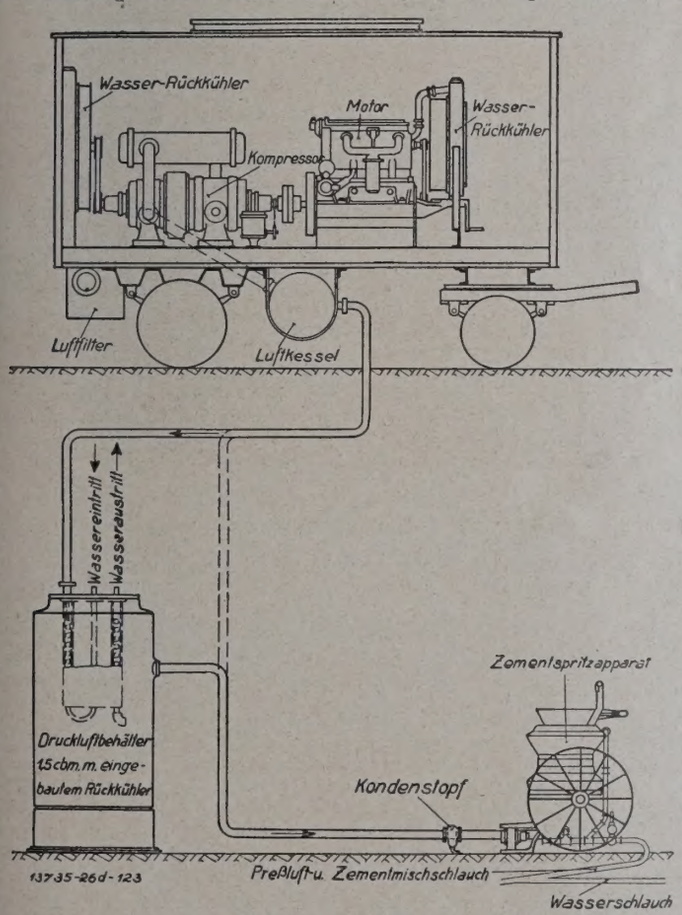


Abb. 1.

Die meisten Gebläseapparate, die für Entrostungs- und Betonspritzarbeiten verwendet werden, sind empfindlich gegen Wasser und Öl, die sich aus der Preßluft ausscheiden, da der Sand bzw. Zement innerhalb des Gebläses durch enge Öffnungen dem Preßluftstrom zugeführt werden muß. Kommt der zu verspritzende Stoff mit den Abscheidungen in Berührung, dann tritt leicht, besonders bei intermittierendem Betrieb, ein Verstopfen und Verbacken dieser Öffnungen ein und die Folge davon ist ein Versagen der Sand- bzw. Zementzuführung. Während bei den Sandstrahlgebläsen diese Verstopfungen leicht durch Klopfen an dem Apparat beseitigt werden können, führen sie bei den Betonspritzapparaten, sofern sie nach der Mischung von Preßluft und Zement im Schlauch erfolgen, zu empfindlichen Betriebsstörungen. Es ist deshalb geboten, eine Reinigung der Druckluft vor ihrem Eintritt in die entsprechenden Apparate vorzunehmen.

Wie allgemein bekannt, erwärmt sich die Luft während ihrer Verdichtung. Da nun heiße Luft eine bedeutend höhere Aufnahmefähigkeit für Wasser- und Öldämpfe hat als kalte Luft, so wird ein Kondensieren, d. h. Niederschlagen der Dämpfe auch immer da stattfinden, wo eine Ankühlung der Luft erfolgt. Es ist deshalb von besonderer Bedeutung, daß die Luft, wenn sie zu den Apparaten gelangt, schon ungefähr auf Außentemperatur abgekühlt ist. Befinden sich zwischen dem Kompressor und der Verbrauchsstelle längere Rohrleitungen (etwa über 60 m), so wird die Rückkühlung in meist ausreichendem Maße in dieser Leitung erfolgen, sind aber Kompressor und Verbrauchsstelle eng verbunden, so ist es zweckmäßig, einen Luftkühler einzubauen. Bei Vorhandensein von Leitungswasser kann die Rückkühlung der Druckluft mit diesem erfolgen, sonst verwendet man vorteilhaft ein Rippenrohrsystem, das von der Außenluft bestrichen wird. Sehr gut hat sich ein in den Luftkessel eingebauter Rückkühler, wie ihn die DEMAG-Duisburg baut, bewährt, für den Kompressorkühlwasser verwendet wird.

Sowohl bei natürlicher als auch bei künstlicher Kühlung der Druckluft ist kurz vor dem Gebläseapparat ein Kondenstopf einzuschalten, in dem sich das niedergeschlagene Wasser und Öl sammelt. Auf öfteres Ablassen des Kondensates ist selbstverständlich zu achten. Die handelsüblichen Bauarten der Öl- und Wasserabscheider sind meist unvollkommen, da sie die Zurückkühlung der Luft nicht berücksichtigen und, wie ausgeführt, nur durch eine genügende Zurückkühlung der Luft und einen Kondenssammeltopf sich eine für die vorliegenden Ver-

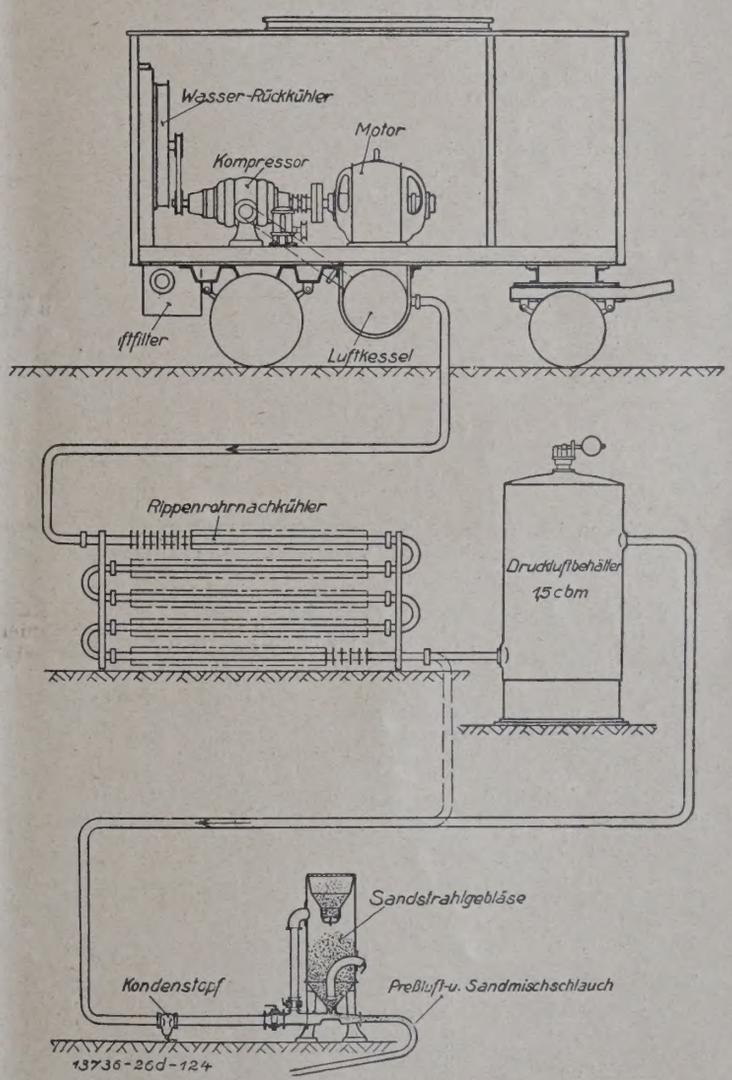


Abb. 2.

hältnisse ausreichende Entwässerung und Entölung der Preßluft erzielen läßt.

Abb. 1 zeigt die Anordnung einer Betonspritzanlage mit fahrbarem zweistufigen Demag-Rotationskompressor, der durch eine Verbrennungskraftmaschine angetrieben wird, und mit Nachkühler für Wasser- und Ölabscheidung. Der Druckluftkühler ist in einem vorhandenen Luftkessel eingebaut, er kann jedoch auch in dem am Fahrgestell befindlichen Luftkessel vorgesehen werden. Für diesen Fall gilt die punktiert eingetragene Luftleitung zwischen Luftkessel und Betonspritzapparat. Die Abb. 2 stellt eine Sandstrahlgebläseanlage dar. Der einstufige Rotationskompressor erhält seinen Antrieb durch einen Elektromotor. Die Zurückkühlung der Druckluft erfolgt durch einen Rippenrohrkühler, der von der Außenluft umstrichen wird. Der Einbau eines Druckluftbehälters nach dem Rippenrohrkühler ist als zweckmäßig zu empfehlen, jedoch nicht unbedingt nötig.

Der Luftverbrauch bei Sandstrahlapparaten richtet sich nach der Zahl und der Größe der zur Verwendung kommenden Düsen. Bei der Bestimmung der Kompressorgröße darf jedoch nicht unberücksichtigt bleiben, daß die Düsen sehr stark dem Verschleiß unterworfen sind, d. h. ihren ursprünglichen Querschnitt nach kurzer Betriebszeit vergrößern, und daß sehr oft Undichtheiten in den Rohrverbindungen und den Apparaten bestehen. Um diese Fälle zu berücksichtigen, ist die Leistung des Kompressors um mindestens 20% größer zu wählen, als er sich nach den zur Verwendung gelangenden Düsen berechnet.

Da die Luftgeschwindigkeit beim Ausströmen aus sich nicht erweiternden Düsen oberhalb des kritischen Druckes gleichbleibt, genügt für die Bestimmung des stündlichen Ansaugvolumens die Gleichung:

$$V = w \,.\, f \,.\, p \,.\, \varphi \,.\, 3600 \text{ m}^3,$$

dabei ist:

w = 320 m/sek, die Austrittsgeschwindigkeit der Druckluft bei 30° C Lufttemperatur,

f = der freie Querschnitt der zur Verwendung kommenden Düsen,

p = der absolute Druck in Atmosphären (wirksamer Arbeitsdruck + 1 at) und

φ = 0,6 der Düsenkoeffizient (nach einigen Versuchen.

Danach ergeben sich für 6, 8, 10 und 12 mm Düsen bei den Arbeitsdrucken von 1, 2, 3, 4 atü folgende Ansaugeleistungen:

Wirksamer Arbeitsdruck in atü	Ansaugeleistung in m³/std bei einem Düsendurchmesser in mm von			
	6	8	10	12
1	40	70	110	160
2	60	105	165	235
3	80	140	220	315
4	100	175	270	400

Wegen Düsenverschleiß und Undichtheiten sind die Tabellenwerte, wie vorstehend bereits bemerkt, um 20% zu erhöhen, d. h. mit 1,2 zu multiplizieren.

Beispiel: Ein Kompressor zum Betreiben von zwei 6 mm-Düsen und einer 10 mm-Düse hat bei einem Arbeitsdruck von 2 atü, eine Ansaugeleistung von 1,2 . (60 + 60 + 165) = 1,2 . 285 = rd 350 m³/std.

Bei dieser Berechnung ist der Einfluß des der Preßluft beigemischten Sandes unberücksichtigt gelassen, da sich bei Versuchen ergeben hat, daß selbst bei Verwendung sehr grobkörnigen Sandes eine nur unbedeutende Änderung des Luftverbrauches eintritt.

Eine gewisse Mehrleistung des Kompressors muß stets vorhanden sein, wenn sich eine Sandstrahlgebläseanlage wirtschaftlich gestalten soll. Neuzeitliche Kompressoren haben zudem Leerlaufvorrichtungen, die den Arbeitsbedarf des Kompressors dem Luftbedarf anpassen, so daß bei nicht voll ausgenütztem Kompressor eine Arbeitsverschwendung nicht eintritt.

Für Betonspritzapparate, soweit sie heute auf dem Markte sind, ist der Luftverbrauch von den Lieferfirmen einheitlich festgestellt. Bei einem Arbeitsdruck von etwa 3 atü ist als Kompressorleistung zu wählen, für die beispielsweise angegebenen Zementkanonen:

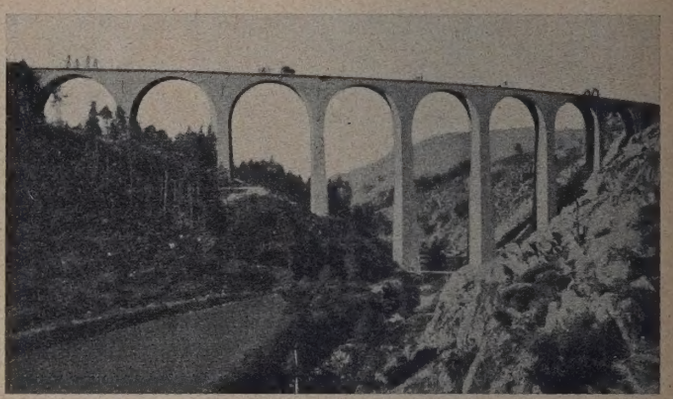
Zementkanone Type:	Leistung in loser Masse, etwa m³	Stündlicher Luftverbrauch in m³
N 00	0,75	100 ÷ 120
N 0	1,25	180 ÷ 220
N 1	1,75	280 ÷ 320
N 2	2,50	360 ÷ 420

Für das Betonspritzen sind zweistufige Kompressoren empfehlenswert, da im allgemeinen eine verhältnismäßig große pneumatische Förderung in Frage kommt und weil zur Beseitigung von Verstopfungen bisweilen ein erheblich höherer Druck als der normale Arbeitsdruck benötigt wird.

Der normale Arbeitsdruck von 2÷3 atü genügt für Materialschlauchlängen von 50÷150 m und Druckhöhen von 10—25 m. Der Betriebsdruck hängt aber neben der Schlauchlänge und Förderhöhe sehr stark von der Beschaffenheit des Materials ab. Trockenes scharfkörniges Material läßt sich leichter fördern als nasses und leicht backendes Material. Bei Schlauchlängen von etwa 300 m kommt ein Betriebsdruck von 4 atü in Betracht. Dieser Druck ist für die Betonspritzapparate noch zulässig, wenn er auch mit Rücksicht auf die bei diesen großen Schlauchlängen entstehenden bedeutenden Verluste durch Undichtheiten usw. nicht wirtschaftlich ist und deshalb möglichst vermieden werden soll.

Die Eisenbahntalbrücke von Recoumène.

Die Talbrücke über den Recoumène, einem Nebenfluß der Loire, in einer Zweigbahn der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn im Kreise Haute-Loire, zeichnet sich sowohl durch schöne Erscheinung (s. Abb.) als auch durch Feinheiten im Entwurf aus. Sie ist mit 60,6 m Gesamthöhe



eine der höchsten einstöckigen Talbrücken Frankreichs, hat acht Öffnungen von je 25 m Lichtweite und liegt in einem Bogen von 325 m Halbmesser und einer Steigung von 21,5 v. T. Die schöne Erscheinung beruht neben der Überhöhung der Bögen und der Schlankheit der Pfeiler darauf, daß alle Außenflächen krumm sind. Die Gewölbe sind Ellipsen mit 13,5 m lotrechter und 12,5 m wagrechter Halbachse, um von vornherein den bei einem reinen Halbkreis unausbleiblichen Eindruck eines gedrückten Bogens zu verhindern. Die Pfeilerstärke am Bogenanlauf ist nicht nach der alten Faustformel mit $^1/_5$ der Lichtweite bemessen, sondern auch nach der Höhe abgestuft, gemäß der Formel $d = 0{,}112 \,.\, 2\,l + 0{,}013\,h$ (2 l Lichtweite, h Höhe von Schienenoberkante bis zum Gelände auf der Oberseite des Pfeilers), was bei dem höchsten Pfeiler eine Verminderung der Stärke von 5 m auf 3,67 m ergibt; die drei kurzen Endpfeiler sind jedoch 6 bis 12 cm stärker gemacht worden. Die Außenflächen der Pfeiler sind nach Parabeln geformt, deren Achse im Gewölbeanlauf liegt, entsprechend

$$x = \frac{d}{2} + \frac{1}{n} H + \frac{\varepsilon}{2} H^2$$

(x halbe Pfeilerstärke, H Gesamthöhe, d Pfeilerstärke und $\frac{1}{n}$ Anlauf am Bogenanfang, ε Zunahme des Anlaufs für 1 m Höhe, was für 50 m Höhe eine feine Krümmung von nur 0,25 m Stich ergibt). Der Anlauf $\left(\frac{1}{n}\right)$ entspricht auf der inneren Seite der Bahnlinie dem Anlauf der Stirnmauern mit 0,02, ist aber auf der äußeren Seite vergrößert auf $0{,}0356 = \frac{a^2}{bR}$ (a und b wagerechte und lotrechte Halbachsen der Gewölbeellipse, R Krümmungshalbmesser der Bahnlinie). Die Pfeiler und Gewölbe gehen genau nach dem Krümmungsmittelpunkt der Bahnlinie, sind also trapezförmig und konoidisch, was die Ausführung aber weder erschwert noch verteuert hat. Die größte Beanspruchung am Pfeilerfuß bei Belastung nur eines anschließenden Gewölbes mit 10 t/m und bei Berücksichtigung von Winddruck und Bremsschub hat sich, nach der Elastizitätslehre berechnet, zu 17 kg/cm², die mittlere Beanspruchung in verschiedenen Höhen zu 10 kg/cm² ergeben.

Die Brücke ist aus dichten Basaltbruchsteinen in Zementmörtel hergestellt, die Gewölbe in zwei Ringen, von je 6 Punkten aus, unter Bemessung des Lehrgerüstes nur für die Last des ersten Ringes. Zur Vermeidung schädlicher wagerechter Bewegungen der schlanken Pfeiler sind alle Gewölbe gleichzeitig ausgeführt und der Arbeitsvorgang den ständig beobachteten Pfeilerbewegungen, die bis 12,6 mm erreichten, angepaßt worden. Die Lehrgerüste sind mit Hilfe von Kabelbahnen und Bockgerüsten auf den Pfeilern fliegend vorgebaut worden. (Nach M. C. Gay, Ingenieur der Bauabteilung der Paris-Mittelmeer-Eisenbahn, in Le Ciment vom April 1926, S. 118—126 mit 6 Abb.). N.

Zuschrift zu dem Aufsatz Burghardt in Heft 11, 1926.

Zu dem in Heft 11 vom 12. März 1926 erschienenen Aufsatz „Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau" von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin, gestatte ich mir folgende Ausführungen:

Der Verfasser erklärt: „Die Erfahrungen, die mit den Spezialschweißmaschinen und der elektrischen Schweißung gemacht sind, beruhen auf derartig günstigen Erfolgen und Voraussetzungen, daß z. B. die Anschaffung von Spezialschweißmaschinen nur eine reine Geldsache, die Einführung der elektrischen Lichtbogenschweißung von schmiedbarem Eisen zum Teil auch nur eine Geldfrage ist."

Trotzdem hält es der Verfasser für richtig, sich in seinem Aufsatze hauptsächlich mit der veralteten Feuerschweißung sehr eingehend zu befassen.

Ich bin der Auffassung, daß eine eingehendere Würdigung sowohl der Gasschmelzschweißung als auch der elektrischen Lichtbogen- und Widerstandsschweißung, die doch heute auch im Eisenbetonbau täglich mehr und mehr Eingang findet, eher am Platze gewesen wäre. Unrichtig ist, daß „die elektrische Lichtbogenschweißung sich bei dünnwandigen Stücken anwenden läßt", im Gegenteil, hier ist die Gasschmelzschweißung und in Sonderfällen die elektrische Widerstandsschweißung (Punkt- und Nahtschweißung) am Platze, während die elektrische Lichtbogenschweißung normal nur bei Wandstärken über 4 mm bis zu unbegrenzten Querschnitten Anwendung findet.

„Daß für die elektrische Lichtbögenschweißung vorerst noch ausschließlich Gleichstrom im Gebrauch ist", wie der Verfasser meint, galt vor etwa drei Jahren noch. Heute jedoch, nachdem Schweißtransformatoren auf dem Markte sind, mit denen man Schweißungen herstellen kann, die nicht nur den Gleichstromschweißungen ebenbürtig, sondern noch überlegen sind, wird man in allen Fällen, wo Dreh- oder Wechselstrom vorhanden ist, mit Transformatoren schweißen, da ein Transformator einem Gleichstromlichtbogenumformer sowohl was Preis, Gewicht, Raum- und Energiebedarf als auch was Betriebswartung und einfache robuste Bauart anlangt, weit überlegen ist. Es haben sich deshalb auch in letzter Zeit namhafte Firmen mit dem Bau dieser Schweißtransformatoren befaßt.

Schließlich möchte ich der Meinung entgegentreten, daß bei Schweißungen im allgemeinen große Vorsicht zu üben ist und die Schweißarbeiten nur zuverlässigen Arbeitern anzuvertrauen sind. Dieser Satz gilt nur für die Ausführung schwieriger Schweißungen. Dagegen wird man z. B. das Stumpfschweißen von Betoneisen nach dem Abschmelzverfahren von jedem angelernten intelligenten Arbeiter ausführen lassen; auch die elektrische Lichtbogenschweißung wird im Eisenbeton und im Hochbau z. B. in Amerika nur von angelernten Arbeitern ausgeübt. Allerdings werden dort die geschweißten Querschnitte von vornherein so verstärkt, daß auch bei einer minderwertigen Schweißung noch immer genügend Sicherheit verbleibt. Es sind in letzter Zeit auf diesem Gebiete eine Reihe Veröffentlichungen erschienen, auf die ich besonders aufmerksam machen will, hier in Deutschland in der „Schmelzschweißung" und in der „Zeitschrift für autogene Metallbearbeitung", in Amerika in „The Welding Engineer".

Dipl.-Ing. D. C. Fritz.

Erwiderung auf die Zuschrift Fritz.

Wie in der Abhandlung angegeben, ist der Zweck dieser, den jüngeren Bauleiter mit dem eigentlichen Schweißen, die Verbindung gleichartiger Metallteile in teigartigem Zustand unter Druckanwendung ohne Hinzufügen eines Fremdstoffes oder Zusatzstoffes, dem sogenannten Feuerschweißen, bekanntzumachen.

Da man auf den meisten Baustellen Feldschmieden besitzt, um die Anker, Ankerbolzen usw. an Ort und Stelle zu schmieden, so ist man dort in der Lage, ohne besondere Unkosten gelegentlich auch Schweißungen herzustellen, weshalb hier die Feuerschweißung wohl am meisten in Frage kommt.

Bei der Lichtbogenschweißung und bei der autogenen Schweißung kann man eher von einer Lötung sprechen, wenn man sich von der Vorstellung frei macht, daß zur Lötung zinn- oder kupferhaltige Zusätze nötig sind. Bei diesen mit Schmelzschweißung bezeichneten Verfahren gießt oder schmilzt man zwei gleich- oder verschiedenartige Metallteile aneinander, meist unter Hinzufügung eines gleichartigen Zusatzstoffes in Drahtform.

Die elektrische Lichtbogenschweißung hat sich zur Instandsetzung von Dampfkesseln bei Anfressungen, Rissen und Brühen das Feld erobert und behauptet, und zwar um so mehr, je weitläufiger die wirtschaftlichen Vorteile der elektrischen Schweißung gegenüber der Autogenschweißung ausgenützt werden.

Seitens der Dampfkesselüberwachungsvereine wird bei Reparaturen an Dampfkesseln oder Schiffskesseln das Lichtbogenschweißverfahren ausschließlich genehmigt und empfohlen, während das autogene Schweißverfahren abzulehnen ist, da bei demselben chemische Einflüsse auf das Schweißgut und damit den Gütegrad der Schweißung nachgewiesen wurden.

Diese gemachten Erfahrungen stehen vollständig im Widerspruch mit den Ansichten des Herrn Dipl.-Ing. Fritz.

Aus gemachten Versuchen ergab sich, daß bei der elektrischen Lichtbogenschweißung nur bestimmte Stromstärken einen besten Wert an Festigkeit ergeben.

Es wird nicht bestritten, daß neuerdings auch mit Wechselstrom Schweißungen ausgeführt werden. Die Ansichten über die Vor- oder Nachteile der einen oder anderen Stromart sind noch nicht geklärt. Bisher vorgenommene Versuche ergaben, daß der Wechselstromschweißung nicht unbedingt der Vorzug der Billigkeit nachgerühmt werden darf. Andererseits scheint es, als ob mit Wechselstromschweißung nicht die gleichgünstigen Festigkeitsverhältnisse erzielt werden können wie mit Gleichstrom.

Versuche ergaben, daß mit Gleichstrom-V-Schweißungen größere Festigkeiten erzielt wurden.

Bei einer Gleichstrom-Leerlaufspannung von 40 V kann man einwandfreie Schweißungen ausführen; der Lichtbogen reißt nicht ab. Bei 60 V Wechselstrom-Leerlaufspannung ist das Ziehen und Halten eines Lichtbogens kaum möglich. Man muß deshalb bis auf 70 und 80 V Leerlaufspannung und darüber hinausgehen, was eine gewisse Gefahr für den Schweißer bedeutet.

Der Wechselstromschweißtransformator hat einen überaus schlechten cos φ von 0,25 bis 0,45, aus welchem Grunde es noch fraglich ist, ob jedes Elektrizitätswerk den Anschluß eines derartigen Transformators gestattet.

Bei dem Schweißtransformator ist ferner die hohe primäre Stromaufnahme zu beachten, die bis zu 50% größer sein kann als die eines Schweißumformers von gleicher Leistung.

Dementsprechend müssen die Zubereitungskabel stärker gewählt werden.

Die Gleichstromschweißung hat eine lange Entwickelung hinter sich, die Wechselstromschweißung ist noch jung.

Das abschließende Urteil des Herrn Fritz bezüglich der Überlegenheit der Schweißungen mit Schweißtransformatoren scheint mir deshalb etwas gewagt.

Trotz des schlechten Wirkungsgrades von 0,5 bis 0,6 stellt die Gleichstromschweißmaschine eine Verbilligung des Schweißens gegenüber stellenweise noch üblicher Schweißen von Gleichstromnetz unter Vorschaltung eines Widerstandes dar.

Die Widerstandsschweißmaschinen arbeiten mit zwei, höchstens vier Volt, demgegenüber aber mit sehr hohen Stromstärken. Direkt einschneidende Neuerungen sind nicht zu verzeichnen, wohl aber arbeitet man daran, den inneren Aufbau der Widerstandsschweißmaschine zu vervollkommnen.

Entgegen der Ansicht des Herrn Fritz gehe ich wohl mit den meisten Fachleuten einig, wenn ich eine erstklassige Schulung der Schweißer fordere, da nur eine sachgemäß ausgeführte Schweißung sowohl hinsichtlich der Festigkeit als auch hinsichtlich der Kosten in Wettbewerb treten kann. Aus diesem Grunde fanden bisher auch besondere Kurse für Ingenieure und Handwerker (Köln) für autogenes und elektrisches Schweißen statt, die aus Vorträgen und praktischen Übungen bestanden.

Das von Herrn Fritz empfohlene amerikanische System, so viel Eisen einzulegen, daß trotz minderwertiger Schweißung noch genügend Sicherheit bleibt, dürfte nur den Anreiz zur schlechten Arbeit geben, und ist es dann wohl besser, man schweißt überhaupt kein Eisen.

Bezüglich der Prüfungen von Lichtbogenschweißungen mache ich auf die Abhandlungen von Ethan Viall in „Electric Welding", New York 1921, und auf die Zeitschrift „American Machinist" vom 3. Juli 1920 aufmerksam; außerdem auf verschiedene Abhandlungen in der Z. D. V. I.

Weiterhin mache ich darauf aufmerksam, daß man neuerdings Straßenbahnschienen auch mit elektrischen Lichtbogen schweißt. Die erforderlichen günstigen Schweißstromstärken und -spannungen sind zwischen 200 A, 45 V und 100 A, 20 V. Man verwendet hierbei vorteilhaft Schweißumformer, deren Motoren an die üblichen Bahnnetzspannungen (450—600 Volt) angeschlossen werden und deren Generatoren die im Lichtbogen erforderlichen Stromwerte ohne weiteres hergeben.

Dipl.-Ing. A. Burghardt.

Hiermit schließt die Schriftleitung die Aussprache über die vorliegende Frage.

Der Entwurf von Betonstraßen.

Bericht nach einem Aufsatz von A. T. Goldbeck in „Concrete" 1925, S. 26.

Das Verhalten von Betonstraßen ist in hohem Maße abhängig von den Eigenschaften des Straßenuntergrundes. Bei der weitgehenden Verschiedenheit der Entstehungsbedingungen und der geologischen Beschaffenheit der Bodenarten und ihres Wertes als Straßenuntergrund ist es für den Ingenieur wichtig, sich Kenntnisse von der Natur der Bodenarten und ihrer möglichen Einwirkungen auf das Straßenpflaster verschaffen zu können. Aus diesem Grunde sind in Amerika in den letzten 3 bis 4 Jahren Normenuntersuchungen für die Analysierung von Untergrundmaterial ausgearbeitet worden, die wichtige Unterlagen für Straßenprojektierungsarbeiten liefern sollen. Die Untersuchungen beziehen sich auf folgende Punkte: 1. Mechanische Analysen, 2. Kapillare Feuchtigkeit, 3. Feuchtigkeitsäquivalent, 4. Farb-Adsorption, 5. Löschwert, 6. Feuchtigkeitskapazität, 7. Relative Tragfähigkeit, 8. Schwindmaß.

1. Die mechanischen Analysen bestimmen die Kornzusammensetzung und die ungefähre mineralogische Zusammen-

setzung, wobei man roh unterscheidet zwischen Lehm, Schlamm, Sand. Unter Lehm versteht man den Teil, der im Wasser gelöst bleibt und sich auch bei achtminutigem Zuwarten nicht absetzt, Schlamm wird der Teil genannt, der sich durch ein Sieb Nr. 200[1]) hindurchwaschen läßt und sich innerhalb 8 Minuten nach dem Umrühren des Wassers niedersetzt. Sand ist derjenige Teil, der auf dem Sieb Nr. 200 zurückbleibt, aber durch das Sieb Nr. 10 durchgeht. Untergrunde mit hohem Lehmgehalt werden beim Naßwerden gewöhnlich sehr plastisch und sind daher wenig tragfähig; ferner erleiden sie beim Naßwerden und Austrocknen große Volumenveränderungen und bieten so keine gleichförmige Unterstützung für die Straßenplatte. Die Fähigkeit großer Wasseraufnahme bedeutet eine beträchtliche Gefahr bei Frost. Solche Böden fordern Vorsichtsmaßregeln beim Straßenbau.

2. Der Prozentsatz der kapillaren Feuchtigkeit, d. h. der Feuchtigkeit, die der Boden kapillar anzusaugen vermag, ist deshalb wichtig, weil Straßen häufig nur wenig oberhalb des Grundwasserstandes gebaut werden, wo die kapillare Saugwirkung unangenehm in Erscheinung treten kann. Der Boden soll einen möglichst geringen Gehalt an kapillarer Feuchtigkeit aufweisen.

3. Bei der Bestimmung des Feuchtigkeitsäquivalents wird die Bodenprobe zunächst mit Wasser gesättigt, und sodann in einer Zentrifuge mit einer Gewalt, die das 1000fache des Probengewichts beträgt, 1 Minute lang geschleudert. Das Maß des in der Probe nach dem Schleudern zurückbleibenden Wassers ist das Feuchtigkeitsäquivalent. Nach den bisherigen Erfahrungen sind bei Böden, die noch 20% Wasser enthalten, besondere Maßregeln am Platze. Für die Durchführung dieser Probe auf Baustellen besteht ein vereinfachtes Bauplatzverfahren.

4. Farb-Adsorption. Filtriert man Farblösungen durch gewisse Bodenarten, so verschwindet die Farbe, und zwar kann eine bestimmte Menge Erdreich nur eine bestimmte Farblösungsmenge entfärben. Das Adsorptionsvermögen ist bei verschiedenen Bodenarten verschieden. Bodenarten mit hohem Adsorptionsvermögen sind plastisch und stellen schlechte Straßenunterlagen dar.

5. Bei der „Lösch"-Probe wird bestimmt, innerhalb welcher Zeit nach dem Eintauchen in Wasser das Erdreich auseinanderfällt. Hierin unterscheiden sich die Bodenarten wieder ganz beträchtlich. Der Wert dieser Prüfung wird noch weiterhin untersucht. Sie scheint aber einen Fingerzeig zu geben, mit welcher Schnelligkeit ein Boden durch Wasser angegriffen wird.

6. Die Feuchtigkeitskapazität, die zweifellos mit dem Feuchtigkeitsäquivalent und der kapillaren Feuchtigkeit zusammenhängt, wird dadurch bestimmt, daß man die Bodenprobe mit Wasser sättigt, dem Wasser sich zu setzen erlaubt, und die Menge des im Erdboden zurückbleibenden Wassers bestimmt. Der Wert der Probe muß sich erst noch erweisen. Immerhin kann gesagt werden, daß die Güte des Bodens mit der Höhe der Feuchtigkeitskapazität abnimmt.

7. Relative Tragfähigkeit. Die Laboratoriumsuntersuchung geht so vor sich, daß auf eine Bodenprobe langsam eine wachsende Last aufgebracht wird und das Eindringen der Tragfläche in das Erdreich studiert wird.

8. Eine wichtige Untersuchung des Erdbodens ist die auf seine Schwindeigenschaft. Jedermann kennt die klaffenden Risse im Lehmboden, der nach einem starken Regen der Sonne oder dem Wind ausgesetzt war. Ein solcher Boden als Straßenuntergrund bedeutet eine Gefahr. Bei hoher Feuchtigkeit dehnt sich der Boden aus, um beim Austrocknen zusammenzuschrumpfen. Da das Straßenpflaster immer mehr oder weniger luftdicht ist, sind die Volumenveränderungen im Untergrund am Rand der Straßenplatte bedeutend größer als in Straßenmitte. Feuchtigkeitsuntersuchungen in Californien ergaben tatsächlich am Plattenrand geringere Feuchtigkeit des Untergrundes als in Straßenmitte in gleicher Bodentiefe. Daß es Zeiten gibt, wo sich an gewissen Stellen das Pflaster vom Untergrund losgelöst hat, ist danach nicht überraschend. Längsrisse in Abständen von 90—120 cm vom Straßenrand sind die Folge. Ein Schwindmaß einer Bodensorte größer als 5% macht einen besonderen Pflasterentwurf oder eine besondere Behandlung des Untergrundes erforderlich. Leider ist nicht angegeben, wie diese Schwindmaße der Bodenarten gemessen werden.

Als eine erfolgreiche Behandlung des Untergrundes zur Vermeidung der Rißbildung im Pflaster unter der Wirkung der Volumenveränderungen des Bodens wird die Aufbringung einer 11 cm starken lockeren Sandlage angegeben. Bei der Pittsburger Versuchsstraße, die auf einem lufttrockenen Lehmboden hergestellt wurde, war der Untergrund auf eine Tiefe von 90 cm umgepflügt, leicht mit Wasser besprengt und in 6 Lagen eingewalzt worden, allerdings ein kostspieliges Verfahren. Die Herstellung zunächst einer Sand- oder Kiesstraße, auf die später die Betonstraße aufgebracht wird, ist eine weitere kostspielige Behandlung. Wird eine Lage sehr körnigen Materials zwischen Untergrund und Beton eingelegt, so ist für gute Wasserableitung zu sorgen zur Vermeidung der Sprengwirkung gefrierenden Wassers. Bei niederen Temperaturen ist gelegentlich unter den Straßenplatten eine Schwitzwasserbildung beobachtet worden; diese ist besonders ungünstig bei einem Untergrund, der vom Wasser leicht ausgeweicht wird. Hier ist eine Zwischenlage aus körnigem Material zweckmäßig, da dieses durch das Schwitzwasser wenig verändert wird.

Es ist jedenfalls klar, daß die verschiedenen Bodenarten nicht immer eine gleichmäßige unveränderliche Unterlage für die Straßenplatte bilden. Messungen des tatsächlichen Druckes unter einer 20 cm starken Beton-Straßenplatte, die vom Verfasser über mehrere Monate angestellt wurden, bestätigten dies einwandfrei (vgl. Abb. 1).

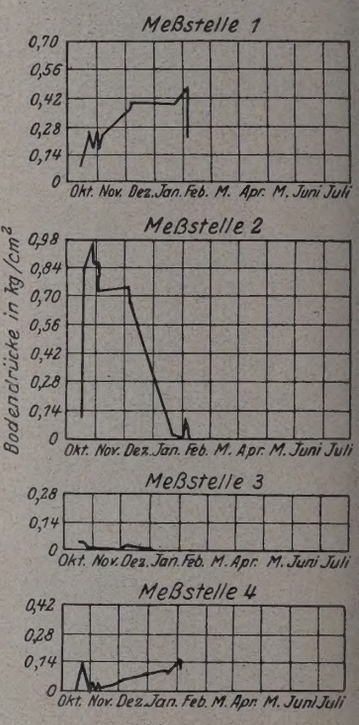


Abb. 1.

Eigenschaften und Aufgaben des Betons für den Straßenbau: Der auf die Straße frisch aufgebrachte Beton schwindet beim Austrocknen. Besonders rasch spielt sich dieser Prozeß ab bei Wind und heißem Wetter und führt in dem noch jungen, wenig festen Beton zu Schwindrissen. Es gehört zu den wichtigsten Maßnahmen, durch Feuchthalten des Betons während mehrerer Wochen das Schwinden möglichst lange hinauszuzögern, bis der Beton höhere Zugfestigkeiten aufweist. Je höher die Betonzugfestigkeit bei Beginn des Schwindprozesses ist, desto geringer ist die Zahl der Schwindrisse.

Wechselnde Lufttemperaturen bringen Volumenveränderungen an der Straßenoberfläche mit sich, denen relativ geringe Temperaturveränderungen an der Plattenunterseite gegenüberstehen. Die Folge hiervon sind Plattenverbiegungen mit Biegungszugspannungen unter der Eigengewichtsbelastung. Heiße Wetterperioden haben selbst Druckspannungen im Beton zur Folge. Die Verkehrsbelastung löst Biegungsbeanspruchungen aus mit teils statischer, teils dynamischer Wirkung. Wir haben also für den Entwurf von Betonstraßen als wichtig ins Auge zu fassen: 1. Volumenveränderungen unter der Wirkung wechselnder Feuchtigkeit, 2. Volumenveränderungen unter der Wirkung wechselnder Temperatur, 3. Widerstand gegen Zugbeanspruchung, 4. Widerstand gegen Biegungsbeanspruchung, 5. Widerstand gegen Druckbeanspruchung, 6. Widerstand gegenüber wiederholter Belastung, 7. Widerstand gegenüber Abnutzung.

Hinsichtlich der Volumenveränderungen sind im Büro für Straßenbau-Untersuchungen folgende maximale Werte festgestellt worden:

max. Schwellmaß . . . . . 0,1 mm/lfd. m,
max. Schwindmaß . . . . . 0,5 mm/lfd. m,

ein Wert, dessen Höhe von der Vollständigkeit der Austrocknung abhängt.

Es ist nicht zu erwarten, daß beim Straßenbeton die im Laboratorium festgestellten Höchstmaße erreicht werden, da dort vom Untergrunde her immer eine wenn auch manchmal geringe Feuchtigkeit vorliegt. Außerdem verringert die Bewehrung die Volumenveränderungen. Der Wärmeausdehnungskoeffizient, der übrigens in Deutschland mit 0,000011 angegeben wird, soll sich nach Untersuchungen an der Purdue Universität zwischen 0,000004 bis 0,0000065 halten. Schwind- und Temperaturspannungen sind zu den übrigen Spannungen zu addieren.

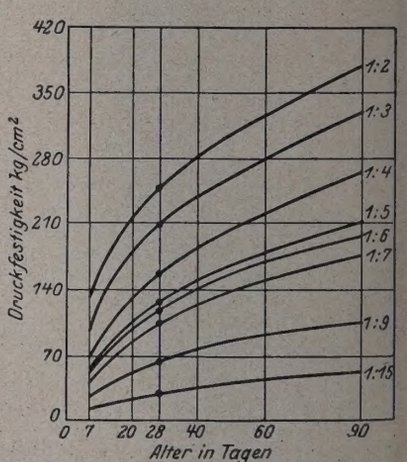


Abb. 2.

Obwohl die Betondruckfestigkeit bei der Betonstraße eine besonders wichtige Rolle nicht spielt, wird ihr doch deshalb Aufmerksamkeit geschenkt, weil sie die allgemeinen Eigenschaften des Betons anzeigt. Der 28 Tage alte unter Bedingungen wie auf der Straße gelagerte Beton soll 3000 lbs = 210 kg/cm² Druckfestigkeit haben und ein dementsprechendes Mischungsverhältnis aufweisen. Zur Ausfindigmachung guter Betonzusammensetzungen wird auf die Methoden

[1]) Sieb Nr. 200 = Sieb mit 0,07 mm Maschenweite. Sieb Nr. 10 = Sieb mit 2,14 mm Maschenweite.

Abrams verwiesen und auf die beistehenden Kurven (Abb. 2 u. 3) Abrams Bezug genommen.

Auf den bedeutenden Einfluß des Wasserzusatzes auf die Betonfestigkeit, wie ihn die Kurve 3 zeigt, wird nachdrücklichst aufmerksam gemacht. Ganz besonders hohen Widerstand soll der Straßenbeton gegenüber Biegung als der häufigst vorkommenden Beanspruchung leisten können. Seine Biegungsfestigkeit soll nicht unter 42 kg/cm² sein. Für den Elastizitätsmodul werden Werte von 175 000 bis 350 000 kg/cm² angegeben.

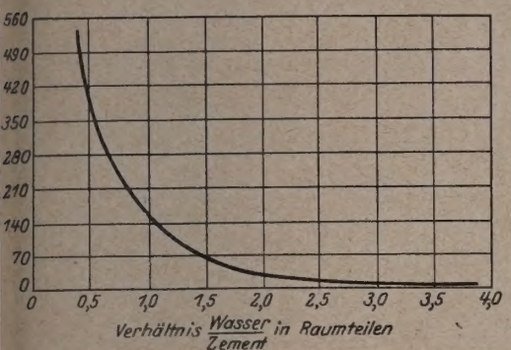


Abb. 3.

Durch die Verkehrsbelastung wechseln die Betonspannungen täglich mehrere tausend mal, oft sogar von Druck- in Zugspannungen.

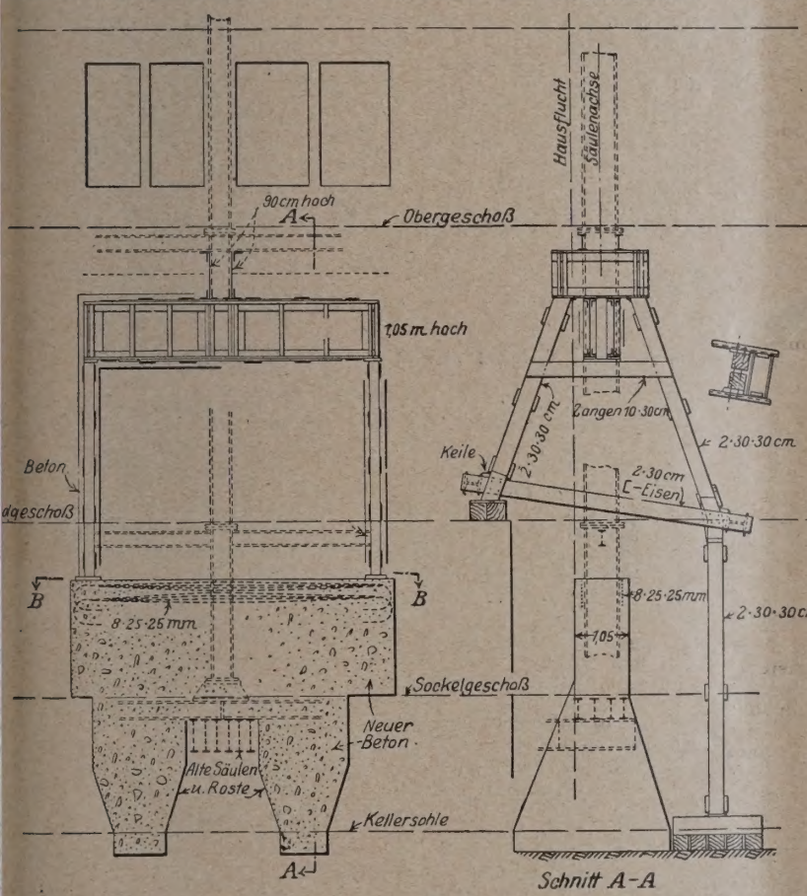


Abb. 1.

Abb. 2.

Aus diesem Grund ist es wichtig, etwas von der Ermüdung des Betons kennen zu lernen.

Nach Untersuchungen der Purdue Universität kann ein Beton, der nicht über 54% seiner Biegungsbruchfestigkeit beansprucht wird, beliebig (unbestimmt) oft einem Spannungswechsel unterworfen werden. Dagegen können bei Beanspruchungen weit über diesen Betrag schon wenige Belastungswiederholungen den Bruch herbeiführen. Wichtige, noch nicht ganz abgeschlossene Untersuchungen von Dr. Hatt ergaben: Wassergesättigter Beton besitzt 89% der Festigkeit trockenen Betons. Bei wiederholten Belastungen von Betonbalken führten den Bruch herbei:

200 Lastwiederholungen von 55% der Bruchlast nach ⅓ Std.,
8400 „ „ 50% „ „ „ ½ Tag;

in einem anderen Fall

17 200 Lastwiederholungen von 50% der Bruchlast nach 1¼ Tag,
71 700 „ „ 40% „ „ „ 5 Tagen.

Dr. Hatt meint, daß etwas weniger als 55% der Bruchfestigkeit trockenen Betons für die Bauwerksfestigkeit des feuchten Betons von Betonstraßen angenommen werden sollte[2]).

Goldbeck schließt aus den vorliegenden Untersuchungsergebnissen, daß bei einigermaßen trockenen Betonverhältnissen 50%, bei feuchtem Beton 40% der Biegungsbruchfestigkeit als zulässig angenommen werden sollten. Allerdings sei ja der Straßenbeton nicht zu allen Zeiten wassergesättigt.

Die Zugfestigkeit des Betons, die mit ungefähr $^1/_{12}$ der Druckfestigkeit anzunehmen ist, würde zu betragen haben:

Nach 7 Tagen ca. 7 kg/cm²
„ 15 „ „ 14 „
„ 28 „ „ 18 „
„ 3 Monaten ca. 28 „

(Fortsetzung folgt.) Dr.-Ing. Hummel, Karlsruhe.

Ersatz einer gußeisernen Säule unter zehn Stockwerken.

Der Einbau eines Ladens im Erdgeschoß eines zehnstöckigen Gebäudes in Philadelphia erforderte die Herausnahme einer gußeisernen Tragsäule. Die Säule wurde unter dem Fußboden des Obergeschosses durch zwei kurze 90 cm hohe Vollwandträger umfaßt, mittels 55 Gewindebolzen von 25 mm Stärke angepreßt und auf je zwei 30 × 30 cm starke Holzstempel, verzangt und verkeilt, abgestützt. Dann wurde die halbe Säule darunter mit Schneidbrennern herausgeschnitten und der innere der neuen Mauerträger (5,2 m lang, 1,05 m hoch mit 10 mm Stehblech, 150 × 100 × 10 mm Saumwinkeln und je zwei Deckplatten) mit den neuen Stützen eingezogen, hierauf ebenso der äußere Mauerträger, endlich beide zur vollen Aufnahme der Mauerlast mit Winden hochgedrückt und die 6 cm starken Unterlagplatten in Aluminiumzement untergesetzt. Schließlich wurden die über die Mauerflucht vorragenden Enden der Hilfsträger abgeschnitten (Abb. 1, 2 und 3). (Nach Engineering News-Record vom 24. Juni 1926, S. 1030—1031 mit 6 Abb.) N.

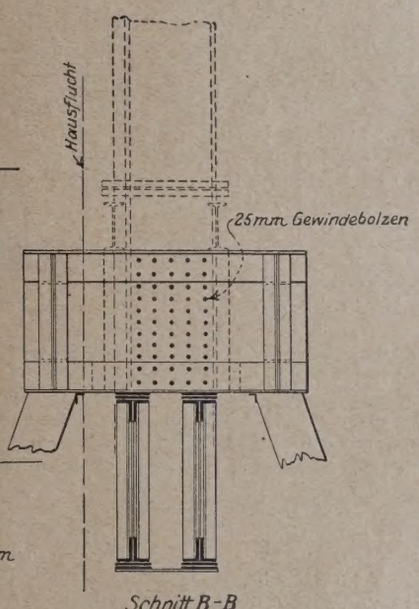


Abb. 3.

Die Zukunft der Donauschiffahrt.

Die Donauuferstaaten und ihre Schiffahrtsgesellschaften arbeiten noch gegeneinander und nicht Hand in Hand, auch die verschiedenen Staatsbahnen machen den Schiffahrtsunternehmungen unnötigen Wettbewerb. Die Anstrengungen der einzelnen Staaten, den Verkehr durch Ausbau ihrer Häfen an sich zu ziehen, werden auch einem künftigen einheitlicheren Verkehr zugutekommen. Einen Anfang zur Vereinheitlichung bildet das neue internationale Donaustatut, das an die Stelle der auseinandergehenden Schiffahrtsbestimmungen der einzelnen Uferstaaten getreten ist. Auf dem wichtigsten Gebiete der Verbesserung der Donauschiffahrtsstraße hat die internationale Donaukommission jedoch noch keine Erfolge erreicht, wozu bei der wirtschaftlichen Schwäche und dem Mangel an Einvernehmen der Uferstaaten zunächst auch wenig Aussicht besteht. Der künftige Rhein-Donau-Kanal wird den Donauverkehr sicherlich wesentlich heben, aber voll nur zur Geltung kommen, wenn die Donau dieselbe Fahrwassertiefe erhält wie der Mittel- und Unterrhein, nämlich 2,5 m, während sie jetzt bei Niederwasser stellenweise nur 1 m Fahrwassertiefe hat. Der zunehmende Verkehr wird allmählich auch darin Wandel schaffen, obgleich der Frachtenverkehr erst wenig mehr als die Hälfte desjenigen in der Vorkriegszeit erreicht, immerhin aber gegen

[2]) Diese Schlußfolgerungen sind kaum verständlich. Das Fehlen von Angaben über die Annahmen bei der Auswertung der Balkenversuche machen es unmöglich, die Schlußfolgerungen kritisch zu beleuchten.

das Vorjahr um 150% zugenommen hat. (Nach Dr. Wallisch in der Oberrheinischen Zeitschrift für Binnenschiffahrt, Wasserwirtschaft und Verkehrswesen. „Die Rheinquellen" in Basel vom Februar 1926, S. 31 bis 36 mit 1 Karte und 13 Abb.) N.

Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und $^1/_2\sqrt{3}$ facher Endsteifigkeit.

In dem Aufsatz von Dr. Lewe unter vorstehender Überschrift in Heft 27 auf S. 529/26 dieser Zeitschrift wird ein Verfahren veröffentlicht, nach welchem die Einflußlinien für die Stützenmomente durchlaufender Träger mit Hilfe mitgeteilter allgemeiner Zahlenreihen unmittelbar aufgetragen werden können, und zwar unter der einschränkenden Voraussetzung, daß die Feldsteifigkeiten der Mittelfelder zu denen der Endfelder sich verhalten wie $1 : {}^1/_2\sqrt{3}$. Die Aufgabe: die Einflußlinien beim durchgehenden Träger mit Hilfe allgemeiner Zahlenreihen unmittelbar aufzutragen, hat erstmals der Unterzeichnete schon vor einer Reihe von Jahren behandelt; die Lösung ist auf S. 139/1909 der „Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen" unter der Überschrift: „Einflußlinien beim durchgehenden Träger mit unveränderlichem, von Feld zu Feld verschiedenem und auch innerhalb Feld veränderlichem Trägheitsmoment" veröffentlicht. Zwei der drei hier mitgeteilten Zahlenreihen decken sich mit den Zahlen der Leweschen α- u. β-Linien auf S. 520 des Bauingenieur.

In dem angezogenen Aufsatz aus dem Jahre 1909 wird der Träger über beliebig viele ungleiche Felder von zunächst durchgehends unveränderlichem Trägheitsmoment behandelt. Dann wird nachgewiesen, daß dieses einfache Verfahren auch auf Träger mit von Feld zu Feld verschiedenem Trägheitsmoment angewendet werden kann, indem durch einen kleinen Kunstgriff an Stelle der Stützweiten l die Werte $\lambda = l\frac{J_0}{J}$ eingeführt werden (wo J_0 ein unveränderliches, auch nur gedachtes Trägheitsmoment bedeutet). Endlich wird gezeigt, wie man zu verfahren hat, wenn das Trägheitsmoment sich innerhalb Feld ändert. Neben den Einflußlinien der Stützenmomente werden noch die Einflußlinien der Feldmomente und die Einflußlinien de Querkräfte betrachtet. Zum Schluß ist das mitgeteilte Verfahren a einem durchgerechneten Beispiel weiter erläutert.

Die vorliegende Aufgabe ist somit in allgemeinster Weise ohn einschränkende Voraussetzungen gelöst; nur der Weg zum Ziel wa ein anderer. E. Elwitz.

Entschließungen auf dem Deutschen Architekten- und Ingenieurtag.

Der 51. Deutsche Architekten- und Ingenieurtag (Abgeordneten versammlung des VDAI.) hat auf seiner glänzend verlaufenen Tagun in Dresden einstimmig folgende wichtige, vom Berliner Verein bean tragten Entschließungen gefaßt:

1. Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag tritt dafür ein daß die Begründung eines Reichsministeriums für Verkehr und Techni unter Zusammenfassung aller dem Reiche zustehenden technische Arbeitsgebiete im Rahmen der seit längerer Zeit in Aussicht gestell ten großen Verwaltungsreform beschleunigt durchgeführt wird. E spricht dabei die Hoffnung aus, daß ihm seitens der Reichsregierun die Gelegenheit geboten wird, seine Ansichten und Wünsche hierz zu äußern.

2. Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag weist auf sein verschiedenen Eingaben hin, der Zersplitterung des Bauwesens Einhal zu tun und zu diesem Zweck im Staatshaushalt für 1923 die Bau angelegenheiten in einem Haushalt zu vereinigen. Der Architekten und Ingenieurtag hält es für dringend erforderlich, diese, den gesamte Hochbau, das Bauingenieurwesen und die Elektrotechnik betreffend Forderung in Preußen nunmehr beschleunigt durchzuführen.

3. Presseäußerungen lassen erkennen, daß das Reichskabinet die Wahl des vom Verwaltungsrat der Reichsbahn zum General direktor ernannten Dr.-Ing. Dorpmüller noch nicht bestätigt hat Der Deutsche Architekten- und Ingenieurtag betrachtet die Besetzun dieses Postens mit einem tüchtigen und bewährten, technisch vorge bildeten Fachmann, wie er in der Person des Herrn Dr.-Ing. Dorp müller gefunden ist, für eine Notwendigkeit. Er fordert die Aus schaltung politischer Gesichtspunkte bei dieser Stellenbesetzung un erwartet die baldigeBestätigung der Wahl Dorpmüllers.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 9. September 1926.

Kl. 20a, Gr. 14. H 105 382. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Str. 7 F. Schrägaufzug mit zungenloser Gleisweiche. 13. II. 26.

Kl. 20 i, Gr. 1. S 72 488. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Verteiler mit Fahrtenspeicherung für selbsttätige Ablaufanlagen. 3. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 5. G 63 459. Gutehoffnunsghütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Zungenverbindung für Straßenbahnweichen. 13. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 8. G 64 827. Gutehoffnungshütte Oberhausen, Akt.-Ges., Oberhausen, Rhld. Lagerung für Weichenzungen. 13. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 8. H 105 313. E. Hesse G. m. b. H., Berlin-Rosenthal. Weiche mit federnder Zunge, insb. für Straßenbahnen. 6. II. 26.

Kl. 20 i, Gr. 8. K 96 785. Friedr. Krupp, Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Zungenvorrichtung für Drehstuhlweichen. 21. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. D 49 522. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal, Aktiengesellschaft, Braunschweig. Schaltung für Licht-Tagessignale. 29. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 68 865. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Stellen und Verriegeln von Weichen und Signalen. 16. II. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. S 70 028. Siemens & Halske, A.-G., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung. 16. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. L 62 999. C. Lorenz, Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Verfahren und Vorrichtung zum Antrieb von Streckenblockierungs-Schaltwerken. 20. IV. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 71 045. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zum Schutz von Wechselstromblockanlagen gegen Fremdstrom. 5. VIII. 25.

Kl. 20 k, Gr. 9. L 62 742. August Linde, Mückenberg, N.-L., Kreis Liebenwerda. Schraubenlose Fahrdrahtklemme für elektrische Straßen-, Werks- und Vollbahnen. 20. III. 25.

Kl. 35 a, Gr. 9. M 85 237. Fa. F. W. Moll Söhne, Witten a. d. Ruhr. Gleisbrücke für Förderschächte. 5. VI. 24.

Kl. 37 b, Gr. 2. I 25 051. International Copperclad Company, Wilmington, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zur Herstellung eines Dachdeckungsmaterials. 14. VIII. 24. V. St. Amerika. 15. VIII. 23.

Kl. 37 b, Gr. 2. J 25 052. International Copperclad Company, Wilmington, Delaware, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat. Anw., Berlin W 35. Verfahren und Vorrichtung zur fortlaufenden Herstellung von Dachdeckungsmaterial. 11 VIII. 24. V. St. Amerika. 15. VIII. 23.

Kl. 37 d, Gr. 40. B 114 740. Georg Beck, Achern i. Baden. Vorrichtung zum Bearbeiten (Abschleifen, Abhobeln, Reinigen von Holz- und Steinflächen mit auswechselbarer, elektrisch angetriebener Arbeitswalze. 2. VII. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. H 94 812. Paul Heinrich, Chemnitz, Charlottenstr. 81 Vorrichtung zur Beseitigung von Klumpen an Mischmaschinen, insbes. Kalksandmischern. 20. IX. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. S 57 231. Emil Sprenger, Goldach, St. Gallen Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9 Verfahren zur Herstellung von Mischungen aus stückigen körnigen oder pulvrigen Massen beliebiger Art. 10. VIII. 21

Kl. 80 b, Gr. 9. P 50 482. Cornelius Pickstone, Radcliffe, Grafschaft Lancaster, England; Vertr.: K. Osius u. Dr. A. Zehden Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse. 12. V. 25. England. 31. VII. 24 bzw 20. I. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 112 893. Maschinenbau-Actiengesellschaft vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schles. Selbsttätige durch den Wasserdruck gesteuerte Stauklappe für Überläufe. 22. II. 24.

Kl. 85 b, Gr. 1. K 90 359. Kunstfaserfabrik Akt.-Ges. Senica u. Dr Franz Beck, Senica, Tschechoslowakische Republik; Vertr. Dipl.-Ing. Cl. Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Reinigung und Entwässerung von Wasser. 22 VII. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 36 vom 9. September 1926.

Kl. 4 c, Gr. 35. 434 449. Gustav Schulz, Hamburg, Lenaustr. 6 Gasbehälter ohne Flüssigkeitsverschluß. 19. VII. 25 Sch 74 845.

Kl. 19 a, Gr. 31. 434 611. Fa. Deutsche Patentfeilen-Fabrik, G. m. b. H., Radeberg, Sa. Schienenrillenhobel nach Art der Bezugsfeilen. 30. V. 25. D 48 092.

Kl. 19 b, Gr. 1. 434 407. Keller & Knappich G. m. b. H., Augsburg Antrieb- und Aufhängevorrichtung für Kehr- und Waschwalzen. 9. VIII. 23. B 110 708.

Kl. 19 b, Gr. 6. 434 408. Julius Freudenberger, Würzburg, Juliuspromenade 2. Sandstreumittel gegen Glatteisbildung auf begehbaren Eisenflächen. 20. VI. 24. F 56 354.

Kl. 20 g, Gr. 3. 434 563. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.f Nürnberg. Drehscheibe oder Schiebebühne mit gegen Seilbruch durch Stoßfangvorrichtung gesicherter Verholwinde für Fahrzeuge. 19. VIII. 25. M 91 002.

Kl. 20 g, Gr. 8. 434 564. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Gleitender Prellbock. 14. XI. 25. R 65 909.

Kl. 20 i, Gr. 4. 434 412. Fa. Martin Beilhack, Maschinenfabrik und Hammerwerk, Rosenheim. Vorrichtung zum Befestigen von Weichenbackenschienen auf Weichenlängsplatten. 12. VII. 25. B 120 765.

Kl. 20 i, Gr. 5. 434 413. Hugo Polinski, Berlin-Oberschöneweide, Cöpenicker Str. 7. Aufschneidbare Feststellvorrichtung für Weichen. 27. V. 25. B 120 601.

Kl. 20 i, Gr. 11. 434 510. F. Paul Weinitschke G. m. b. H., Berlin-Lichtenberg. Stellvorrichtung zur Weichen- und Signaleinstellung von elektrischen Stellwerken. 30. IV. 25. W 69 207.

Kl. 37 b, Gr. 1. 434 373. Robert Markstaller, Eschlikon, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Baustein mit durchlaufenden Nuten und Rippen in den Lagerflächen. 12. VI. 24. M 85 304. Schweiz 29. IV. 24.

Kl. 37 b, Gr. 3. 434 374. Fa. Mannesmannröhren-Werke Düsseldorf. Schelle zum Anschluß der Querglieder an die Stiele von mehrstieligen Masten o. dgl. 30. VI. 25. M 90 329.

Kl. 37 e, Gr. 13. 434 475. Fa. Puls & Bauer, Eisenwaren und Werkzeuge, Hamburg. Vorrichtung zum Reinigen von Schalungsbrettern. 28. I. 25. P 49 602.

Kl. 37 f, Gr. 5. 434 375. Josef Schwend, Baden-Baden, Gernsbacher Str. 72. Aus Formsteinen mit durchlaufenden Hohlräumen zusammengesetzter Schornstein. 12. XII. 23. S 69 122.

Kl. 37 f, Gr. 8. 434 376. Fa. D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg. Schiebefalltor. 8. III. 25. H 100 898.

Kl. 38 b, Gr. 4. 434 476. Fa. Deutsche Eisenbahn-Signalwerke Akt.-Ges. vorm. Schnabel & Henning, C. Stahmer, Zimmermann u. Buchloh, Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Selbsttätige Bohrmaschine für hölzerne Eisenbahnschwellen. 27. VI. 25. D 48 258.

Kl. 82 a, Gr. 19. 434 608. U. Amman A.-G., Langenthal, Schweiz; Vertr.: Joh. Karl Fischer, Freiberg i. Sa., Pfarrgasse 42. Trockentrommel für Maschinen zur Aufbereitung von Straßenbaumaterial mit eingebautem glatten Verteilungszylinder und Hebeleisten für das Trockengut. 27. X. 23. A 42 403.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bücherverzeichnis aus allen Gebieten. VII. Bauingenieur-Wissenschaften — Bergbau. Verlag von Köhler, Volckmar A.-G. & Co., Leipzig.

Das die neueste Literatur im Gebiete des Bauingenieurwesens behandelnde Bücherverzeichnis (verfaßt von Baurat Dipl.-Ing. C. Franck-Leipzig) gibt eine wirklich vollständige Übersicht über alle neueren und neuesten Erscheinungen. Es umfaßt zunächst Allgemeine Werke, wichtig für das Bauingenieurwesen, Bücher über Ingenieurberuf, Berufseignung, Lebensbilder, Wörterbücher, amtliche Vorschriften, weiterhin die Hilfswissenschaften und dann die eigentlichen Bauingenieurwissenschaften. Zum Schluß sind Sammelwerke und Zeitschriften zusammengestellt. Wenn auch — wie das nur zu erklärlich ist — in Einzelheiten die Zusammenstellung nicht ganz fehlerfrei ist, so gibt sie doch einen für den Fachmann hochwertvollen Überblick über alles das, was an literarischem Wert für das Bauingenieurwesen vorhanden ist. Deshalb kann das Buchverzeichnis (Nr. VII) nur allseitig warm empfohlen werden. M. F.

Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton. Heft 35 der Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, ausgeführt durch das Mech.-Techn. Laboratorium der Technischen Hochschule München in den Jahren 1916/1917. Bericht, erstattet von Prof. E. Schmeer, Hauptkonservator des Laboratoriums. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1926. Preis geh. RM. 3,90

Die in der Kriegszeit durchgeführten, durch äußere Verhältnisse oft gestörten Untersuchungen bezüglich der Festigkeit von Gußbeton sind — wenn auch Veröffentlichungen aus neuerer Zeit sie zum Teil überholt haben — in ihrer Gesamtheit immer noch so wertvoll, daß ihre Veröffentlichung im Interesse des Gußbetonbaus liegt. Der Arbeitsplan umfaßt:

1. Druckversuche mit Probewürfeln, in wasserdurchlässigen Holzformen hergestellt (gemischt 1 : 4, 1 : 6, 1 : 12), strengflüssig und leichtflüssig, und weiterhin verschieden nach der Art der Entnahme des Betons, unmittelbar aus der Zuführungsrinne, aus einem unter der Rinne aufgestellten Einfüll- oder Mischkasten, unmittelbar aus der Mischmaschine, endlich aus einem 100 m transportierten Rollwagen.

2. Biegeversuche mit bewehrten Balken nach Art der Kontrollbalken des Heft 50, des D. A. f. E. (Mischung 1 : 4, 1 : 6; zwei Wasserzusätze wie bei 1), Entnahme des Betons unter normaler Rinnenneigung ähnlich 2.

3. Versuche mit im Vergleiche zu 1) nicht bewehrten Säulen zur Feststellung des Raumgewichtes und der Druckfestigkeit an verschiedenen Stellen (Mischung auch hier 1 : 4, 1 : 6 und beide verschiedenen Wasserzusätze). Querschnitt 30 × 30 m², bei 4 m Einfüllhöhe.

4. Untersuchung der Schichtenbildung in bewehrten Säulen (Versuchsdurchführung angeschlossen an 3). Bewehrung durch Längseisen und Bügel.

5. Vergleichende Untersuchungen über das Schwinden des Mörtels und Betons.

6. Prüfung des Zementes und der Zuschlagstoffe. Die Zubereitung und Verarbeitung der Betonmasse fand baustellenmäßig statt. In anerkennenswerter Weise hatte die Firma Gebr. Rank ihren Lagerplatz und die Einrichtung für das Gießverfahren zur Verfügung gestellt, die Herstellung der Versuchskörper übernommen sowie die erforderlichen Arbeits- und Hilfskräfte gestellt. Die Festigkeitsversuche wurden im Münchener Hochschul-Laboratorium durchgeführt. Die Versuchsergebnisse werden vom Verfasser folgendermaßen zusammengefaßt:

Durch das Gießverfahren mittels Rinnen wird ein ungünstige Einfluß auf die Festigkeit des Betons nicht ausgeübt.

In den Rinnen findet ebenso wie beim Transport durch Rollr wagen eine Entmischung der Betonmasse statt, die jedoch bei Verwendung strengflüssiger, nahezu weicher Betonmasse von geeigneter Zusammensetzung und bei mäßigem Gefälle der Rinnen gering ist und, wie die Erfahrung gezeigt hat, bei sachgemäßer Ausführung der Bauwerke auf die Beschaffenheit des Betons keinen nachteiligen Einfluß ausübt. Nur bei der Herstellung von Säulen kann — besonders bei Verwendung leichtflüssiger Betonmasse — eine starke Entmischung eintreten, durch die die Festigkeitseigenschaften der Säulen ungünstig beeinflußt werden. Man wird in diesem Fall stets darauf bedacht sein müssen, durch geeignete Maßnahmen diese Entmischung möglichst fern zu halten.

Der in den neuen Eisenbetonbestimmungen geforderte Mindestwert der Würfelfestigkeit läßt sich auch bei Anwendung des Gießverfahrens mittels Rinnen mit Betonmischungen, bei deren Zubereitung die vorgeschriebene untere Grenze für den Zementverbrauch nicht unterschritten wird, erreichen, wenn der Wasserzusatz nicht größer als eben notwendig gewählt wird, so daß die Betonmasse durch die Rinnen gut abfließt, und wenn Kiessand von geeigneter Zusammensetzung und Zement von genügend großer Festigkeit verwendet wird.

Die Neigung der Rinnen soll bei Verarbeitung von Betonmischungen für Eisenbetonbauten eine gewisse Grenze — etwa 20° — nicht unterschreiten; als obere Grenze kann etwa 30° angesehen werden.

Für die Ermittlung der Würfelfestigkeit des Gußbetons hat sich die Verwendung eiserner Formen zur Herstellung der Probewürfel als am günstigsten hinsichtlich Sicherheit und Höhe der Mittelwerte erwiesen. Die Biegeprobe mit bewehrten, sog. Kontrollbalken scheint für die Prüfung von Gußbeton weniger geeignet zu sein.

Für die Klärung der Frage, ob die Festigkeit der Bauteile aus Gußbeton nach den Ergebnissen von Druckversuchen mit in Eisenformen hergestellten Würfeln beurteilt werden kann, erscheinen die Ergebnisse der Versuche mit Säulen von Wichtigkeit, da sich dabei herausgestellt hat, daß die Festigkeit der nach dem Gießverfahren in Holzschalung hergestellten Säulen in ihrem Hauptteil nicht größer, sondern etwas kleiner war als die Würfelfestigkeit des Betons. Selbst, wenn bei der Herstellung der Säulen die Entmischung vermieden wird, dürfte sich das Verhältnis zwischen Säulenfestigkeit und Würfelfestigkeit nicht wesentlich ändern.

Schon diese kurze Zusammenfassung läßt erkennen, daß der D. A. f. E. recht getan hat, die Schmeerschen Untersuchungen der Allgemeinheit zu übergeben, da sie grundlegende Ergebnisse für die beim Gußbeton zu erwartenden Festigkeiten liefern. M. F.

Die Beanspruchung der Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1925.

Die Behandlung der durch das Kraftwagenrad auf die Straßendecke übertragenen Kräfte, soweit deren Kenntnis im besonderen wichtig ist für Form und Material der Bereifung einerseits und für die Art der Fahrbahnbefestigung andererseits, hat mit der Zunahme des Kraftwagenverkehrs immer mehr an Umfang gewonnen. Der Fortschritt in der Untersuchung der auf die Fahrbahnbefestigung jeweils einwirkenden Kräfte ist verständlicherweise durch die zumeist aus wirtschaftlichen Gründen nur in beschränktem Umfange durchgeführten Versuche, die der theoretischen Behandlung in diesem Falle unzweifelhaft zur Seite stehen müssen, bedauerlicherweise oft gehemmt ge-

wesen. Der Verfasser ist mit der vorliegenden Arbeit in die Öffentlichkeit getreten, um manche der noch vorhandenen Lücken schließen zu helfen.

Soweit der Theorie unter Bezugnahme auf die bisher nennenswerten Versuche das Wort erteilt ist, werden die durch den Kraftwagen hervorgerufenen, die Straßenbefestigung beanspruchenden Kräfte in Druckkräfte, Schubkräfte und Wirbelkräfte unterschieden, und deren Wirkung einmal auf ebene, zum anderen auf unebene Fahrbahnen bei gleichzeitiger Berücksichtigung der Bereifungsart untersucht. (Der Ansicht des Verfassers, daß die Oberflächenausbildung der Bereifung ohne Einfluß auf deren elastischen Eigenschaften sei, widerspricht der zwischen Vollgummi- und Luftreifen liegende hohe Elastizitätsunterschied). Der Erklärung der sogenannten Wirbelkräfte kann nicht gefolgt werden; denn aus der Beobachtung von aufgewirbeltem Staub, Papier oder Laub, von „riesigen Staubwolken, die die nachdrängende Luft mit fortreißt", läßt sich nicht herleiten, daß diese zweifellos vorhandenen Wirbel die Fahrbahnbefestigung nennenswert beanspruchen. Es ist richtig, daß die Luft gut abströmen wird, wenn man dem Fahrzeug eine entsprechende (Stromlinien-)Form gibt und damit den Vorteil verbindet, den Luftwiderstand zu verringern oder die Staubplage zu vermindern, auf die Fahrbahnbefestigung übt die Form des Fahrzeuges gegenüber den anderen, die Straßenbefestigung hauptsächlich angreifenden Kräften, besonders im Hinblick auf die begrenzten Geschwindigkeiten sicher kaum einen nennenswerten Einfluß aus. Die im gleichen Kapitel behandelte Saugwirkung der Räder, bzw. die Saugkraft restlos zu erfassen, bleibt noch der Zukunft überlassen. Allen Untersuchungen ist für elastische Radkränze, entgegen der in der Verordnung über den Kraftfahrzeugverkehr enthaltenen Felgenbreitenvorschrift, der spezifische Bodendruck zugrunde gelegt; allein damit hat sich der Verfasser ein Verdienst erworben.

Bei dem folgenden Vergleich der Kraftwagen und der Gespannfuhrwerke hinsichtlich ihrer Einwirkung auf die Schotterstraße, dessen Ergebnis auch in Tabellenform zusammengestellt ist, tritt neben dem spezifischen Bodendruck die spezifische Schleifarbeit maßgebend in Erscheinung. Anschließend werden in dem Kapitel über die Straßenkörper die Nutzanwendungen gezogen, d. h. die Einwirkung der ermittelten Kräfte wird für die einzelnen Befestigungsarten von Fall zu Fall behandelt. An dieser Stelle wäre durch genaue abschnittsweise Trennung nach Befestigungsarten eine größere Übersichtlichkeit von Vorteil gewesen; vielleicht hätten dann die Asphaltstraßen mehr und die bituminösen Straßenbefestigungen überhaupt Erwähnung gefunden.

Zum Schluß werden als praktisches Ergebnis der Arbeit folgende Punkte zusammengefaßt: Verkehrsverbot für Vollgummireifen auf Schotterstraßen, schnellere Ausbesserung kleinerer Schadstellen, Feststellungsversuch für die Abnutzung der Straßendecken durch eine Einheits-Verkehrsgröße auf Versuchsbahnen und allmähliches Überführen der Schotterstraßen in haltbarere Fahrbahnen.

Die Arbeit behandelt in knapper und klarer Form die grundsätzlichen Fragen der Beanspruchung der Straßenbefestigung durch Kraftwagen und gibt den beteiligten Fachkreisen eine Reihe wertvoller Anregungen. Jan. 1926. G. E.

Taschenbuch für Baugewerkschüler 1926/1927. Ratgeber für Schule, Beruf und Leben von Prof. Knöll, Oberstudiendirektor der staatl. Baugewerksschule zu Görlitz. I. Jahrgang. Scharfes Druckerei, Wetzlar. Preis in Ganzleinen RM. 2,30.

Das 192 Seiten umfassende Büchlein ist zwar für die in Ausbildung befindlichen Techniker bestimmt, enthält aber auch manch Wertvolles für die in der Praxis stehenden. Daneben bringt es neben zweckmäßig zusammengestellten Tabellen wertvolle Angaben und Aufklärungen für die Berufswahl in bezug auf den Baugewerksschüler. Ein weiterer Abschnitt behandelt Lebensfragen, bedeutungsvoll für die denkende und vorwärtsstrebende Jugend. Das Werkchen ist mit Hingabe, Verständnis und gutem Können verfaßt und wird sich in den Kreisen, an die es sich wendet, sicherlich einen größeren Freundeskreis erwerben. Die Ausstattung ist eine recht gute. M. F.

Druckfehlerberichtigung zum Aufsatz Seytter in Heft 36.

Auf Seite 699 rechts unten in Abbildung 8 muß es heißen:

bei den Stützenmomenten statt: 1 m/to 1 mt; ebenso in Abbildung 9;

ferner auf Seite 699 in der Mitte der rechten Spalte: statt $M_0 = 1$ mt $M_{II} = 1$ mt;

ebenso 4 Zeilen darunter statt $M_s = 1$ mt $M_{II} = 1$ mt;

ferner Seite 699 ganz rechts unten: statt 1,11 mt 1,11 m;

ferner Seite 700, links oben:

$$M_u^{II} = \frac{1{,}333}{\frac{1 \cdot 2{,}0}{3}} = 2{,}0 \text{ mt};$$

ferner in Abbildung 14 ist das Moment M in 3,1 m Entfernung vom linken Auflager statt 0,80 mt 0,886 mt.

An Stelle von Abbildung 16 gehört Abbildung 22.

Außerdem muß es bei der nebenstehenden Gleichung heißen:

$$P_2 = \left(\frac{1{,}887 + 0{,}243}{2}\right) \cdot 2{,}7 \cdot \frac{1}{E\,J_p} = \frac{2{,}875}{E\,J_p}.$$

Berichtigung zum Aufsatz Agatz, Heft 36.

In dem 2. Teil der Arbeit „Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen" in Heft 36 muß es heißen:

1. Auf Seite 693, 11. Zeile von unten der zweiten Spalte statt: „26%" „23,6%".
2. Auf Seite 696: Erste Spalte links oben statt:

Säule A	Säule B	Säule A	Säule B
oben		oben	
Gewicht: 59 kg	Gewicht: 60,5 kg	Gewicht: 61,3 kg	Gewicht: 61,0 kg
Gewicht: 61,3 kg	Gewicht: 61,0 kg	Gewicht: 59 kg	Gewicht: 60,5 kg
unten		unten	

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 27. September d. Js. wurde das Städtische Wasserwerk bei Stolpe im Norden Berlins besucht. Das Werk wurde von der früher selbständigen Gemeinde Pankow erbaut und nach Eingemeindung der Vororte im Jahre 1920 von der Stadt Berlin übernommen, die es 1923 in die neugegründete „Städtische Wasserwerke A.-G.", eine im Alleinbesitz der Stadt befindliche Gesellschaft, einbrachte.

Mit dem Übergang der verschiedenen früheren Vorortwerke gelangten die Berliner Wasserwerke in den Besitz von Werken verschiedener Größe und Güte. Da Berlin schon früher sehr bedeutende Anlagen, wie die Müggelseewerke im Osten oder die Tegeler Werke im Westen besaß, war eine Überzahl an Wasserwerken vorhanden, so daß es sich als wirtschaftlich erwies, die meisten kleineren Werke stillzulegen, die größeren aber auszubauen. Zu letzteren gehört Stolpe. Es leistet zur Zeit 20 000 m³ täglich und soll auf 80 000 m³ bis zum Sommer 1928 ausgebaut werden. Zu dem Zwecke werden zunächst die Brunnengalerien auf 120 Brunnen südlich des Werkes in Länge von 3,6 km und auf 80 Brunnen nördlich des Werkes in Länge von 3,2 km gebracht. Die neue Brunnenentfernung beträgt im allgemeinen 25 m, die Tiefe vielfach nur ebensoviel, teilweise bis 50 m, da es unzweckmäßig ist, die Brunnen durch die darunterliegende Tonschicht zu treiben, unter der kaum mehr wasserführende Schichten liegen.

Wie das meiste Grundwasser der norddeutschen Tiefebene ist auch das Stolper Wasser eisenhaltig. Es wird daher zunächst von stehenden Kolbenpumpen aus dem Sammelbrunnen auf die Rieseler gehoben; diese sind mit Packungen aus Klinkern gefüllt, über die das Wasser fein verteilt rieselt, um den Sauerstoff der Luft aufzunehmen, durch dessen Verbindung mit dem Eisen dieses bekanntlich ausgeschieden wird. Zur Zeit der Besichtigung, bei der die Herren Oberbaurat Swyter und Oberingenieur Kettig von der Abteilung Bauten der Berliner Städtischen Wasserwerke A. G. liebenswürdigerweise die Führung übernahmen, war ein Rieselergebäude im Bau. Es wird von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Eisenbeton ausgeführt und mit Ziegeln ausgefacht und verblendet. Der Eisenbeton, aus dem das gesamte tragende Gerippe einschließlich der rahmenförmigen Dachbinder hergestellt wird, ist als Baustoff für das Rieselergebäude deswegen bevorzugt, da der im Wasser enthaltene und bei Enteisnung freiwerdende Schwefelwasserstoff andere Baustoffe trotz der Schutzanstriche erheblich angreift. Von den Rieselern gelangt das Wasser durch Langsam-Filter in die Reinwasserbehälter. Der Bau eines neuen Reinwasserbehälters von 12 000 m³ Inhalt in Eisenbeton ist bereits vergeben und wird in der nächsten Zeit in Angriff genommen.

Aus dem Reinwasserbehälter wird das Wasser zur Zeit noch mit liegenden Dampfkolbenpumpen gehoben und in das Stadtnetz gedrückt. Demnächst sollen diese Kolbenpumpen im Rahmen des Erweiterungsprogrammes durch von Dampfturbinen getriebenen Kreiselpumpen ersetzt werden. Die gehobenen Wassermengen werden genau durch Woltmannmesser (für je 10 Brunnen 1 Messer) und später nach Einbau der Turbopumpen durch Venturimesser gemessen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 22. Oktober 1926 Heft 43

BERICHT DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES ÜBER DAS GESCHÄFTSJAHR 1925/26.

Nur mit geringen Hoffnungen auf den endlichen Eintritt der schon jahrelang ersehnten Besserung der wirtschaftlichen Lage war unsere Industrie in das nun abgelaufene Geschäftsjahr getreten. Leider gingen noch nicht einmal diese bescheidenen Hoffnungen in Erfüllung. Weder außen- noch innenpolitisch wurden die Voraussetzungen geschaffen, unter denen sich die heimische Wirtschaft zu einem Anfang einer wirklichen Gesundung hätte durchringen können.

In immer schärferer Weise traten die Folgen der mannigfachen Kriegs- und Inflationsschäden zutage und führten die deutsche Wirtschaft in eine Krisis, die an Schwere ihresgleichen bislang noch nicht gehabt hat. Die vielfach in der Blendung durch die Inflationsscheinblüte weit über ihren bisherigen Umfang hinaus geschaffenen Produktionsstätten standen einem auf ein Minimum gesunkenen Arbeitsangebot bei stark verringerter Kaufkraft gegenüber. Die Betriebskapitalien, mehr oder weniger zusammengeschrumpft, kämpften gegenüber dem Zinsdruck, der Geld- und Kreditnot einen oft aussichtslosen Kampf um Wiederauffüllung. Rücksichtslos zogen staatliche und fiskalische Anforderungen weiter Mittel größten Umfangs aus der Wirtschaft und hielten unbeirrt fest an dem so verderblichen Zwangstarif- und Arbeitszeitsystem. In steiler Kurve strebten die Zahlen der Konkurse, Geschäftsaufsichten, der Arbeitslosen und Kurzarbeiter nach oben; gleich schwierig blieben die Versuche, die verloren gegangenen Beziehungen zum Weltmarkt wiederzugewinnen. Unbekümmert um die Fanale der Not ging der Arbeitsunfrieden im Inneren weiter, und oft schien es wichtiger, internationalen Schlagworten nachzujagen, als sich auf naheliegende wirtschaftliche Realitäten zu besinnen.

Die deutsche Eisenbau-Industrie wurde von all diesen nur kurz angedeuteten Zuständen aufs schwerste mit betroffen. Die Notlage der Hütten- und Zechenindustrie, die Stagnation auf dem Baumarkte, die infolge der kaum erleichterten Wohnungszwangswirtschaft keine Milderung erfuhr, und die äußerste Zurückhaltung der öffentlichen Hand bei der Erteilung von Aufträgen wirkten sich in einem immer mehr zusammenschrumpfenden Auftragseingang für unsere Industrie aus dem Inlande aus. Die Zahlen für die Ausfuhr, für sich betrachtet, weisen freilich eine nicht unbeträchtliche Steigerung auf, ein Beweis dafür, daß es sich unsere Industrie angelegen sein läßt, allen Widerständen zum Trotz, auf dem Weltmarkt wieder Fuß zu fassen. Freilich konnte dieser Kampf nur mit materiellen Opfern geführt werden und können seine Erfolge erst in späterer Zukunft liegen.

Hand in Hand mit dem Auftragsrückgang ging ein weiteres Absinken der Preise, so weit, daß die sich häufenden Verluste an den Grundfesten mancher seit langen Jahren bestehenden Firma rührten. Unermüdlich war deshalb das Bestreben auf eine Besserung der Preise für unsere Erzeugnisse gerichtet. Dabei ist es ganz selbstverständlich, daß das Ziel der Preishebung nur sein kann, allmählich wieder zu einer Deckung der Selbstkosten zu kommen, und darüber hinaus in bescheidenen Grenzen einen Verdienst zu sichern, der es gestattet, die Betriebe, namentlich in technischer Hinsicht, fortzuentwickeln und auf den Höhepunkt moderner Leistungsfähigkeit zu bringen. Hierbei wird in den rein finanziellen Maßnahmen keineswegs ein Allheilmittel gesehen. Rücksichtslose Einschränkung des Produktionsapparates in seiner Gesamtheit auf dasjenige Maß, das dem jetzt und wohl auf lange Zeit vorliegenden geringen Bedarf entspricht, verbunden mit sorgfältiger Beachtung aller technischen Neuerungen, und schließlich Beschränkung der Produktion selbst auf diejenigen Erzeugnisse, deren rationelle Herstellung nach Lage aller Dinge für den einzelnen Betrieb überhaupt nur in Frage kommt, sind nicht minder wichtig.

Ganz unverständlich bei der Lage der Industrie im allgemeinen und der unsrigen im besonderen mußte der von der Regierung um die Jahreswende vorgelegte Entwurf eines Gesetzes zur Förderung des Preisabbaues berühren. Dieser Gesetzentwurf sah in seinem Artikel II „Maßnahmen gegen Ringbildung" Bestimmungen vor, die die schwersten Bedenken verfassungs-, zivil-, straf- und wirtschaftspolitischer Art gegen sich hatten und letzten Endes darauf hinausliefen, der Industrie diejenigen Grundlagen zu entziehen, auf denen sie in jahrzehntelanger Entwicklung und im Schutze der Rechtsprechung ihre geschäftlichen Belange verfolgt hatte. In völliger Verkennung der Dinge sollte der Unternehmer gezwungen werden, seine wichtigsten Geschäftsgeheimnisse, selbst ausländischen Bestellern gegenüber, offenzulegen. Dem einmütigen Widerstand aller Kreise war es zu danken, daß dieser Entwurf nicht Gesetz wurde. Bedauerlich im höchsten Grade war es, daß überhaupt der Versuch zu einem solchen Vorgehen gemacht werden konnte, zumal er im praktischen Geschäftsleben doch mancherlei Unzuträglichkeiten brachte und laufend noch bringt. Dem für die Gesundung unserer Verhältnisse auch zwischen Besteller und Abnehmer so bitter notwendigen Wirtschaftsfrieden zu dienen, sind solche Maßnahmen sicher nicht geeignet, schaden also nur der Gesamtheit.

Die Neuregelung der Preis- und Absatzverhältnisse der verschiedenen Walzmaterialien durch die Bildung bzw. Wiederbildung von festen Verbänden wirkte sich im abgelaufenen Geschäftsjahr in allmählich anziehenden Preisen mehr und mehr aus, wenngleich zunächst sich die verbandlichen Bestrebungen, namentlich auch mit Rücksicht auf die allgemeine Marktlage, noch nicht recht durchsetzen konnten.

Zur Erleichterung der Versorgung Süddeutschlands mit den wichtigsten Materialien, wie Stab- und Formeisen, wurde eine besondere Frachtgrundlage (Türkismühle) geschaffen. Außerdem wurden zur Begegnung des saarländischen Wettbewerbs die Preise durchschnittlich um 10 RM. niedriger gehalten als in Norddeutschland. Diese Regelung brachte zwar dem süddeutschen Markt — und darüber hinaus auch noch anderen Gegenden — eine fühlbare Erleichterung, hatte aber auch eine z. T. empfindliche Verschiebung in den Wettbewerbsverhältnissen und manche sich daraus ergebenden unerwünschten Gegensätze im Gefolge. Aufgabe der nächsten Zeit wird es sein, hier zu einem möglichst unparteiischen Ausgleich der beiderseitigen in gleicher Weise berechtigten Interessen zu kommen.

Von nicht geringerer Bedeutung als die vorstehend erwähnte Entwicklung waren und sind für unsere Industrie die Verhandlungen der deutschen eisenschaffenden Industrie, auch mit den hauptsächlichsten ausländischen Konkurrenten zu einer Verständigung zu kommen. Mit Besorgnis sind diese Verhandlungen vielfach in den Kreisen der verarbeitenden Industrie verfolgt worden. Es mag zugegeben werden, daß die mittels einer internationalen Produktionseinschränkung angestrebte Hebung und Festigung des Preisstandes der Erzeugnisse der eisenschaffenden Industrie zunächst auf dem Weltmarkt, im weiteren Gefolge

auch auf dem Inlandsmarkt, im Augenblick für die verarbeitende Industrie nachteilig ist, da jede Verteuerung der Rohstoffe sich im Fertigfabrikat nur allmählich wieder hereinholen läßt. Es darf aber bei allem doch nicht übersehen werden, daß eine Gesundung der allgemeinen Wirtschaftsgrundlagen nicht eher möglich ist, als bis die einzelnen Zweige der Wirtschaft wieder mit Nutzen arbeiten, der bei der vielfältigen Verflechtung der einzelnen Industriezweige dann bald auch den anderen zunächst nicht unmittelbar berührten Teilen wieder zugute kommen muß. Außerdem muß immer wieder betont werden, daß Stetigkeit der Verhältnisse das wichtigste Erfordernis ist, um die kaufmännische Tätigkeit im In- wie Ausland wieder mit Erfolg nach soliden Grundsätzen auszuüben und damit dem wirklich Tüchtigen wieder freie Bahn zu geben. Werden zudem dergleichen Verhandlungen nicht ausschließlich in einseitigem Interesse, sondern in Berücksichtigung auch der Interessen der verwandten Industriezweige geführt, so darf auch ein entsprechender allgemeiner Nutzen von ihnen erwartet werden.

Von Vorteil für alle in Betracht kommenden Kreise ist in zunehmendem Maße das mit der Rohstahlgemeinschaft abgeschlossene Abkommen über die Einräumung von Weltmarktpreisen bei Lieferungen von Walzmaterialien für Eisenbauwerke im Ausland gewesen. Es trug dies nicht unwesentlich dazu bei, die eingangs erwähnte Steigerung des Exports zu ermöglichen. Bedauerlich war die mißverständliche Auffassung in einzelnen Teilen des Auslandes, als ob es sich hier um Exportprämien handele, so daß z. B. von den Vereinigten Staaten von Nordamerika in Aussicht genommen wurde, durch Zusatzzölle in Höhe der Vergütung die deutsche Einfuhr von Walzwerkserzeugnissen sowie von Waren daraus zu belasten. Das Abkommen bezweckt nichts anderes, als der deutschen verarbeitenden Industrie zu ermöglichen, unter den gleichen Rohstoffbedingungen auf dem Weltmarkt aufzutreten wie seine ausländischen Konkurrenten. Es darf wohl die Hoffnung ausgesprochen werden, daß es gelingt, das Ausland von dem wirklichen Sinn der getroffenen Regelung zu überzeugen und sich nicht einem Zustand entgegenzustemmen, der auch seinerseits nur dazu beitragen kann, eine Festigung der Konkurrenzverhältnisse auf dem Weltmarkt zum Nutzen aller Interessenten herbeizuführen.

Die Bestrebungen zur Förderung der Ausfuhr, die allmählich ein Programmpunkt der deutschen Wirtschaftspolitik geworden sind, fanden besonderen Ausdruck in einer Reihe von staatlichen Maßnahmen. Mit Unterstützung des Reiches wurde zunächst eine allgemeine Exportkreditversicherung ins Leben gerufen. Im besonderen für den Export nach Rußland stellten Reich und Länder einen Sonderkredit in Höhe von 300 Mill. Reichsmark zur Verfügung und übernahmen eine Ausfallbürgschaft in Höhe von 60%. Zu dem Zwecke, die langfristigen bis zu 4½ Jahren laufenden russischen Wechsel durch umlauffähige Reichsmark-Dreimonatsakzepte zu ersetzen, wurde die Industrie-Finanzierungs-A.-G. (Ifago) gegründet. Neben der erwähnten allgemeinen Exportkreditversicherung trat noch die sogenannte Hamburger Exportkreditversicherung ins Leben. Es wäre zu wünschen, daß auch unsere Industrie aus diesen Maßnahmen Vorteile und Nutzen ziehen könnte. Leider haben bislang die Hoffnungen, die man mancherorts hegte und namentlich auf das russische Geschäft zu setzen geneigt war, enttäuscht, und es ist auch kaum anzunehmen, daß hier eine wesentliche Änderung eintreten wird.

Die Neuordnung der Verhältnisse auf zollpolitischem Gebiet schreitet nur langsam vorwärts. Die Arbeiten zur Schaffung eines neuen deutschen Zolltarifs befinden sich immer noch auf dem alten Stand, nachdem mit der am 1. 10. 1925 in Kraft getretenen sogenannten kleinen Zolltarifnovelle eine vorläufige Regelung der dringendsten Fragen getroffen war.

Umfangreiche Verhandlungen wurden weiter mit den verschiedensten Ländern geführt, um mit ihnen zum Abschluß von Handelsverträgen, zum mindesten von provisorischen Abkommen (Wirtschaftsverhandlungen) zu gelangen, die eine Wiederaufnahme des Warenaustausches ermöglichen. Von Erfolg waren die Bemühungen bei Spanien, Italien, Holland und der Türkei. Wenn es auch durchweg gelang, die Verträge auf der Grundlage der Meistbegünstigung abzuschließen, so sind die sich aus ihnen ergebenden Vorteile für die gesamte deutsche Wirtschaft im allgemeinen, wie auch im besonderen für unsere Industrie doch noch recht bescheiden, und es bleibt der Zukunft vorbehalten, hier wirkliche Vorteile und Erleichterungen im Sinne des Wortes für uns zu erreichen.

Mit Frankreich sind die Verhandlungen, von für unsere Industrie nicht in Betracht kommenden Provisorien abgesehen, trotz aller Bemühungen noch zu keinem Ziele gekommen. Mangelnde politische Einsicht von der Notwendigkeit einer wirtschaftlichen Verständigung mit Deutschland auf der gegnerischen Seite war der Hauptgrund für das Scheitern. Nachdem eine Ordnung der Währungsverhältnisse in Frankreich und eine Verständigung der französischen und deutschen Eisenindustriellen über die wichtigsten Fragen der Eisenindustrie mehr und mehr in den Bereich der Möglichkeit rückt, wird ein Abschluß der Verhandlungen auch hier in nicht zu ferner Zukunft zu erhoffen sein.

Neben diesen vorstehend im Zusammenhang geschilderten, das abgelaufene Geschäftsjahr in erster Linie beherrschenden Fragen größeren Maßstabes sind noch die verschiedensten Gebiete zu nennen, auf denen wir die Interessen unserer Industrie wahrzunehmen hatten.

So ließen wir es uns angelegen sein, immer wieder für eine Erleichterung auf fraglichem Gebiet einzutreten. Die Bestrebungen zur Einführung allgemeiner Tarifermäßigungen scheiterten nach wie vor an der ungünstigen Finanzlage der Deutschen Reichsbahn. Auf einzelnen Teilgebieten waren indessen Erfolge zu erzielen. So wurden im Seehafen-Ausnahmetarif Nr. 35 5-t-Frachtsätze für die Klassen B und C und 10-t-Frachtsätze für die Klasse D eingeführt. Endlich gelang es auch, eine Tarifierung von gebrauchten Baugeräten einschließlich von Baumaschinen nach Tarifklasse E durchzusetzen. Besonders um diese Regelung haben wir uns jahrelang bemüht, um einmal eine erhebliche Verbilligung des Transports der Baugeräte, zum anderen aber auch eine bedeutende Vereinfachung des Verladegeschäfts selbst herbeizuführen. Wie bisher nahmen wir bei den Fragen der Privatgleisanschlüsse, der Frachtstundungsgebühren, der Wagenstandsgelder, Platzmieten u. dgl. die Interessen unserer Industrie ganz allgemein, wie auch in einer Reihe von Einzelfällen die von Verbandswerken, wahr.

Selbstverständlich war es, daß wir an allen Bestrebungen teilnahmen, zu erträglichen Verhältnissen auf dem Kapitalmarkt zu kommen (Senkung des Zinssatzes, Bedingungen der Banken, Kreditmöglichkeiten) und endlich das Steuerwesen der Leistungsfähigkeit der Wirtschaft anzupassen.

Eingehend beteiligten wir uns dann an den Aufgaben des Reichsverdingungsausschusses, dessen jahrelange Arbeiten jetzt mit einer Druckschrift, Verdingungsordnung für Bauleistungen, enthaltend „Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (D.I.N. 1960)“ und „Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (D.I.N. 1961)“, zum Abschluß gekommen sind. Bei einer ganzen Reihe von Punkten gelang es, den Wünschen der Industrie Geltung zu verschaffen. Alle Wünsche ließen sich leider nicht durchsetzen. Immerhin dürfte mit der nunmehr vorliegenden Reichsverdingungsordnung ein weiterer wichtiger Schritt auf dem Wege des Ausgleichs der Interessen von Besteller und Lieferer getan sein. Mängel, die ihr noch anhaften, werden sich am schnellsten im praktischen Gebrauch beseitigen lassen. Die Reichsverdingungsordnung ist zunächst probeweise als Dienstvorschrift durch einen Erlaß des Reichsfinanzministeriums vom 11. 8. 1926 eingeführt. Es ist keine Frage, daß dergleichen Bestimmungen geeignet sind, von vornherein auf die Vermeidung von Unzuträglichkeiten, wie sie sich nicht selten ergeben, hinzuwirken. Einstweilen werden sich freilich Einzelverhandlungen über jeweils auftauchende Fragen, wie wir sie wiederholt mit Bestellerkreisen zu führen hatten, nicht vermeiden lassen.

Zu erwähnen in diesem Zusammenhang ist, daß vom Reichsverband der Deutschen Industrie in Zusammenarbeit mit den Fachverbänden auch für die Reparationslieferungen Lieferbedingungen in Form von Richtlinien aufgestellt wurden, die den Firmen als eine gute Grundlage bei dem Abschluß von Sachleistungsverträgen dienen können, soweit solche Lieferungen überhaupt praktisch werden. Die bisherigen Erfahrungen auf diesem Gebiet haben für unsere Industrie leider nur immer wieder gezeigt, daß in nennenswertem Umfang Geschäfte kaum zu erwarten sind.

In erfreulicher, wenn auch nach wie vor durch die Notlage unseres Industriezweiges erzwungener bescheidener Weise konnten wir wieder den Gesellschaften von Freunden an den Technischen Hochschulen, einzelnen Lehrstühlen und den Studentenschaften Zuwendungen machen und hierdurch Gelegenheit nehmen, die fachlichen Beziehungen zu pflegen und zur Heranbildung eines geeigneten Nachwuchses mit beizutragen.

Die Verbandszeitschrift „Der Bauingenieur" erscheint seit Beginn des Geschäftsjahres wöchentlich. Damit ist zahlreichen Wünschen Rechnung getragen und auch eine schnellere Veröffentlichung der eingehenden Aufsätze möglich geworden. Schriftleitung und Verlag lassen sich die Weiterentwicklung der Zeitschrift dauernd angelegen sein und erwarten auch künftig eine rege Unterstützung durch unsere Verbandswerke.

Der Ausschuß für Versuche im Eisenbau wurde durch die Zuwahl der Herren Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Krohn, Danzig, und Professor Dr.-Ing. Schachenmeier, München, erweitert.

Zwei im Berichtsjahre abgehaltene Sitzungen hatten die Vorbereitungen neuer Versuchsarbeiten zum Ziel. Nach den im Berichtsjahre im Staatlichen Materialprüfungsamt zum Abschluß gebrachten Knickversuchen mit rechteckigen, unbearbeiteten Walzstäben aus St. 48 und den in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule zu Stuttgart ebenfalls abgeschlossenen Knickversuchen mit praktischen Walzstäben aus St. 48 dürfte die Richtigkeit der in den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft angenommenen Knickspannungslinie für St. 48 ausreichend bestätigt sein.

Als nächste Aufgabe soll die experimentelle Untersuchung gegliederter Stäbe auf der Grundlage der in den früheren Jahren von Müller-Breslau bereits angestellten Vorversuche durchgeführt werden. Außerdem sind Knickversuche mit verschiedenen Profilen zur Feststellung des Einflusses der Querschnittsform geplant. Das von Prof. Kayser entwickelte einfache Verfahren zur Bestimmung des Knickwiderstandes auf dem Wege der Biegebelastung (Z. d. V. d. I. 1917, Seite 92) bietet bei der Nachprüfung eingebauter Stäbe besondere Vorteile und ermöglicht ganz allgemein die Bestimmung von Knickwiderständen ohne Zerstörung der Proben. Dieser Vorteile wegen plant der Ausschuß für Versuche im Eisenbau, eine Nachprüfung der von Kayser aufgestellten Beziehung durch besondere Versuchsreihen vorzunehmen.

Mit diesen in Vorbereitung befindlichen neuen Arbeiten sind besondere Unterausschüsse betraut.

Die im Brückenbau bevorstehende Einführung eines weiteren neuen Baustoffes, des Siliziumstahls (F- oder Si-Stahl), durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft erfordert die Ermittlung der ideellen Knickspannungslinie für diesen Baustoff durch Versuche mit rechteckigen, unbearbeiteten Prüfstäben unter Anwendung des bereits für St. 37 und St. 48 mit gutem Erfolg bei den gleichen Versuchen benutzten Verfahrens. Die Beschaffung der hierzu benötigten Prüfstäbe aus verschiedenen Güssen und Walzungen — teilweise aus dem Boßhardt-Ofen, zum andern Teil aus dem Siemens-Martin-Ofen stammend — konnte am Schlusse des Berichtsjahres bereits eingeleitet werden. Der hierbei zu verwendende F- oder Si-Stahl soll 48 bis 58 kg/mm² Festigkeit, 36 kg/mm² Mindeststreckgrenze und 22% Mindestdehnung aufweisen.

Im Staatlichen Materialprüfungsamt wurde im Berichtsjahr noch die Nachprüfung verschiedener, im Maschinenbau viel verwendeter Kugeldruckapparate (Härteprüfer) durchgeführt. Hierbei sollte ermittelt werden, mit welcher Genauigkeit aus der Größe der erzielten Kugeleindrücke die Bruchfestigkeit des untersuchten Baustoffes abgelesen werden kann. Die bei diesen Versuchen festgestellten Abweichungen von den am Zerreißstab ermittelten Bruchfestigkeiten waren bei allen untersuchten Apparaten jedoch derart groß, daß ihre Verwendung im Brückenbau als Ersatz für die Zerreißprobe auch für Stichproben nicht in Frage kommen kann.

Auf der großen 3000-t-Prüfmaschine wurde auf Veranlassung der Reichsbahndirektion Schwerin im Berichtsjahr eine Reihe von Knickversuchen mit ausgebauten schweißeisernen Druckstäben durchgeführt. Die Stäbe waren der alten inzwischen ausgewechselten Warnowbrücke bei Niex in Mecklenburg entnommen.

Auf Einladung der Reichsbahndirektion Königsberg i. Pr. haben die Mitglieder des Ausschusses für Versuche im Eisenbau im August 1925 an einem Belastungsversuch an einer ausgewechselten Eisenbahnfachwerkbrücke in Marienburg i. Wpr. teilgenommen.

Die Versuchsarbeiten erfuhren auch im Berichtsjahre durch namhafte Kostenbeiträge der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und unentgeltliche Lieferung von Prüfstäben durch verschiedene Verbandswerke eine erfreuliche Förderung.

Die Kommission für Brückenbau-Vorschriften hat in ständigem Zusammenwirken mit dem Vorstand und der Kommission für hochwertigen Baustahl an dem Ausbau und der Ergänzung der Fertigungs- und Liefervorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft mitgearbeitet. In gemeinsamen Verhandlungen mit den maßgeblichen Herren der Reichsbahn und den Vertretern der Stahlwerke wurden im Dezember 1925 über die Güte des Baustahls St. 48 und dessen Kennzeichnung neue Bestimmungen vereinbart. Von den Walzwerken sind Versuche in Aussicht gestellt, die Farbbezeichnungen durch dauerhafte Kennzeichen zu ersetzen. Zu greifbaren Ergebnissen haben die Versuche leider noch nicht geführt. Die Verwendung des St. 48 für Hochbauten ist dadurch immer noch fast ausgeschlossen, daß das Preußische Ministerium für Volkswohlfahrt nach den neuen Hochbaubestimmungen vom 25. Februar 1925 auf dem Einwalzen einer Markenlinie als Kennzeichen für St. 48 besteht. In einem neueren Erlaß dieser Behörde vom 21. Mai 1926 wird lediglich die Erleichterung zugestanden, daß bei Bauten, welche vollständig aus St. 48 hergestellt werden, auf besonderen Antrag bei der zuständigen Baupolizeibehörde die Kennzeichnung von St. 48 nach den Reichsbahnvorschriften als ausreichend zugelassen werden kann.

Vereinzelt vorgekommene Verwechselungen von St. 48 mit St. 37 haben seitens der Reichsbahn zu einer erheblichen Verschärfung der Abnahme des Walzmaterials geführt, da neuerdings auch während der Verarbeitung Stichproben zur Gütefeststellung entnommen werden. Diese Maßnahme verursacht fühlbare Erschwernisse und Störungen bei den Herstellungsarbeiten.

Bei den für die Reichsbahn auszuführenden Brücken gelangt St. 48 in umfangreichem Maße zur Verwendung. Infolge des Qualitätsaufpreises, der durch die Versuche unserer Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung inzwischen ermittelten erhöhten Bearbeitungskosten (vergl. Schellewald, „Bearbeitungsversuche mit hochwertigem Baustahl"; Der Bauingenieur 1925, S. 729—732), ferner infolge der Kennzeichnungsvorschriften der Preußischen Hochbaubestimmungen ist vorläufig mit seiner ausgedehnten oder ausschließlichen Verwendung bei allen Eisenbauten nicht zu rechnen. Unsere Verbandswerke müssen sich daher auch fernerhin mit der Unzuträglichkeit der gleichzeitigen Verwendung zweier Baustoffe abfinden. Mit der in Kürze zu erwartenden Einführung eines weiteren neuen Baustoffes, des Si-Stahles, für Brückenbauten der Reichsbahn wäre dringend zu wünschen, daß dann wenigstens die weitere Verwendung von St. 48 ausgeschaltet wird.

Im Normenausschuß der deutschen Industrie haben unsere zuständigen Kommissionen an den Beratungen über Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken und den Normungsarbeiten für Straßenbrücken mitgewirkt. Auf Anregung aus Verbraucherkreisen hat die Geschäftsstelle verbesserte und ergänzende Angaben für den erforderlich werdenden Neudruck der Normblätter „Streich- und Wurzelmaße" ausgearbeitet.

Die seit etlichen Jahren eingeführten und auch in den Berechnungsvorschriften der Reichsbahn enthaltenen Sinnbilder für Niete haben ihre Gültigkeit z. T. dadurch verloren, daß die inzwischen erschienenen Konstruktionsvorschriften der Reichsbahn abweichende Nietbezeichnungen enthalten. Auf Veranlassung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ist die Entscheidung darüber, welche der beiden Nietbezeichnungen künftig allein Gültigkeit besitzen soll, inzwischen eingeleitet worden.

Die Normalprofilbuch-Kommission hat in den letzten Jahren unter unserer Mitwirkung die wichtigsten Profilreihen in ergänzter, z. T. auch stark verminderter Form neu aufgestellt, und es darf in Kürze mit der Veröffentlichung der Reihen in Form von Normblättern gerechnet werden. Als wichtigste Neuerung für den Eisenbau sind zu erwähnen die Einführung leichter U- und I-Profile für Fachwerkswände, schwerer U-Eisen in 32 bis 40 cm Höhe und stärkerer Belageisen. Die Reihe der I-Normalprofile wird dagegen durch den Fortfall aller ungeraden Profile in recht ungünstiger Weise vermindert. Unsere wiederholten Bemühungen auf Beibehaltung dieser Profile sind bisher an dem Widerstand des Vereins deutscher Eisenhüttenleute bzw. der Walzwerke gescheitert.

Die im vergangenen Jahr neu eingeführten Preußischen Hochbaubestimmungen haben sich namentlich in bezug auf die Berechnung gegliederter Druckstäbe wirtschaftlich recht ungünstig ausgewirkt. Die Kommission für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen hat zu den einzelnen ungünstigen Vorschriften Stellung genommen und Verbesserungsvorschläge gemacht, welche demnächst dem Preußischen Ministerium für Volkswohlfahrt zur Berücksichtigung überreicht werden. Nach Einführung dieser Verbesserung wird die Geschäftsstelle gemeinsam mit dem Normenausschuß die Übernahme der preußischen Vorschriften bei allen außerpreußischen Staaten beantragen.

Die für Trägerkonstruktionen nach den preußischen Bestimmungen neu zugelassene höhere Beanspruchung von 1400 kg/cm² gab einer Baupolizeibehörde Veranlassung, aus Sicherheitsgründen von Fall zu Fall den Gütenachweis für das verwendete Material zu verlangen. Um einerseits nicht für diese Bauten Abnahmequalität beziehen und andererseits nicht in jedem Einzelfall den Gütenachweis erbringen zu müssen, hat eine größere Zahl unserer Firmen ihre Formeisenlager der betr. Baupolizeibehörde zur Gütenachprüfung zur Verfügung gestellt. Es steht zu hoffen, daß diese Behörde bei günstigem Ausfall der Proben künftig auf den Gütenachweis in Einzelfällen verzichtet.

Die Kommission für wirtschaftliche Betriebsführung hat in mehreren Sitzungen die bereits aufgegriffenen Probleme weiter verfolgt und als neue Arbeiten „Das Bohren im Eisenbau" und „Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen im Forscherwesen" aufgenommen. Im Hinblick auf die ungünstigen wirtschaftlichen Verhältnisse hat die Kommission beschlossen, die für das Jahr 1926 geplante 3. Tagung der Betriebsingenieure erst im kommenden Jahr abzuhalten.

DIE VERBREITERUNG DER RHEINBRÜCKE IN DÜSSELDORF.

Von Regierungsbaurat Daub, Düsseldorf.

I. Vorgeschichte des Umbaues. Verkehrssteigerungen, frühere Projekte.

Die am Ausgange des vergangenen Jahrhunderts für die Rheinische Bahn-Gesellschaft als Bauherrin erbaute Straßenbrücke über den Rhein zwischen Düsseldorf und Oberkassel (Abb. 1) war schon lange nicht mehr für den stark angewachsenen Verkehr, insbesondere auf der mittleren Fahrbahn, ausreichend. Die wesentliche Steigerung des Fahrverkehrs auf der Brücke machte sich um so unangenehmer bemerkbar, als sie nur eine dreispurige Fahrbahn von 8,2 m Breite aufwies, auf der sich neben dem sehr lebhaften Fahrzeugverkehr noch ein erheblicher elektrischer Bahnverkehr auf zwei Gleisen abwickelt. Es laufen folgende sämtlich der Rh. B.-G. gehörende Linien über die Brücke:

1. die Schnellbahn Düsseldorf—Krefeld,
2. die Überlandbahn Düsseldorf—Moers,
3. die Vorortlinie Düsseldorf—Neuß,
4. die Straßenbahnlinien 4 und 17.

Abb. 1. Ausschnitt aus dem Stadtplan von Düsseldorf.

Die beiden Bahngleise lagen vor der Verbreiterung einseitig auf der Südseite der Fahrbahn. Hätte man bei der Erbauung der Brücke die mittlere Fahrbahn vierspurig gemacht, so hätte die Brücke vielleicht noch einige Zeit den Verkehr bewältigen können, wieder einmal ein Beispiel dafür, wie unzweckmäßig eine ungerade Anzahl von Spurbreiten für einen Verkehrsweg ist. Die Mehrkosten für eine Brücke mit 10 m breiter Fahrbahn hätten damals 1,5 Mill. Mark betragen, während man jetzt über 4 Mill. Mark ausgeben mußte, ohne so sehr viel mehr damit zu erreichen. Die Rh. B.-G. war damals nicht in der Lage, diesen Mehrbedarf an Kapital aufzubringen, und fand bedauerlicherweise weder bei der Regierung noch bei der Stadt Düsseldorf die nötige finanzielle Unterstützung.

Die Verkehrsschwierigkeiten auf der Brücke setzten schon vor dem Kriege ein. Es trat daher in den letzten Vorkriegsjahren der Wunsch auf, die Verbindungen beider Rheinufer in Düsseldorf zu verbessern. Zwei Möglichkeiten boten sich hierfür: die Erweiterung der vorhandenen Brücke oder der Bau einer Entlastungsbrücke an anderer Stelle. Es entbrannte ein lebhafter Streit in der Frage, an der die Öffentlichkeit starkes Interesse nahm. Schon damals wurden greifbare Vorschläge für eine Verbreiterung gemacht, die weiter unten näher behandelt sind.

Die Entlastungsbrücke sollte nach dem Wunsche ihrer Anhänger auch den wichtigen Vorteil einer kürzeren Verbin-

dung der Altstadt und der südlichen Stadtteile mit dem linken Rheinufer bringen. Für ihre Lage wurden zahlreiche Vorschläge gemacht, von denen die zwei wichtigsten — die Rathausbrücke und die Brücke im Zuge der Haroldstraße — in Abb. 1 punk-

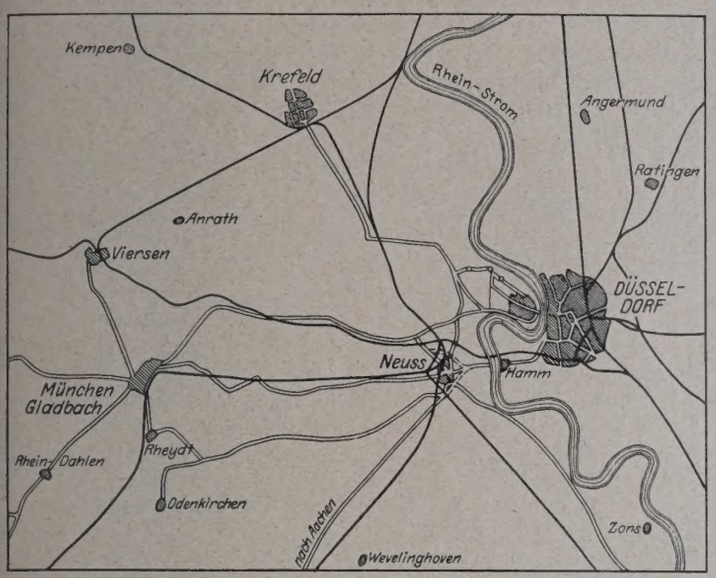


Abb. 2.

tiert eingetragen sind. Gegen erstere sprachen jedoch u. a. die großen Schwierigkeiten, die sich der Unterbringung der Rampe in der Altstadt entgegenstellten, gegen die zweite die schwierigen Fahrwasserverhältnisse in der scharfen Flußkrümmung vor der Hafeneinfahrt.

Der beginnende Krieg machte jedoch bald einen entschiedenen Strich durch alle Pläne, so daß sie erst nach rund 10 Jahren wieder aufgenommen werden konnten, als man nach Überwindung der Inflation auf der Grundlage der neugeschaffenen Goldwährung wieder sicherer in die Zukunft zu blicken vermochte. Es war inzwischen höchste Zeit geworden, wie nachstehende Zahlen zeigen:

In dem Vierteljahr April/Juni 1924 haben Fahrzeuge aller Art die Brücke befahren 78 200
im gleichen Zeitraum des Jahres 1924 einschließlich 5854 Fahrzeuge der Besatzung 183 961
Im Vierteljahr Juli/September 1924 betrug die Zahl der die Brücke passierenden Fahrzeuge, einschließlich 8182 Fahrzeuge der Besatzungstruppen . 235 057
Allein im Monat Oktober 1924 betrug die Gesamtzahl aller Fahrzeuge 97 614

In obigen Zahlen ist der Straßen- und Kleinbahnverkehr auf der Rheinbrücke und somit auch die Zunahme desselben nicht mit enthalten.

Es kam hinzu, daß die Stadt Düsseldorf im Jahre 1926 die z. Zt. im Gange befindliche Große Ausstellung „Gesolei" plante, die eine weitere erhebliche Verkehrsvermehrung erwarten ließ.

Die Rheinische Bahn-Gesellschaft, welche inzwischen durch Aktienkauf fast ganz in die Hände der Stadt Düsseldorf übergegangen war, griff daher im Jahre 1924 die alten Pläne mit Energie wieder auf. Nochmals entbrannte ein heftiger Streit, an dem sich wiederum die Stadtverwaltung und die Öffentlichkeit stark beteiligten, ob man die vorhandene Brücke verbreitern oder eine neue Brücke an anderer Stelle erbauen solle, der jedoch bald zugunsten der Verbreiterung entschieden wurde. Der Gedanke, eine neue Brücke zwischen alter Brücke und Hafen zu erbauen, wurde, abgesehen von anderen damit verbundenen Nachteilen (s. o.), auch mit Rücksicht auf das geringe Hinterland von Oberkassel und die dort bereits teilweise überlasteten engen Straßen fallen gelassen. Statt dessen wurde für später ins Auge gefaßt, bei weiter zunehmendem Verkehr eine neue Brücke bei Hamm (Abb. 2) zu bauen, um dadurch eine unmittelbare Verbindung mit Neuß und weiterhin den Industriegebieten von M.-Gladbach-Rheydt einerseits und Aachen andererseits zu erhalten, eine Verbindung, die heute schon zur Entlastung der stark in Anspruch genommenen Straßen von Oberkassel, Heerdt und Neuß sehr erwünscht wäre. Man erkennt in diesem Entschluß den Einfluß des inzwischen entstandenen bedeutenden Kraftwagen-Fernverkehrs, der uns zwingt, räumlich und zeitlich weiter in die Ferne zu sehen.

II. Die Entwicklung des Entwurfs für die Verbreiterung.

Die alte Brücke.

Der der Verbreiterung zugrunde gelegte Ausführungsentwurf hat eine interessante Entwicklung durchgemacht. Bevor wir jedoch darauf eingehen, seien einige Angaben über die alte Brücke gemacht.

Sie ist bekanntlich eine der ersten Bogenbrücken mit großer Spannweite über den Rhein und leitete seinerzeit zusammen mit der fast gleichzeitig erbauten Bonner Rheinbrücke einen neuen Abschnitt in der Geschichte der Rheinbrücken ein.

Abb. 3. Gesamtansicht der Brücke vor dem Umbau.

Entworfen von dem damaligen Leiter der Brückenbauanstalt der Gutehoffnungshütte, dem jetzigen bekannten und hochverdienten Lehrer des Brückenbaufaches an der Technischen Hochschule zu Danzig, Herrn Prof. Dr. Krohn, wurde sie in den Jahren 1896—1898 von der Gutehoffnungshütte, zusammen mit der Firma Philipp Holzmann A.-G., welche die Tiefbauarbeiten ausführte, erbaut.

Sie überschreitet mit vier kühn gespannten Bogen das Rheinbett an der Stelle des früheren Sicherheitshafens in einer Gesamtlänge von rd. 638 m zwischen den Endwiderlagern. Sie ist weit über die Grenzen Deutschlands bekannt durch ihre eleganten, in jeder Weise ästhetisch befriedigenden Formen, besonders der großen Strombogen, sowie durch ihre mustergültige klare Konstruktion (Abb. 3). Das eigentliche Strombett wird mit zwei sich nahezu 22,50 m über die Fahrbahn erhebenden großen Bogen von je 181,25 m Stützweite überspannt, während sich auf der Düsseldorfer Seite eine, auf dem Oberkasseler Flutgelände drei Vorlandbrücken befinden, deren Hauptträger alle unter der Fahrbahn liegen. Die Vorlandbrücken haben sämtlich verschiedene Stützweiten von 50,69

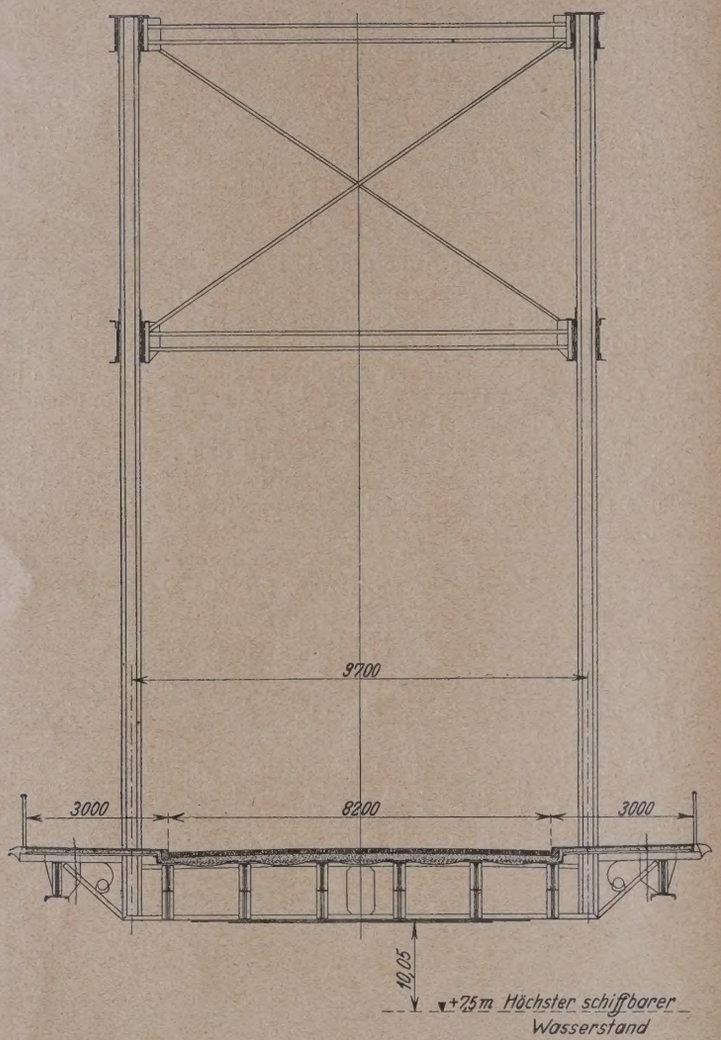


Abb. 4. Hauptquerschnitt der Brücke vor dem Umbau. Die Schlangenlinien geben die Stellen an, wo die Konsolen abgeschnitten wurden.

früher als die rechtsseitige aufgestellt — sind die drei Hauptpfeiler unsymmetrisch ausgebildet. Der linksseitige (Pfeiler IV) hat ein nach links, der mittlere (Pfeiler V) und der rechtsseitige (Pfeiler VI) ein nach rechts verbreitertes Fundament. Die Sohle von Pfeiler IV liegt auf — 3 D.P., die der Pfeiler V und VI auf — 10 D.P. Die Pfeiler IV und VI trugen bis zum Umbau hohe Toraufbauten im Renaissancestil, während der mittlere Strompfeiler V dem steinernen Löwen, dem bekannten Wahrzeichen von Düsseldorf, als Postament diente. Die architektonischen Entwürfe für die Pfeiler und die Aufbauten stammen von Prof. A. Schill, damals Lehrer an der Kunstakademie in Düsseldorf.

Die Entwicklung des Verbreiterungsentwurfes.

Die Vorentwürfe.

Von den vor dem Kriege gemachten Vorschlägen für die Verbreiterung beansprucht besonderes Interesse der in Abb. 5 dargestellte Entwurf der GHH, welcher das für die Mehrlasten erforderliche Tragwerk als Hängekonstruktion vorsah. Diese sollte unmittelbar außerhalb der bestehenden Hauptträger liegen und mittels schwerer Querversteifungen, die 6 m über der Fahrbahn gedacht waren, an besonderen Hängestangen, 3,5 m außerhalb der Hauptträger, die neuen Fahrbahnteile tragen. Gleichfalls wollte man durch entsprechendes Anspannen der Tragseile auch die gesamte ständige Last der alten Brücke durch die Hängekonstruktion aufnehmen lassen, um so die Pfeiler möglichst von horizontalen Beanspruchungen zu befreien. Die Vorlandöffnungen waren als Vierendeelträger gedacht.

Die maßgebenden Kreise konnten sich jedoch hauptsächlich aus ästhetischen Gründen nicht mit dem Projekt befreunden, da man sich für das Auge kein günstiges Zusammenwirken der beiden ganz verschiedenen Tragwerke versprach und auch damals auf keinen Fall auf die Pfeileraufbauten verzichten wollte, die mit dem Projekt unbedingt hätten fallen müssen. Weiter kam die Angelegenheit damals nicht.

Nach dem Kriege stellte die Rheinische Bahn-Gesellschaft bei Wiederaufnahme der Pläne folgende Forderungen, die der weiteren Entwurfsbearbeitung zugrunde zu legen waren:

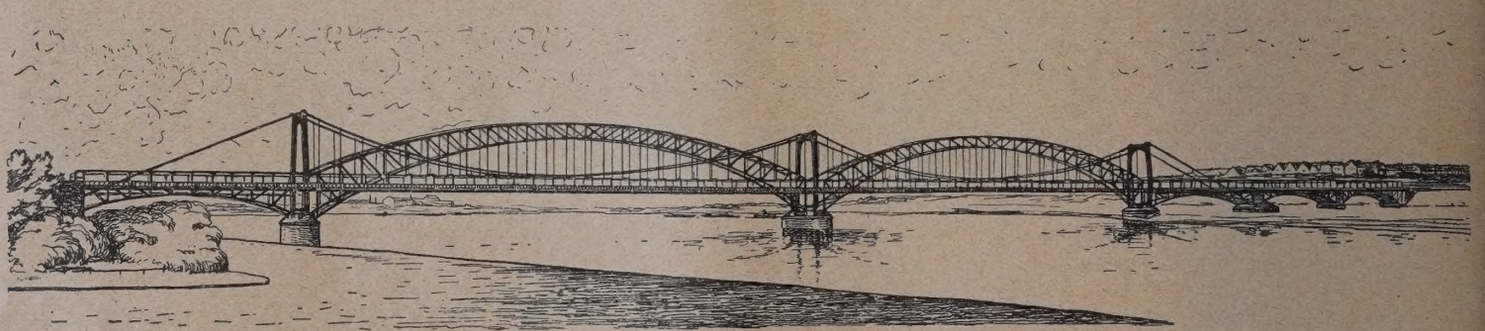


Abb. 5. Vorentwurf, Hängebrücke.

bis 63,36 m. Die Hauptträger aller Öffnungen sind reine Zweigelenkbogen ohne Zugband.

Der Hauptträgerabstand beträgt 9,70 m, so daß sich eine Breite der mittleren Fahrbahn von 8,20 m ergibt, während die jetzt abgebrochenen außen überkragenden Fußwege auf den Vorlandbrücken eine Breite von 3 m besaßen, welche durch die Hängestangen in den Stromöffnungen auf 2,03 m eingeengt wurde (Abb. 4). Die Brückenfahrbahn verläuft von der Mitte der rechtsseitigen Flutöffnung bis zum linksseitigen Hauptpfeiler fast wagerecht und fällt von den genannten Stellen nach den Widerlagern hin mit einer Neigung von 1 : 40.

Die Pfeiler und Widerlager sind sehr kräftig in Stampfbeton mit Basaltlava-, Granit- und Tuffsteinverblendung ausgeführt. In Hinsicht auf den Aufstellungsvorgang bei der Erbauung der Brücke — die linksseitige Stromöffnung wurde ein Jahr

1. Erbreiterung der Brückenfahrbahn um mindestens 2 Fahrspuren bei gleichzeitiger Erbreiterung des Gehweges,
2. Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der alten Brücke während der ganzen Dauer des Umbaues,
3. Fertigstellung der gesamten Arbeiten bis zum Frühjahr 1926,
4. möglichste Anpassung des Umbaues an das vorhandene Brückenbild.
5. Als Belastungsannahmen waren den neuen Brückenteilen zugrunde zu legen:
   a) für die Bahngleise der in Abb. 6 dargestellte Schnellbahnzug, der sich mit 20 m Abstand wiederholen sollte;
   b) für die Fußwege Menschengedränge von 500 kg/m².

Auf dieser Grundlage wurde im Sommer 1924 zunächst die GHH, bald darauf auch die Firma H. L. & Co. mit der Ausarbeitung neuer Entwürfe beauftragt, während die Firma

Holzmann, die s. Z. die Pfeiler der alten Brücke hergestellt hatte, mit der Untersuchung betraut wurde, inwiefern die Pfeiler die neuen vermehrten Lasten würden tragen können.

Die Arbeiten der beiden Eisenfirmen zeitigten zwei in wesentlichen Punkten voneinander verschiedene Projekte.

Die GHH. ging von dem Gedanken aus, die vorhandenen Pfeiler nicht durch neue horizontale Kräfte zu beanspruchen, vielmehr die neuen Lasten nur in senkrechter Richtung auf sie wirken zu lassen. Sie sah daher für die neuen Hauptträger der

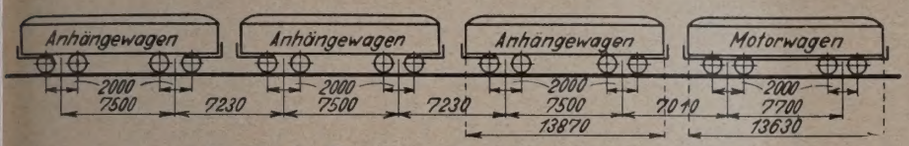


Abb. 6. Lastenzug. Gewicht des Motorwagens 31,9 t, des Anhängewagens 23,1 t (mit Besetzung).

Stromöffnungen — eine Verstärkung der alten Hauptträger allein reichte bei weitem nicht aus — Balkenträger vor, die sich im allgemeinen der Form der alten Bogen genau anschlossen, jedoch in Höhe der Fahrbahn einen dritten Gurt (Zugband) aufwiesen. Die neuen Hauptträger sollten in 1,40 m Entfernung außerhalb der alten aufgestellt werden, da man so annahm, das alte Bild der Brücke am wenigsten zu stören. Die neuen Fahrbahnteile sollten zunächst wieder ähnlich wie bei dem Hängebrückenprojekt an schweren Querversteifungen aufgehängt werden, die 6 m über der Fahrbahn anzubringen waren. Da dies jedoch sehr häßlich aussah, bemühte man sich diese Querversteifungen unter die Fahrbahn zu legen, was jedoch nicht ohne eine Tieferlegung der Konstruktionsunterkante abging. Glücklicherweise lag diese bei der alten Brücke 10,05 m über dem höchsten schiffbaren Wasserstand, während bei den meisten benachbarten Brücken dies Maß nur 9,10 m beträgt. Die Rheinstrombauverwaltung konnte daher den Unterschied von 0,95 m für die Konstrukteure freigeben und damit die in Abb. 7 und 8 dargestellte Lösung ermöglichen, die nunmehr die GHH. zur Ausführung vorschlug. Die Querträger waren dabei, da sie die alten Querträger umfassen mußten, als Kastenträger mit einem Abstand der beiden Tragwände von 0,55 m ausgebildet. Man konnte somit davon sprechen, daß die neue Brücke vollkommen um die alte herumgebaut werden sollte, und zwar so, daß die neuen und alten Überbauten für senkrechte Lasten vollkommen unabhängig voneinander gemacht waren. In der Querrichtung mußten die neuen und die alten Tragwerke natürlich miteinander verbunden werden, einmal wegen der Knicksicherung der Gurte, und dann zwecks Übertragung der Windkräfte. Natürlich mußte das durch gelenkige Verbindungen erfolgen. Der obere Windverband der alten Brücke (in Höhe der Obergurte gelegen) sollte erhalten bleiben und in Zukunft auch die Windlasten der neuen Brückenteile übernehmen. Der untere Windverband dagegen sollte fallen und durch einen neuen im Verbande der neuen Konstruktion ersetzt werden, dessen Gurte durch den unteren III. (Zug-) Gurt der neuen Balkenträger gebildet werden sollten.

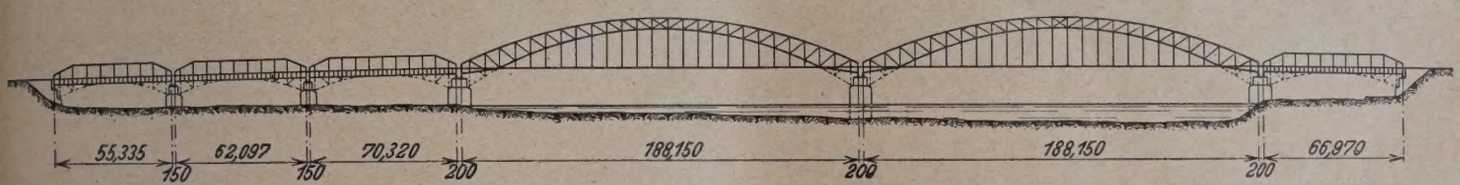
Die Einteilung und Konstruktion der Fahrbahn geht im übrigen aus Abb. 8 hervor.

In den Seitenöffnungen sah die GHH. ebenfalls Balkenträger auf zwei Stützen vor, die als Blechträger mit oberem Versteifungs-(Druck-) Gurt gedacht waren. Als Variante wurden später auch ganz unter der Fahrbahn liegende Zweigelenkbogen genau nach der Form der alten vorgeschlagen.

Für den Entwurf der GHH. war charakteristisch die dichte Lage der Hauptträger nebeneinander, das Bestreben, den Pfeilern möglichst nicht neue horizontale Beanspruchungen zuzumuten, sowie die Tatsache, daß die Pfeileraufbauten verschwinden mußten.

Der Entwurf der Firma H. L. & Co. (vgl. Abb. 9 u. 10) sah im Gegensatz zu dem der GHH. von vornherein Bogenträger für alle Öffnungen, auch die Stromöffnungen, vor. Außerdem lag der Hauptunterschied darin, daß die Hauptträger nicht unmittelbar neben die alten, sondern in rd. 4,2 m Entfernung von diesen aufgestellt werden sollten, so daß die neu zu schaffenden Fahrbahnen zwischen die alten und neuen Hauptträger zu liegen kamen. Dieser Umstand gestattete gleichzeitig die Fahrbahnkonstruktion, d. h. die Querträger, erheblich leichter zu machen, da die neue Fahrbahntafel ziemlich in ihrem Schwerpunkt aufgehängt war. Die neuen seitlichen Querträger sollten dabei gelenkig mit den alten verbunden werden.

Infolge der erheblich leichteren Fahrbahn, sowie durch



Die sichtbaren Eisenkonstruktionsteile der alten Brücke sind punktiert angegeben

Abb. 7. Längsansicht des Vorentwurfs der GHH.

Anbringen von Zugbändern, die mit Rücksicht auf den durch zwei Hauptöffnungen belasteten unsymmetrischen Mittelpfeiler durch geeignete Montagemaßnahmen von vornherein verschiedene Spannung erhalten sollten, gelang es, die Schübe auf die Pfeiler so gering zu halten, daß man trotz der Neuaufbringung von Bogenträgern ohne Verzögerung derselben auskam.

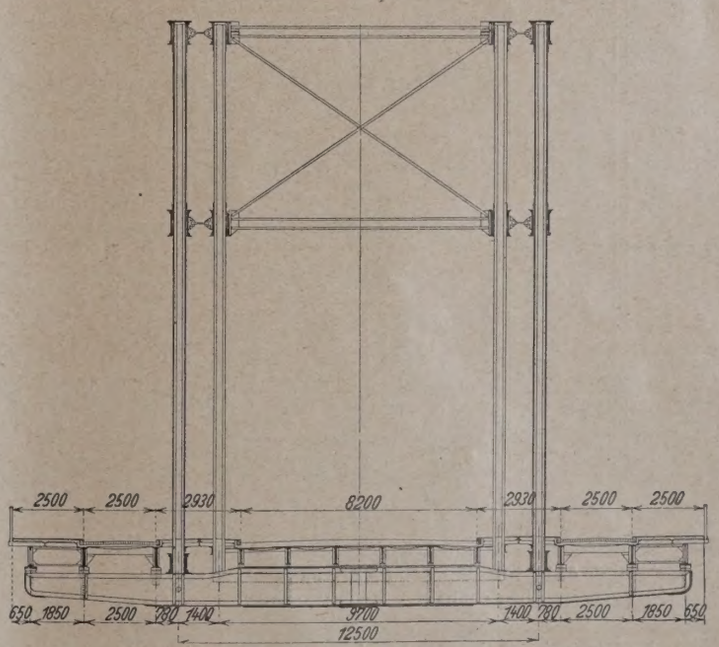


Abb. 8. Querschnitt des Vorentwurfs der GHH.

Als die Angelegenheit soweit gediehen war, zog die Rheinische Bahn-Gesellschaft zwei Herren der Aachener Hochschule heran zwecks Entscheidung der Frage, welchem von beiden

Entwürfen der Vorzug zu geben sei. Die beiden Herren, die Professoren Domke und Sieben, fällten in ihrem Gutachten das Urteil, daß keiner von beiden Entwürfen restlos befriedige, daß vielmehr zweckmäßig die Vorzüge beider Lösungen in einer neu zu schaffenden Kompromißlösung zu vereinigen seien,

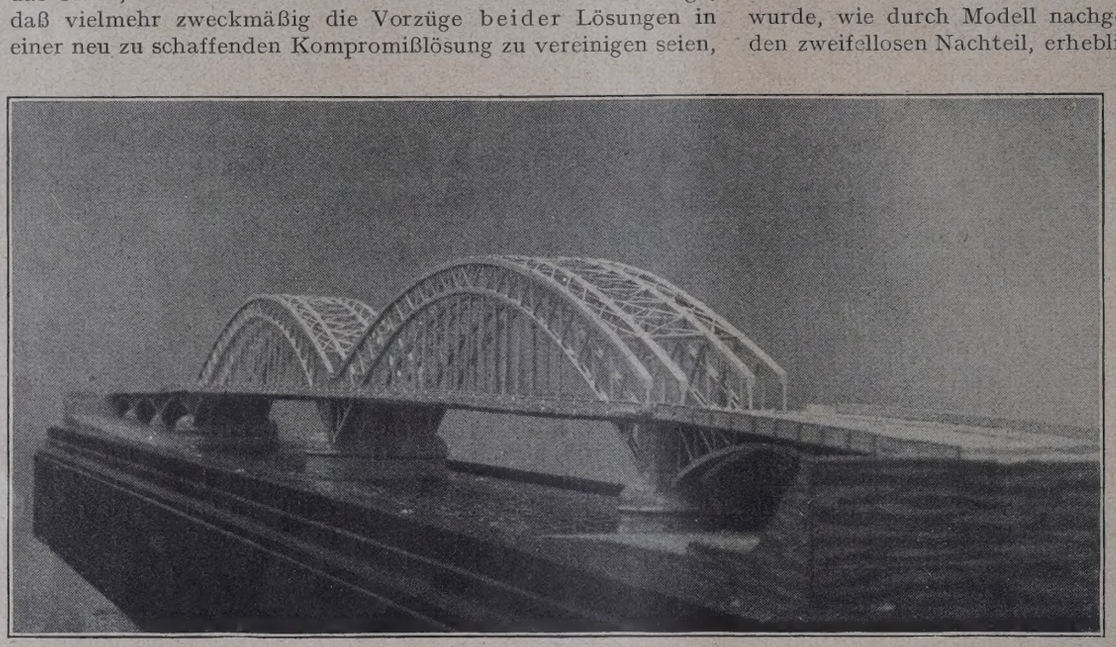


Abb. 9. Modell des Vorentwurfs der Fa. H. L. & Co.

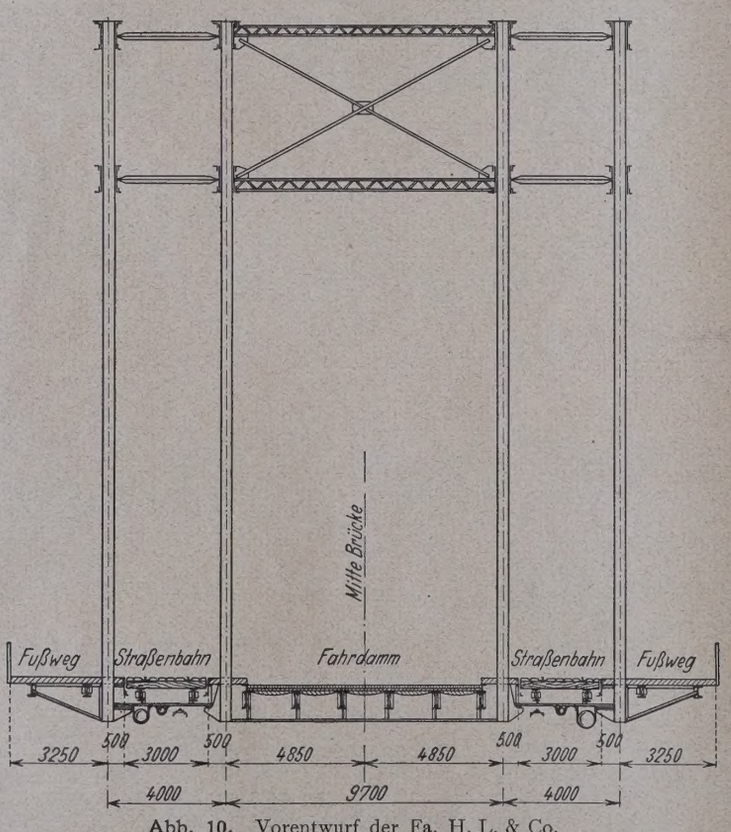


Abb. 10. Vorentwurf der Fa. H. L. & Co. Querschnitt der Hauptstromöffnung.

wobei gleichzeitig die Bauherrin verlangte, die beiden neuen außenliegenden Fahrbahnen nicht wie bisher als Automobilfahrwege, sondern als Gleisfahrbahnen auszubilden, sowie die nutzbare Breite der Fußwege von 2,5 auf 3 m zu vergrößern.

Kritischer Vergleich der beiden Vorentwürfe.

Die Vorzüge und Nachteile beider Vorentwürfe sind in der Hauptsache folgende:

Der Entwurf der GHH. gewährte den großen Vorteil, daß durch die Stellung der Hauptträger dicht nebeneinander das schöne Bild der alten Brücke am wenigsten beeinträchtigt wurde, wie durch Modell nachgewiesen worden ist. Er hatte den zweifellosen Nachteil, erheblich schwerer und daher teuerer zu sein als der Entwurf von H. L. & Co. Andererseits gewährte die reinliche Trennung der alten und neuen Fahrbahnen voneinander sowie die nur gelenkige Verbindung der Hauptträger untereinander denkbar klare statische Verhältnisse. Die neuen Hauptträger konnten in ihren Ebenen vollkommen unabhängig von den alten spielen; die neuen Brückenteile standen nur soweit in Verbindung mit der alten Brücke, als es die horizontalen äußeren Querkräfte und die Knicksicherung der Gurte erforderten.

Der Entwurf von H. L. & Co. wirkte durch die größere Entfernung der Hauptträger ästhetisch nicht so gut wie der der GHH., was ebenfalls durch Modell festgestellt wurde. Es entstanden dadurch ähnlich unschöne Bilder, wie bei der Hohenzollernbrücke in Köln, besonders durch die zahlreichen Überschneidungen in der Schrägansicht. Außerdem war mit dem großen Hauptträgerabstand insofern eine ungünstige Be-

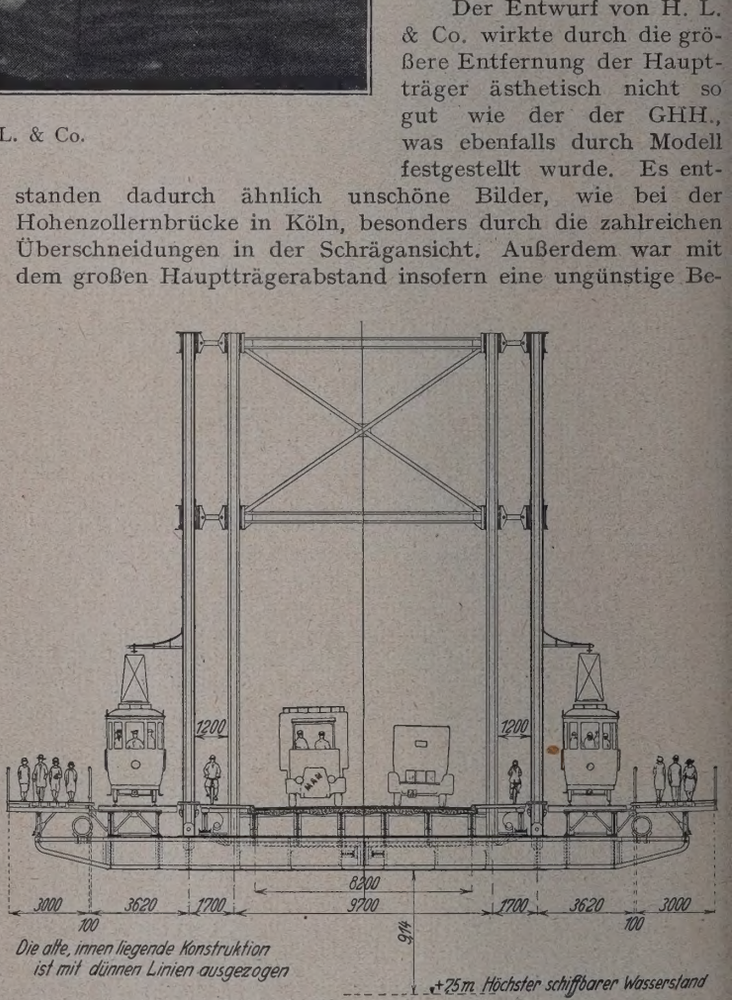


Abb. 11. Querschnitt des endgültigen Entwurfs.

anspruchung der Pfeiler verbunden, als die neuen Auflager sehr weit auf die Pfeilervorköpfe zu sitzen kamen. Ein entschiedener Vorteil des H. L. & Co.schen Entwurfs war sein leichtes Gewicht, der jedoch durch einen Mangel in konstruktiver Hinsicht erkauft wurde: Die neuen und die alten Fahrbahnteile waren bezüglich senkrechter Lasten nicht unabhängig voneinander, vielmehr übertrugen sie an den Verbindungspunkten Auflagerkräfte aufeinander, wodurch auch die Hauptträger sich gegen-

seitig beeinflußten. Hiermit war verbunden, daß Querträger und Hängestangen der Erweiterungskonstruktion erhebliche Verdrehungen erleiden mußten. Man denke sich z. B. die Folgen aus, die auftreten, wenn die mittlere Fahrbahn bei unbelasteten

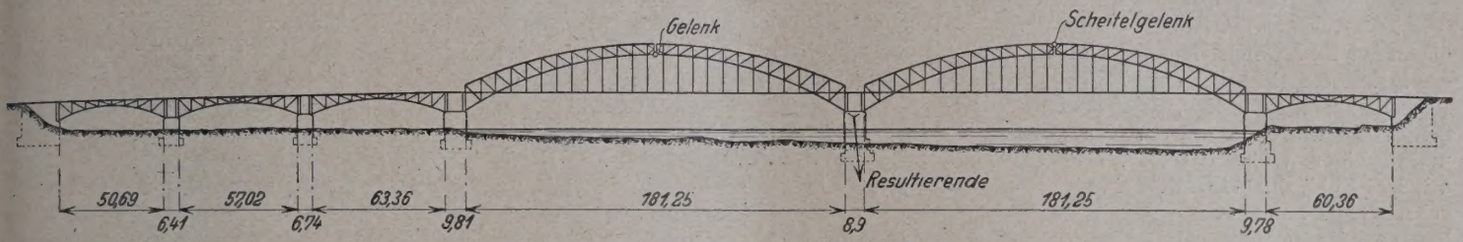


Abb. 12. Längsansicht des endgültigen Entwurfs.

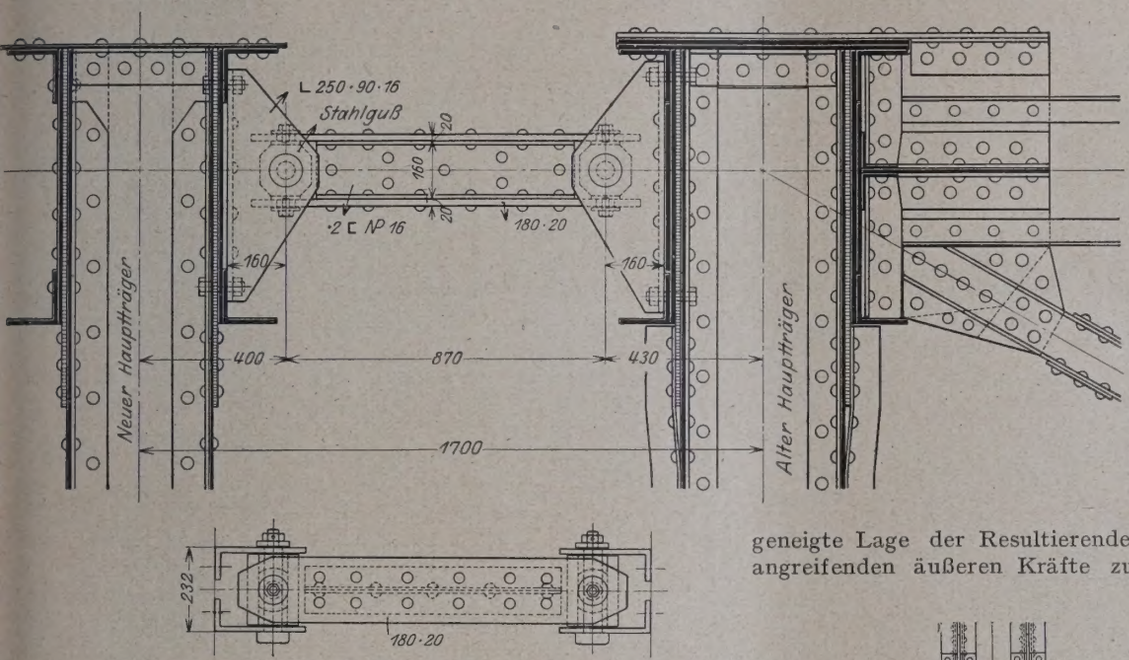


Abb. 13. Gelenkiger Verbindungsstab zwischen zwei Obergurtpunkten.

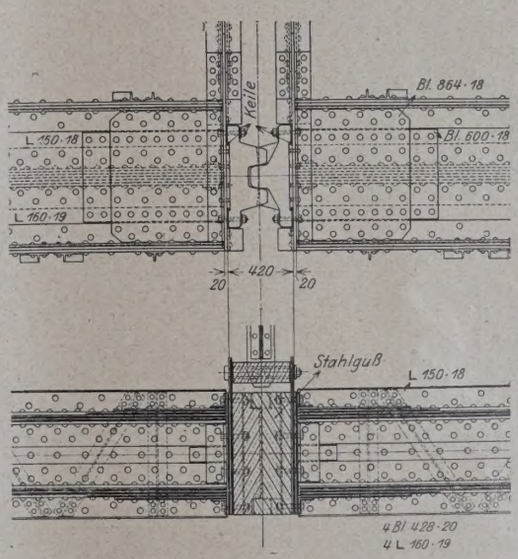
seitlichen Fahrbahnen voll belastet ist oder umgekehrt. Es waren also statisch keineswegs klare Verhältnise geschaffen, und es dürfte wohl kaum möglich gewesen sein, die wahre Beanspruchung der einzelnen Bauglieder mit genügender Genauigkeit zu ermitteln.

Der endgültige Entwurf.
Die Hauptträger der Stromöffnungen.

Der Kompromißentwurf nun stellt im wesentlichen eine Weiterentwicklung des Entwurfs der GHH. dar[1]). Von diesem ist vor allem beibehalten die Stellung der Hauptträger dicht nebeneinander, deren Abstand mit Rücksicht auf die Auflagerkonstruktion von bisher 1,40 auf 1,70 m vergrößert wurde, ferner die Art der Verbindung der Hauptträger untereinander, die Ausbildung der Fahrbahn und insbesondere ihrer Querversteifung durch die schweren untergezogenen Querträger. Die Vergrößerung des Hauptträgerabstandes ermöglichte gleichzeitig diesen Raum als Radfahrweg auszunutzen (vgl. Abb. 11).

Vom Entwurf der Firma H. L. & Co. wurde der Gedanke übernommen, die Hauptträger in sämtlichen Öffnungen als Bogenträger auszubilden.

Die GHH. konnte sich jedoch nicht mit dem Vorschlag der Firma H. L. & Co. befreunden, die wegen des mittleren Strompfeilers erforderliche Verschiedenheit der Horizontalschübe in den Stromöffnungen durch Zugbänder zu erreichen, die in der oben erwähnten Weise künstlich verschiedene Spannung erhalten sollten. In der Tat hätte darin ein starker Unsicherheitsfaktor gesteckt und man wäre bei dieser Lösung bezüglich des richtigen statischen Verhaltens der Brücke vollkommen von der Baustelle abhängig gewesen. Es wurde daher von den Herren der GHH. ein anderes Mittel ersonnen, um künstlich die gewünschte geneigte Lage der Resultierenden der am mittleren Pfeiler angreifenden äußeren Kräfte zu erhalten. Das Ziel wurde



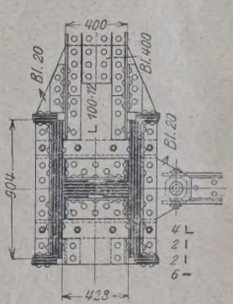


Abb. 14. Scheitelgelenk in der linksseitigen Stromöffnung.

dadurch erreicht, daß man für die beiden Stromöffnungen Dreigelenkbogen vorsah mit verschiedener Lage der Scheitelgelenke. Beim linksseitigen Bogen liegt es im Untergurt, beim rechtsseitigen im Obergurt. Dadurch erhält der linksseitige Bogen einen größeren Horizontalschub als der andere, wodurch die gewünschte Schrägstellung der Resultierenden erzeugt wird (vgl. Abb. 12). Die Lösung stellt zweifellos eine der schönsten konstruktiven Ideen dar, die bei dem Umbau verwirklicht wurden; allerdings mußte man dabei die mit dem Dreigelenkbogen verbundene größere Durchbiegung mit in Kauf nehmen. Die Seitenöffnungen konnten ohne

[1]) Der Anteil der beiden Firmen an der Bearbeitung des Kompromißentwurfs ist wie folgt: GHH., Entwicklung des Gesamtentwurfs, stat. Berechnung, Dimensionierung und konstruktive Durchbildung aller Konstruktionsteile in ihrem Bauloos, d. h. der linksseitigen Stromöffnung und der Obercasseler Landöffnungen; H. L. & Co., das gleiche für die rechtsseitige Stromöffnung und die Düsseldorfer Landöffnung mit Ausnahme der Fahrbahnkonstruktion der Stromöffnung, die vollständig gleich der von der GHH. für die linksseitige Stromöffnung entworfenen Konstruktion ausgebildet wurde.

weiteres als Zweigelenkbogen vorgesehen werden, da die Standfestigkeit der Pfeiler dies in keiner Weise verbot. Im Gegenteil war das jetzt zur Stützung der Pfeiler IV und VI erwünscht, die nunmehr von der Wasserseite her erheblich vergrößerte Schübe aushalten müssen als früher.

Die Ausgestaltung der Hauptträger im einzelnen ist ähnlich denen der alten Brücke erfolgt. Lediglich in der Mitte war eine Abweichung erforderlich, da dort die Scheitelgelenke anzubringen waren. Es geschah in unauffälliger Weise dadurch, daß man das mittlere Feld, das beim alten Hauptträger zwei gekreuzte Diagonalen enthält, durch einen in der Mitte angebrachten senkrechten Doppelstab aufteilte, der das Gelenk zwischen sich faßt.

Interessant ist ein Vergleich der Hauptträger der beiden Stromöffnungen, da es wohl sehr selten vorkommen dürfte, daß zwei sonst ganz gleiche Dreigelenkbogen Scheitelgelenke in verschiedener Höhe haben. Statisch wirkt sich das — wie ohne weiteres klar ist — dahin aus, daß in der linksseitigen Öffnung der Untergurt besonders stark beansprucht wird und daher bedeutend schwerer ausfällt als in der rechtsseitigen Öffnung: Er trägt, da er parabolisch gekrümmt ist, praktisch die ganze ständige Last und hat zudem wegen des geringeren Bogenstichs einen größeren Horizontalschub zu vermitteln. Die Wandglieder und der Obergurt werden fast nur für den Ausgleich der beweglichen Nutzlast in Anspruch genommen. Rechts dagegen, wo das Gelenk im Obergurt sitzt, bewirken alle Lasten, auch die ständigen, eine viel gleichmäßigere Verteilung der Spannungen auf sämtliche Konstruktionsglieder.

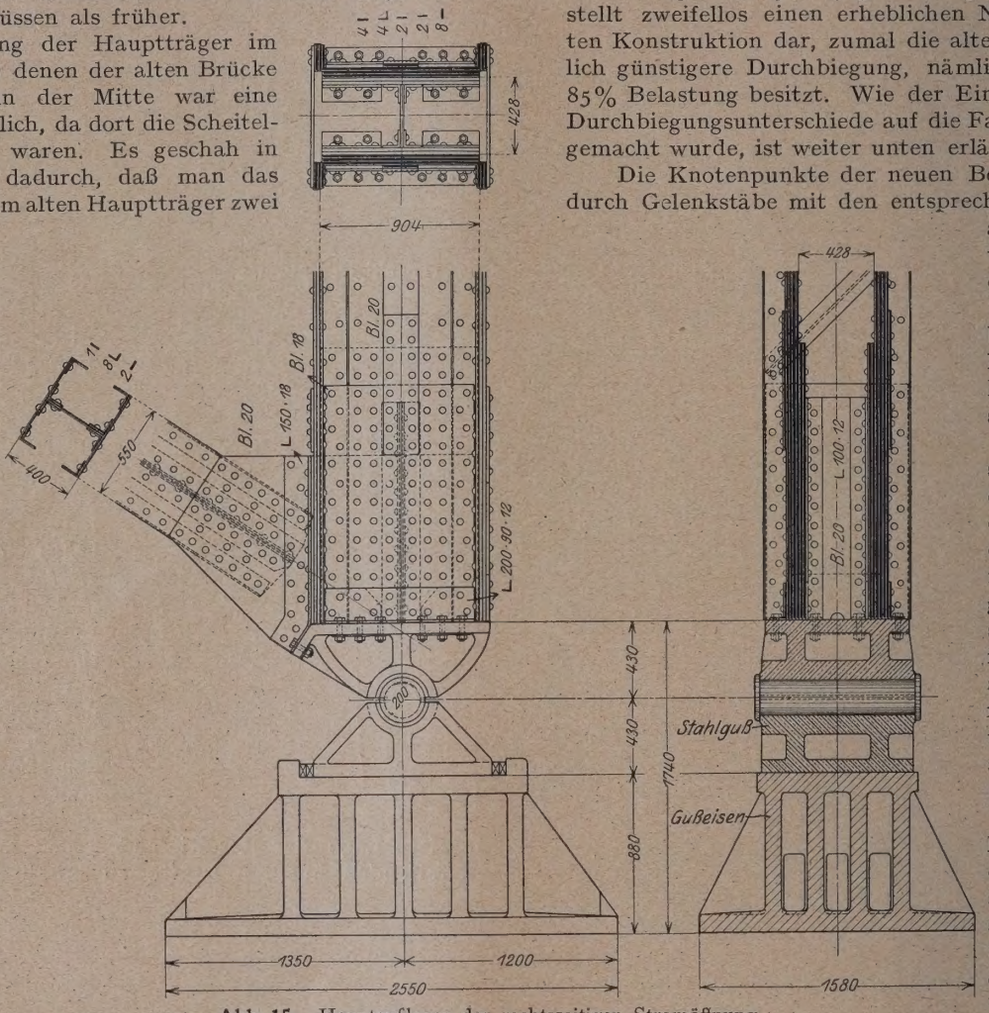


Abb. 15. Hauptauflager der rechtsseitigen Stromöffnung.

Zahlenmäßig wirkt sich das unterschiedliche Verhalten der beiden Bogen wie folgt aus:

	Links	Rechts
Größter Horizontalschub eines Bogenträgers	1618 t	1309 t
Gesamtgewicht ohne Hängestangen und gelenkige Verbindungen	857,9 t	725 t
Anteil: des U-Gurts	536,4 t = 62,6%[2])	311,3 t = 42,9 %[2])
der Diagonalen .	53 t = 6,1%	59,2 t = 8,17%
der Vertikalen . .	98,5 t = 11,5%	95,2 t = 13,13%
des Obergurts . .	170 t = 19,8%	259,4 t = 35,8 %
Größte rechn. Durchbiegung	118,2 mm	78,8 mm

[2]) des Gesamtgewichts.

Besonders auffallend ist der große Unterschied in den Durchbiegungsgrößen, die im übrigen an sich sehr hoch sind. Dieser Umstand, verbunden mit der sehr großen Empfindlichkeit der Dreigelenkbogen gegen Temperaturschwankungen, stellt zweifellos einen erheblichen Nachteil der gewählten Konstruktion dar, zumal die alte Brücke eine erheblich günstigere Durchbiegung, nämlich nur 49 mm bei 85% Belastung besitzt. Wie der Einfluß dieser starken Durchbiegungsunterschiede auf die Fahrbahn unschädlich gemacht wurde, ist weiter unten erläutert.

Die Knotenpunkte der neuen Bogengurtungen sind durch Gelenkstäbe mit den entsprechenden Punkten der alten Hauptträger verbunden und dadurch gegen den Bogenwindverband bzw. gegen die Querkreuze der alten Brücke seitlich gestützt.

Die Gelenkstäbe sind so ausgebildet, daß die entsprechenden Knotenpunkte der alten und der neuen Hauptträger gegenseitige Verschiebungen sowohl in lotrechtem Sinne als auch in wagerechter Längsrichtung ungezwungen ausführen können (vgl. Abb. 13).

Ein Scheitelgelenk ist in Abb. 14 dargestellt, woraus alles Nähere zu ersehen ist. Um mit Sicherheit zu erreichen, daß die Schubkraft durch den mittleren Teil der Gelenkkörper geht, sind seitlich Bleistreifen eingelegt.

Die Auflager der Hauptträger sind Bolzengelenke normaler Bauart. Sie schließen sich eng an die Form der Auflager der alten Brücke an. Die unteren Rippenstühle bestehen aus Gußeisen, die oberen Lagerkörper aus Tiegelgußstahl, die Bolzen aus Schmiedestahl (vgl. Abb. 15).

Die Windverbände in den Stromöffnungen.

Während der obere Windverband, der in der Ebene der Hauptträgerobergurte liegt, in seiner Lage und Gestalt erhalten bleiben konnte, mußte der Fahrbahnwindverband umgeändert werden, da seine bisherigen Gurte, die mit den Längsträgern der Fußwege vereinigt waren, infolge Aufstellung der neuen Hauptträger in Fortfall kamen. Die neuen Windgurte sind etwas einwärts verschoben worden und werden in gleicher Weise wie die alten durch fachwerkförmige Träger in der lotrechten Ebene knicksicher versteift. Diese Träger dienen gleichzeitig zur Unterstützung der oben erwähnten Radfahrersteige. Sie stützen sich auf die entsprechend umgearbeiteten Konsolen, die früher die alten Fußwege getragen haben.

Die neue Lage der Windgurte verlangte natürlich auch eine Umänderung der Strebenwerke, also eine vollständige Erneuerung des Fahrbahnwindverbandes bis auf seine Pfosten, welche nach wie vor durch die Querträger der alten Brücke gebildet werden.

Der Fahrbahnwindverband verblieb somit im Verbande der alten Brücke und, da die neuen Fahrbahnteile keine eigene

Windversteifung erhielten, mußte dafür gesorgt werden, daß die auf sie entfallenden Windlasten auf die ausgesteifte alte Fahrbahn übertragen werden konnten. Wie das geschieht, ist weiter unten bei der Besprechung der Querträger gezeigt.

Auch die in senkrechten Ebenen liegenden oberen Querversteifungen zwischen den Hauptträgern der alten Brücke mußten geändert werden. Unter der Annahme, daß alle vier Untergurte der alten und der neuen Hauptträger nach einer

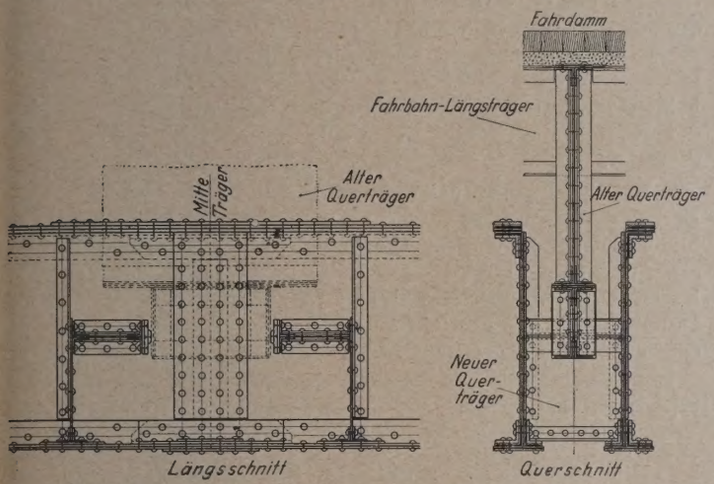


Abb. 16. Abstützung der neuen gegen die alten Querträger.

Seite ausknicken wollen, erwiesen sich die vorhandenen Querkreuze und die unteren Riegel als zu schwach, um die hierbei auftretenden Seitenkräfte auf den oberen Bogenwindverband übertragen zu können. Erstere, welche bisher aus den überschlank wirkenden Winkeleisen 80/8 bestanden, sind durch je zwei gespreizte U-Eisen ersetzt, während die Riegel durch aufgenietete Kopfplatten verstärkt wurden.

Die Verstärkung der Querkreuze kommt, wie sich jetzt nach der Fertigstellung bestätigt hat, dem Aussehen der Brücke zugute. Die alten leichten Winkelstreben wirkten schon bisher reichlich mager und würden in Zukunft zu den vermehrten Eisenmassen in einem krassen Mißverhältnis gestanden haben.

Die Fahrbahnkonstruktion in den Stromöffnungen.

Die Fahrbahnkonstruktion des Kompromißentwurfs, insbesondere ihre Querversteifung durch die untergezogenen doppelwandigen Querträger wurde mit Ausnahme der rechten Landöffnung — wo durchgehendes Schotterbett verlangt wurde — vollständig von dem Vorentwurf der GHH. übernommen. Lediglich die Form der Querträger in den Stromöffnungen konnte jetzt nach Wegfall des unteren dritten Gurts noch vereinfacht werden, indem ihre Oberkante gerade gezogen wurde (Abb. 11). Sie sind, soweit sie von den Hängestangen getragen werden, als doppelwandige Blechträger ausgebildet und sehr schwer (über das statisch erforderliche Maß hinausgehend) ausgeführt, um eine möglichst gute Versteifung der neuen Fahrbahnteile zu erreichen. Ihr Querschnitt ist aus Abb. 16 zu ersehen, auf der gleichzeitig dargestellt ist, wie die zwecks Übertragung der Windkräfte erforderliche Abstützung der neuen gegen die alten Querträger ausgeführt ist. Man erkennt, daß die gewählte Konstruktion den beiden Querträgern gestattet, sich unabhängig voneinander in senkrechtem Sinne sowie in horizontaler Längsrichtung zu bewegen, so daß die alte und die neue Fahrbahn für vertikale Lasten und Wärmeeinflüsse unabhängig voneinander sind. Die Abb. 16 gibt gleichfalls augenfällig wieder, wie die alten Querträger von den neuen doppelwandigen umfaßt werden, sowie, daß zwischen beiden genügend freier Raum zur Überwachung und Unterhaltung vorhanden ist.

Die Aufhängung der Querträger an den Hängestangen der Stromöffnungen erfolgte durch Bolzengelenk, einmal, um die Montage zu vereinfachen, sowie auch, um die Übertragung von Biegungsmomenten in die Hängestangen zu vermeiden, eine Gefahr, die bei der Länge der Kragarme besonders nahe lag. Die Einzelheiten der Bolzenverbindung sind aus Abb. 17 u. 18

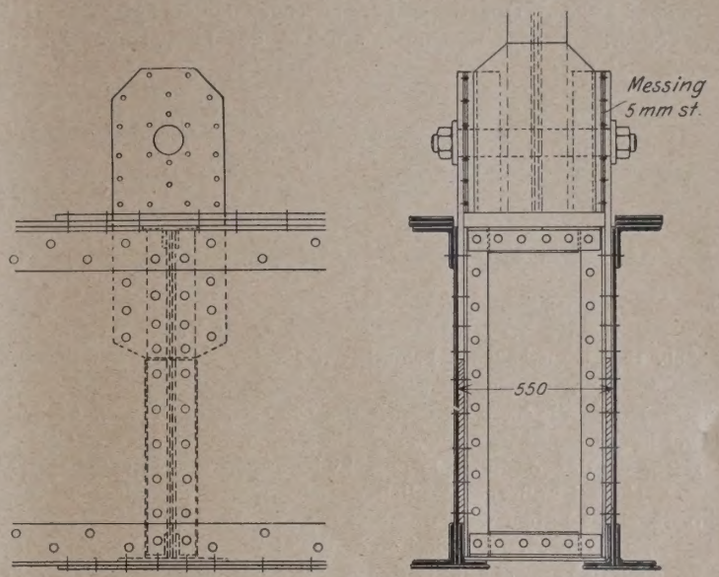


Abb. 17. Bolzenverbindung zwischen Hängestange und Querträger.

zu ersehen. Die zusammenfallenden Flächen der Hängestangen und Querträger, die nach der Montage unzugänglich sind, wurden mit 5 mm starken Messingblechen bekleidet.

Die ersten drei Querträger der Stromöffnungen, von den Bogenkämpfern aus gezählt (in diesem Bereiche sind noch keine Hängestangen vorhanden), sind fest mit den Bogenpfosten verbunden. Der zwischen den neuen Hauptträgern liegende unbelastete Teil der ersten beiden Querträger ist als doppelwandiges Fachwerk ausgebildet, um die Zugänglichkeit der in ihrer Mittelebene gelegenen Querkreuze der alten Brücke zu sichern.

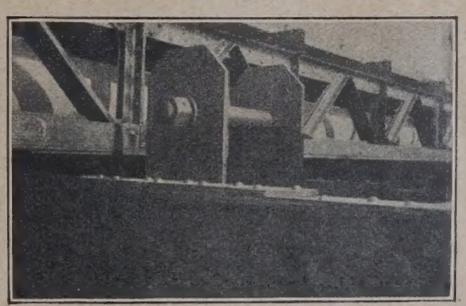


Abb. 18. Aufhängebolzen der Querträger.

Der folgende Querträger ist, wie die normalen mittleren Querträger ein doppelwandiger Blechträger. In Rücksicht auf seine Höhenlage zu dem Bogenuntergurt hat er eine gekröpfte Form.

Die Kragstücke der neuen Querträger mußten wegen der verschiedenen Ausgestaltung der Querträgermittelteile ebenfalls eine verschiedenartige Ausbildung erhalten. Sie verjüngen sich nach außen und endigen in einem abgerundeten, geschlossenen Kopf. Im Hinblick auf eine günstige Erscheinung der ausgekragten Fahrbahnkonstruktion sind die Enden der Querträger soweit als möglich gleich ausgebildet worden, so daß die unteren Begrenzungslinien in einer geschlossenen Fläche liegen, die von einem Ende der Brücke zum anderen Ende verläuft.

Die Längsträger für die Gleise der elektrischen Bahn sind als Blechträger ausgebildet. Sie sind durch Querkreuze und einen unteren Verband miteinander verspannt und bilden einen durchlaufenden Trägerzug, der nur in der Mitte der beiden Stromöffnungen eine Ausdehnungsfuge hat. Auf den Pfeilern sind feste Lager für diese Träger vorgesehen (Abb. 19).

Die Längsträger sind im allgemeinen fest mit den Querträgern vernietet. Nur auf den zweiten und dritten Querträgern (vom Bogenkämpfer gezählt) sind sie längsverschieblich gelagert, da diese Querträger durch Wärmeeinflüsse erhebliche Verbiegungen erhalten würden. Die an den Bogenhängestangen angeschlossenen Querträger können wegen der Nachgiebigkeit der Hängestangen den Längenänderungen der Längsträger folgen.

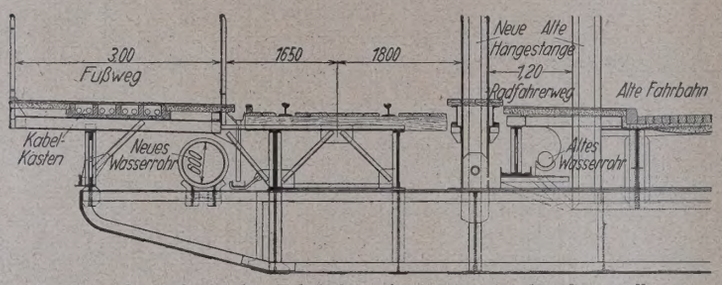


Abb. 19. Querschnitt der Fahrbahnverbreiterung in den Stromöffnungen.

Durch die feste Lagerung der Längsträger auf den Pfeilern werden Bremskräfte usw. auf die Pfeiler übertragen. Gleichzeitig werden dadurch Längsschwingungen der Fahrbahn, wie man sie bei außergewöhnlichen Belastungen der alten Brücke beobachtet haben will, unmöglich gemacht.

Die Querkreuze zwischen den Gleisträgern sind nach außen konsolartig ausgebaut und unterstützen die aus U-Eisen 14 bestehenden Längsträger für die Fußwegkonstruktion. Die äußeren Fußweglängsträger sind wie bei der alten Brücke als Fachwerkträger ausgebildet. Sie stützen sich auf die Köpfe der Querträgerkragstücke. Die aus U-Eisen 18 bestehenden Fußwegquerträger sind an ihren inneren Enden mit dem oben genannten inneren Fußweglängsträger vernietet. Ihre äußeren Enden kragen noch um 1,1 m über die äußeren Fußweglängsträger vor.

Die Fußwegdecke besteht im mittleren Teil aus bewehrten Betonlängsbalken, deren Querschnittsform so gewählt ist, daß sie Kanäle zur Aufnahme von elektrischen Kabeln bilden. Diese sind mit armierten, in Zementmörtel verlegten Zementplatten abgedeckt, auf denen unmittelbar die Fußgänger laufen. Die Seitenteile der Decke werden durch quer laufende Eisenbetonplatten gebildet, die sich einerseits auf die Kabelkanäle, andererseits auf das Eisenwerk der Fußwegkonstruktion stützen. Sie sind mit Asphaltplatten in Zementmörtelbett belegt.

Unter den Fußwegen ist je ein neuer Rohrstrang untergebracht, der unmittelbar von den Querträgern getragen wird. Auf der Oberstromseite liegt ein Wasserrohr von 600 mm, auf Unterstromseite ein Gasrohr von 400 mm lichter Weite.

Den äußeren Abschluß der Fahrbahnkonstruktion bildet ein 420 mm hoher Blechträger, über dem sich das Brückengeländer aufbaut. In Hinsicht auf Kostenersparnis wurde das alte, in Kunstschmiedearbeit hergestellte Brückengeländer wieder verwendet, obschon es dem heutigen Geschmack nicht mehr zusagt und besser durch ein zeitgemäßes neues Geländer ersetzt worden wäre.

Die Decke der Radfahrstege besteht wie die Fußwegdecke aus Eisenbetonplatten mit Asphaltplattenbelag.

Die Gleise der elektrischen Bahn ruhen auf Holzschwellen von 20 × 20 cm Querschnitt. Um die Bahnkörper für den Fall von Betriebsstörungen für die Fahrgäste begehbar zu machen, erhalten sie in voller Breite einen Bohlenbelag. Ein Überqueren der Brücke von den Fußgängerwegen aus ist jedoch dadurch unmöglich gemacht, daß die Bahnkörper gegen letztere durch engmaschige Geländer abgetrennt sind. Auf beiden Hauptträgerüberbauten befinden sich auch zwischen den Radfahrstegen und den Bahnkörpern leichte Trennungsgeländer.

Bei den Strombrücken sind überdies Zwischenstege in der Breite der Hauptträgergurtungen angeordnet, die eine Stufe bilden. Diese bezweckt, das verschiedene elastische Verhalten der alten und neuen Hauptträger unter dem Einfluß der Verkehrslasten und Wärmeschwankungen auszugleichen, so daß die äußere Kante der Radfahrerstege nie höher liegen kann als die Oberkante des angrenzenden Zwischenstegs.

Die Konstruktion der Seitenöffnungen nach dem Kompromißentwurf.

Die Hauptträger sämtlicher Seitenöffnungen sind, wie bereits erwähnt, als gänzlich unter der Fahrbahn liegende Bogenzwickelträger mit zwei Gelenken ausgebildet. Sie schließen sich in Form und Konstruktion genau den alten Bogen an, und es ist daher nichts Besonderes darüber zu berichten.

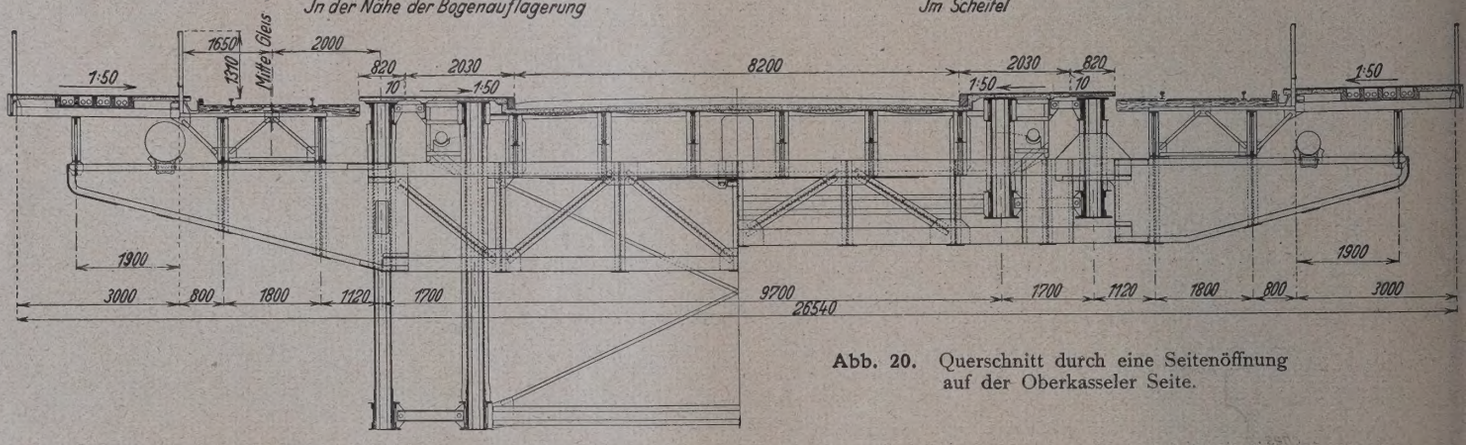


Abb. 20. Querschnitt durch eine Seitenöffnung auf der Oberkasseler Seite.

Die Fahrbahnanordnung ist grundsätzlich die gleiche wie bei den Strombrücken. Sämtliche Querträger sind jedoch als doppelwandige Fachwerke mit vollwandigen Auslegern ausgebildet. Sie sind fest mit den neuen Hauptträgern vernietet und teilweise wie bei den Strombrücken durch besondere Anschläge in Trägermitte gegen die alten Querträger seitlich gestützt.

Die nur geringe Trägerhöhe im Scheitel der alten Hauptträger erforderte eine nicht gerade erwünschte Anordnung der drei mittleren Querträger jeder Vorlandbrücke. Um die erforderliche Querträgerbauhöhe zu erzielen, mußten die Untergurte der genannten Träger unterhalb der Bogenuntergurte durchgezogen werden, wodurch der glatte Verlauf der Bogenlinien unterbrochen worden ist. Dies stellt zweifellos einen Schönheitsfehler der verbreiterten Brücke dar, der nur dadurch etwas gemildert ist, daß die neuen Fahrbahnteile seitlich soweit auskragen, daß die ganze darunter liegende Konstruktion stark beschattet wird. Hierdurch fällt der Fehler nicht so stark in die Augen.

Die Gleisträger- und Fußwegausbildung ist wie bei den Strombrücken. Zur Überleitung von Bremskräften auf die Pfeiler sind die Gleisträger jedoch nicht auf den Pfeilern fest gelagert, sondern in der Mitte jeder Vorlandbrücke durch einen

besonderen kleinen Verband mit den Obergurten der Hauptträger verspannt. An den Pfeilern befinden sich Ausdehnungsfugen für die Fahrbahnkonstruktion (Abb. 20).

Die Abdeckung der Gehwege und der Radfahrstege ist genau wie bei den Strombrücken. Bei den Vorlandbrücken ist jedoch zunächst kein Trennungsgeländer zwischen den Bahnkörpern und den Radfahrstegen vorgesehen, da man eine ungünstige Erscheinung von sechs nebeneinander stehenden Geländern auf der im übrigen ganz freien Brückenbahn befürchtet hat. Sollte sich aus betriebstechnischen Gründen später doch die Aufstellung von Trennungsgeländern zwischen den Bahnkörpern und Radfahrstegen als nötig erweisen, so kann sie ohne Schwierigkeiten erfolgen. Die Eisenkonstruktion und die in Frage kommenden Abdeckplatten der Zwischenstege sind von vornherein entsprechend ausgebildet worden. Auf den Vorlandbrücken ist die Stufe an der Außenseite der Radfahrwege fortgefallen, da hier größere gegenseitige lotrechte Verschiebungen der alten und der neuen Hauptträger nicht auftreten können.

Bei der rechtsseitigen Vorlandbrücke, die die Düsseldorfer Uferstraße überbrückt, erhalten die Bahnkörper eine wasserdichte Abdeckung.

Die Gleise ruhen hier auf einem von Buckelplatten getragenen Schotterbett. Die Fußwege entwässern in das Schotterbett. Die Längsfuge im Radfahrweg ist durch besondere darunter liegende Rinnen entwässert. Im übrigen ist die Ausbildung wie in den anderen Öffnungen.

IV. Die Umänderungen an den Pfeilern und Widerlagern.

Wie oben bereits erwähnt, brauchten die Pfeiler nicht vergrößert zu werden. Sie mußten vielmehr lediglich neue Auflagerquader zur Aufnahme der neuen Hauptträger erhalten. Diese wurden nach Ausstemmen der entsprechenden Löcher

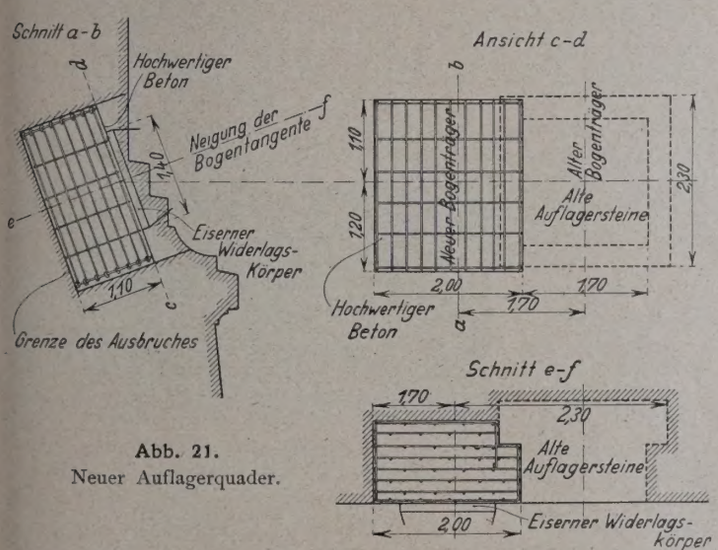


Abb. 21.
Neuer Auflagerquader.

aus armiertem Beton hergestellt, der eine für die rechnerische Beanspruchung zehnfache Sicherheit verbürgt.

Die Abb. 21 zeigt einen solchen neuen Auflagerquader in einer der Stromöffnungen und läßt die vorgesehene Eisenarmierung erkennen.

Im übrigen mußten die Aufbauten der Pfeiler IV, V und VI abgebrochen werden und damit auch das bekannte Wahrzeichen Düsseldorfs, das Standbild des steinernen Löwen, auf dem Mittelpfeiler verschwinden.

Die beiden Landwiderlager mußten im Gegensatz zu den Pfeilern, entsprechend der erweiterten Brückenfahrbahn, verbreitert werden.

Abb. 22 zeigt das Widerlager auf der Düsseldorfer Seite, welches insofern eine Besonderheit aufweist, als die rückwärtigen alten Flügel noch um ein Stück wegen des besonders großen Bogenschubs auf dieses Widerlager verlängert werden mußten.

Die seitliche Verbreiterung des Widerlagers geschah durch Stützmauern in Stampfbeton mit entsprechender Verkleidung, die mit Temperaturfugen gegen den alten Widerlagerklotz angelehnt sind. Da diese Stützmauern keinerlei Bogenschub aufzunehmen haben, sondern lediglich den Erddruck der Hinter-

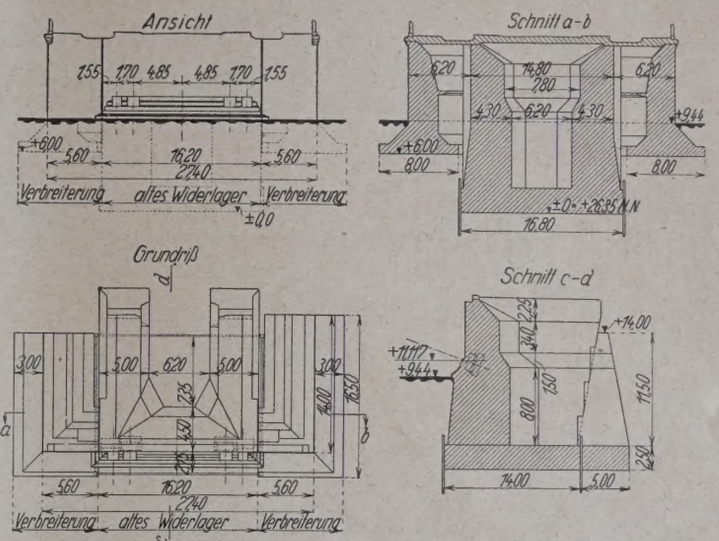


Abb. 22. Verbreitertes Widerlager auf Düsseldorfer Seite.

füllung und die Verkehrslasten zu tragen haben, konnten sie mit Flachgründung ausgeführt werden. Die Fundamentunterkante liegt auf + 6,0 D.P.

Bei dem Oberkasseler Widerlager ist der Bogenschub nicht so groß wie auf der Düsseldorfer Seite. Infolgedessen brauchten die Parallelflügel an ihrer Rückseite nicht in derselben Weise verstärkt zu werden wie auf der Düsseldorfer Seite, obwohl auch hier der alte Widerlagerflügel die gesamten Lasten der Eisenkonstruktion tragen muß. Hier reichte eine entsprechende Erbreiterung des Widerlagers durch Stützmauern aus, deren Flügel als Schrägflügel senkrecht zur Brückenachse ausgebildet sind. Auch hier ist das neue Mauerwerk mit Temperaturfugen gegen das alte angelehnt. Die Fundamentunterkante liegt auf Ordinate plus 1,60, wo tragfähiger Baugrund angetroffen wurde.

V. Die Bauausführung.

Die Rheinische Bahn-Gesellschaft hatte verlangt, daß der Umbau der Brücke in einem Jahr erfolgen müsse, einerseits, um den Verkehr nur möglichst kurze Zeit zu behelligen, andererseits, weil die Stadt Düsseldorf im Jahre 1926 die Große Ausstellung „Gesolei" plante, die unmittelbar unterhalb der Brücke am Rheinufer gelegen, der Brücke neuen erheblichen Verkehr bringen mußte. Da bislang noch niemals die Eisenkonstruktion einer Rheinbrücke in nur einer Bausaison aufgestellt worden war, stellte der Bau an die beteiligten Firmen sehr erhebliche Anforderungen. Betrug doch das Gesamtgewicht der neu anzubringenden Eisenkonstruktion rd 5000 t, und war damit größer als das Gewicht der alten Brücke. Hinzu kam, daß ein Umbau bzw. ein Erweiterungsbau immer schwieriger ist als ein Neubau, besonders, wenn, wie in diesem Falle, nicht nur der Schiffahrtsverkehr, sondern auch der ganze Verkehr auf der Brücke aufrecht erhalten werden mußte.

Es wurden daher umfassende Vorbereitungen für den Bau getroffen. In erster Linie war es erforderlich, die beiden Stromöffnungen gleichzeitig auszurüsten und ihre Montage zu gleicher Zeit durchzuführen, ganz im Gegensatz zu der alten Brücke, deren beide Stromöffnungen in zwei verschiedenen Baujahren ausgeführt worden waren.

Glücklicherweise gelang es, die Zustimmung der Rheinstrombauverwaltung hierzu zu erhalten, jedoch wurden dabei die Bedingungen gestellt, daß in jedem der beiden Stromgerüste eine Schiffahrtsöffnung freigelassen werden müsse, sowie, daß

alle Gerüste bis zum 15. Dezember 1925 vollständig wieder aus dem Rheinstrom entfernt sein müßten (Abb. 23).

Ehe jedoch mit dem Bau der Gerüste begonnen werden konnte, tat sich eine neue Schwierigkeit auf, da die französische Besatzungsbehörde an die Erlaubnis zum Umbau unerfüllbare

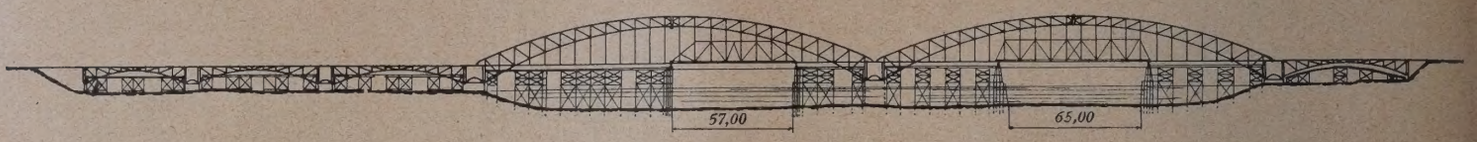


Abb. 23. Ausrüstung der Brücke.

Forderungen knüpfte. Die Brücke stand seit dem 17. September 1924 bis zum Abzug der Franzosen am 17. August 1925 unter dem Befehl und der Kontrolle der französischen Besatzung. Zwar waren seitens der Rheinischen Bahn-Gesellschaft schon Anfang 1925 Verhandlungen mit den örtlichen französischen Dienststellen eingeleitet worden, die auch zunächst erfolgversprechend verliefen. Das Armee-Oberkommando in Mainz jedoch, dem die letzte Entscheidung zufiel, machte die Genehmigung zunächst von derart schweren Bedingungen abhängig, daß der Bau unmöglich schien. So z. B. verlangte es die Anlage von zwei Sprengkammern im mittleren Strompfeiler unmittelbar unter bzw. hinter den Auflagern. Die Kammern sollten zugänglich sein durch zwei senkrechte Schächte, die hart hinter den Auflagerquadern liegen sollten. Der Pfeiler wäre durch diese Aushöhlung gerade an den am stärksten beanspruchten Stellen derart geschwächt worden, daß er nicht einmal mehr die Lasten der alten Brücke allein hätte tragen können. Erst im Laufe langwieriger Verhandlungen, an denen die Firma

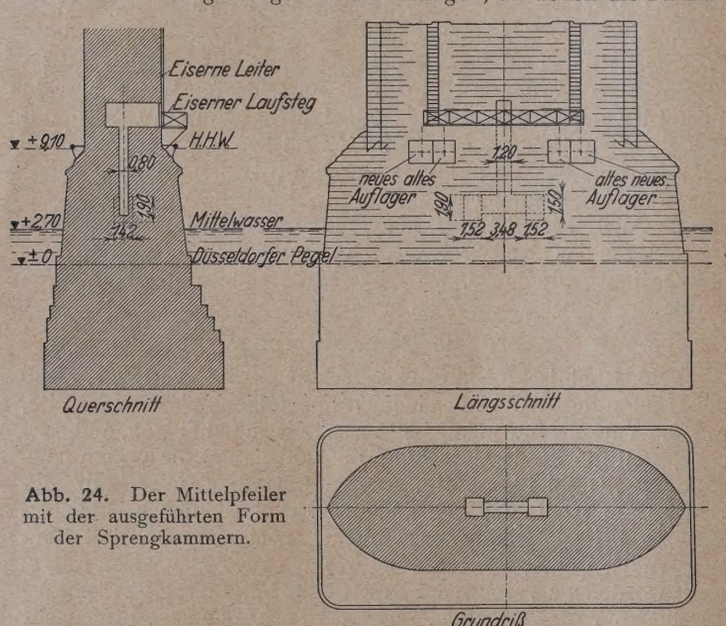


Abb. 24. Der Mittelpfeiler mit der ausgeführten Form der Sprengkammern.

Philipp Holzmann tätigen Anteil nahm, gelang es, den General der Pioniere beim Armee-Oberkommando in Mainz zu einer einigermaßen annehmbaren Lage der Sprengkammern zu bewegen, auch brauchte nur ein Zugangsschacht hergestellt zu werden. Abb. 24 zeigt den Mittelpfeiler mit der endgültigen Form der Sprengkammern.

Die übrigen Bedingungen der Franzosen waren jedoch noch schwer genug und machten die rechtzeitige Durchführung des Baues nahezu unmöglich. So wurde z. B. die Forderung erhoben, daß die Sprengkammern mit allem Zubehör, wie innere Auskleidung mit Zinkblech, Herstellung eines eisernen Steges vor dem Eingang usw. vollständig fertiggestellt sein mußten, bevor die Eisenkonstruktion der vorhandenen Brücke überhaupt angetastet werden durfte. Gleichfalls wurde der Abbruch des Pfeileraufbaues IV von der vorherigen Fertigstellung eines Sprengmunitionsmagazins mit Wachgebäude abhängig gemacht, welches dicht vor dem Kaiser-Wilhelm Ring auf dem Oberkasseler Flutgelände errichtet werden mußte (Abb. 25). Nebenbei bemerkt wurde in diesem, allen Grundsätzen für die Anlage von Sprengmunitionsdepots Hohn sprechenden, auf hohen Eisenbetonpfeilern stehenden massiven Gebäude später von den Franzosen die Kleinigkeit von annähernd 8000 kg Sprengstoff aufbewahrt!

Die Verhandlungen mit der Besatzungsbehörde bis zur endgültigen Erteilung der Bauerlaubnis hatten so lange gedauert, daß die bereits Anfang März begonnenen, bald jedoch wieder unterbrochenen Arbeiten endgültig erst anfangs April 1925 aufgenommen werden konnten.

Zunächst wurde nun fieberhaft an der Herstellung der Sprengkammern im Mittelpfeiler gearbeitet, vor deren Fertigstellung die alte Eisenkonstruktion nicht angerührt werden durfte. Gleichzeitig wurden die beiden bereits erwähnten Wachgebäude am Kaiser-Wilhelm-Ring in Oberkassel in Angriff genommen.

Als weitere Nebenarbeit mußte für das unmittelbar an der Nordseite des Düsseldorfer Widerlagers stehende Gasgebläsehaus ein Ersatz geschaffen werden, da es infolge der Verbreiterung des Widerlagers abgerissen werden mußte.

Inzwischen wurden auch die Arbeiten am Brückenbau selbst aufgenommen.

Die Firma Philipp Holzmann A.-G. begann mit den Ausschachtungsarbeiten für die beiden Widerlager sowie mit dem Ausstemmen der Löcher in den Pfeilern zur Aufnahme der neuen Auflagerquader; die Firmen Gutehoffnungshütte und Hein, Lehmann & Co. begannen mit dem Rammen der für die Stromgerüste erforderlichen Pfähle. Zwischen diesen beiden genannten Firmen waren die Eisenkonstruktionsarbeiten so aufgeteilt, so daß die Gutehoffnungshütte, vom linken Rheinufer (Oberkasseler Seite) aus gerechnet, die Landbogen 1, 2, 3 und den Strombogen 4 auszuführen hatte, die Firma Hein, Lehmann & Co. den Strombogen 5 und den Landbogen 6. Die Seitenöffnungen wurden von den beiden letztgenannten Firmen noch zurückgestellt, da sie vorerst ihre ganze Kraft auf die Aufstellung der Strombrücken verwenden wollten und mußten. Gleichzeitig wurde auf der Brücke rechts und links ein Bauzaun im Zuge der Hauptträger der alten Brücke aufgestellt, da ja die außenliegenden Fußwege abgebrochen werden mußten. Im Anschluß daran wurden die unter den alten Fußwegen liegenden Kabel in den Raum innerhalb des Bauzauns verlegt und dort in provisorischen hölzernen Kabelkästen untergebracht, was eine sehr schwierige und zeitraubende Arbeit darstellte. Die Abdeckung dieser einstweiligen Kabelkästen wurde als — wenn auch dürftiger — Fußweg ausgenutzt.

Abb. 25. Das Sprengmunitionslager in Oberkassel.

An die Aufstellung der Holzgerüste schloß sich der Aufbau der eisernen Hilfsträger zur Überbrückung der Schiffahrtsöffnungen, welche 65 m (rechts) bzw. 57 m (links) lichte Weite hatten. Die Hilfsträger wurden auf der Eisenkonstruktion der alten Fußwege montiert und später auf ihre Auflager auf den Holzgerüsten abgesetzt (Abb. 26 u. 27).

Während die Gerüste noch in Arbeit waren,

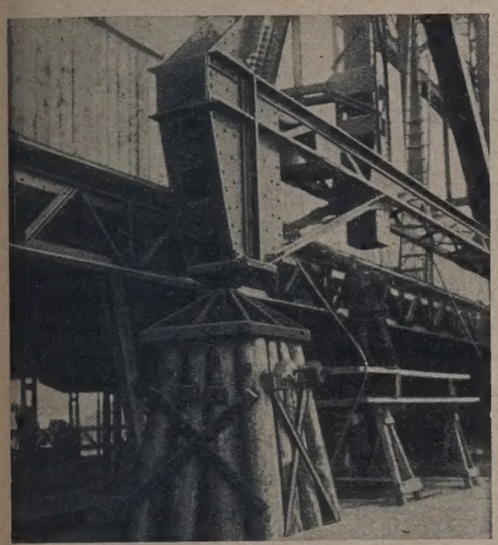


Abb. 26. Auflagerung des Hilfsträgers in der rechtsseitigen Stromöffnung.

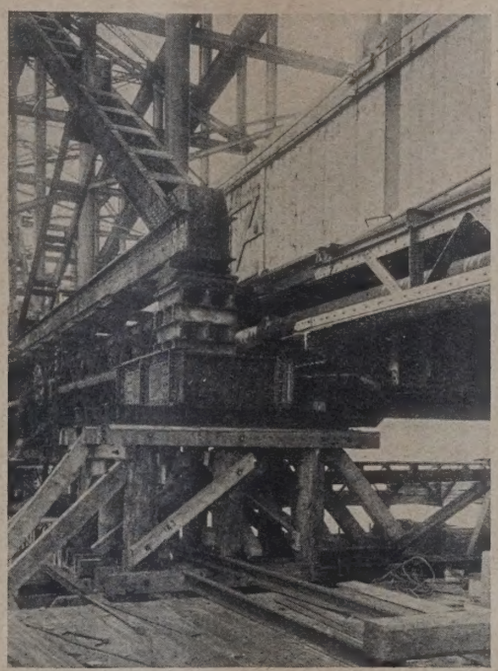


Abb. 27. Hilfsträger der linksseitigen Stromöffnung.

wurden die Minenkammer, das Wachgebäude und das Lagergebäude für den angeforderten Sprengstoff fertiggestellt. Nunmehr konnten die Abbrucharbeiten der alten Brücke in Angriff genommen werden. Die monumentalen Aufbauten der drei Pfeiler 4, 5 und 6 wurden eingerüstet und nach und nach entfernt (vgl. die Abb. 28 u. 29), gleichzeitig auch die alte Fußwegkonstruktion auf beiden Seiten abgebrochen. Nach genügender Absteifung der alten Brücke gegen die inzwischen fertiggestellten Gerüste durch Einbau besonderer Windböcke (Abb. 30) konnte auch der untere Windverband in den beiden Stromöffnungen stückweise ausgebaut werden, welcher anschließend sofort durch den neuen, entsprechend kräftiger ausgeführten ersetzt wurde. Während des Fehlens des unteren Windverbandes mußte die aus Buckelplatten bestehende mittlere Fahrbahntafel mit ihren Randträgern als Windverband dienen. Rechnerisch war nachgewiesen worden, daß sie dazu auf 75 m freitragend in der Lage war.

Rechtzeitig hatte inzwischen die Firma Holzmann sämtliche neuen Auflagerquader an den Pfeilern und Widerlagern fertiggestellt. Besondere Schwierigkeiten waren dabei nicht aufgetreten. Das Ausstemmen der Löcher ging ziemlich flott vorwärts dank der Anwendung von schwerem Preßluftgerät, das auch bei dem Ausstemmen der Sprengkammern vorzügliche Dienste geleistet hatte.

Nach Erhärten der „Plomben" für die neuen Auflagerpunkte wurde durch einbetonierte Rohre, die bis an die Rückseite reichten, flüssiger Mörtel unter Druck eingeführt, um sicher zu gehen, daß alle Hohlräume geschlossen wurden und etwaige Abbindefugen ausgefüllt wurden.

Auch die Arbeiten zur Verbreiterung der Widerlager wickelten sich programmäßig ab. Beim Widerlager 7 auf Düsseldorfer Seite waren bei der rückwärtigen Verlängerung der alten Parallelflügel insofern besondere Schwierigkeiten zu überwinden, als diese Arbeiten in Schachtbauweise unter voller Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs, der teilweise über die Abdeckung der Schächte hinwegfuhr, ausgeführt werden mußten, wobei die Sohle des Schachtes 17 m unter der Straßenoberfläche lag.

Montage der Stromöffnungen.

Trotz erheblicher Anstrengungen der Firmen nahm die Fertigstellung der Gerüste für die Stromöffnungen ziemlich viel Zeit in Anspruch und zwar hauptsächlich infolge von Streiks und passiver Resistenz gewisser Arbeiterkreise. Es muß mit großem Bedauern und tiefer Beschämung festgestellt werden, daß die mißliche Lage, in die der Brückenbau durch die von den Franzosen verursachten Verzögerungen gekommen war, von einem Teile der Arbeiter zu Lohnerpressungen und politischen Experimenten ausgenutzt wurde, und dadurch noch weitere erhebliche Bauverspätungen eintraten. Angesichts der Tatsache, daß im vorliegenden Falle die Gerüste unbedingt wegen Hochwasser- und Eisgefahr bis zum Beginn des Winters wieder entfernt sein mußten — bekanntlich waren beide Stromöffnungen gleichzeitig ausgerüstet —, bedeutete ein solches Verhalten dieser Arbeiterkreise ein geradezu verbrecherisches Spiel mit der Gefahr, die dadurch für die Öffentlichkeit heraufbeschworen wurde, und kann nicht scharf genug gebrandmarkt werden. Verschwiegen soll andererseits nicht werden, daß ein erheblicher Teil der Arbeiterschaft diesen Bestrebungen fern

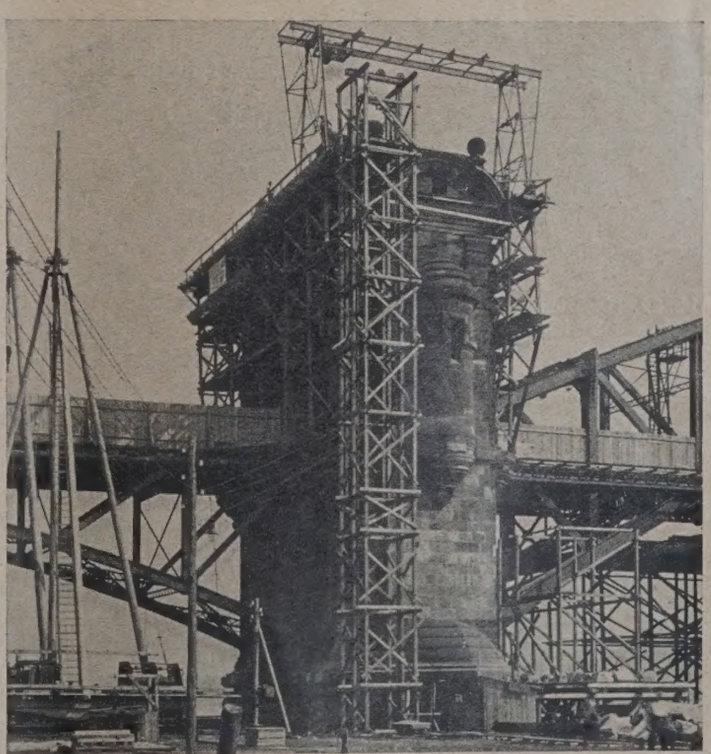


Abb. 28. Das Abbruchgerüst am Pfeiler 4 mit Laufkran und Aufzug.

stand und ihr Bestes daran setzte, den Bau zu ihrem Teile zu fördern. Leider konnte dieser sich jedoch meist nicht gegenüber den stärkeren radikalen Elementen durchsetzen.

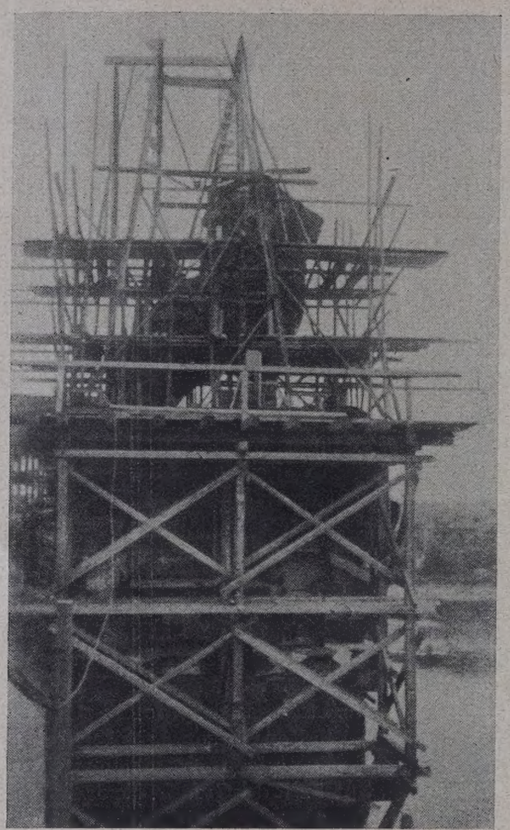


Abb. 29. Der Löwe auf dem Schaffott.

So kam es, daß — nach vorangegangenem Umbau der Windverbände — der Zusammenbau der Hauptträger in Verbindung mit Verlegung der Querträger bei der Gutehoffnungshütte erst gegen Ende August, bei der Firma Hein, Lehmann & Co. gar erst Anfang September 1925 beginnen konnte.

Der Antransport der Konstruktionsteile der Gutehoffnungshütte erfolgte in Schiffen direkt vom Hafen Walsum aus. In den Gerüsten waren schmale Öffnungen ausgespart, in die die Kähne hineinfahren konnten, so daß die auf den Gerüsten oder auf der alten Brücke stehenden Schwenkmaste die Teile direkt auf die Gerüstplattform hinaufziehen konnten.

Die Firma Hein, Lehmann & Co. dagegen mußte den größten Teil ihrer Eisenmassen mit der Bahn heranfahren, von der sie auf den Ladegleisen bereitgestellt wurden, die auf der tiefliegenden Werftstraße unter der Düsseldorfer Landöffnung hindurchgehen. Alle größeren Stücke wurden von diesen Gleisen aus mit Hilfe der städtischen Werftkrane in Kähne geladen und dann, genau wie bei der Gutehoffnungshütte, auf die Gerüste befördert.

Der Zusammenbau der großen Bogen geschah bei der Gutehoffnungshütte von Schwenk- oder Standmasten aus, die auf einer Art von Schlitten auf den verbliebenen Teilen der früheren Fußwege entlang bewegt wurden. Über der Schiffahrtsöffnung liefen diese Schlittenmasten in Höhe des Obergurts der Hilfsträger auf den zwischen diesen befindlichen Querversteifungen. Während der Aufbau auf den festen Gerüstplattformen folgendermaßen vor sich ging: 1. Verlegen der Querträger, 2. Aufstellen der Hängestangen, 3. Aufbau der Gurt- und Wandglieder des Bogens, mußte in der Schiffahrtsöffnung ein anderes Verfahren eingeschlagen werden: Der Hilfsträger war so gebaut, daß die Hängestangen in seine hohl ausgebildeten Vertikalen hineingesteckt werden konnten; dann konnte, wie sonst, der Bogen darüber zusammengebaut werden. Die Querträger der Schiffahrtsöffnung wurden im Werk ganz fertig gemacht, dann im ganzen — etwa 15 000 kg Gewicht — hochgezogen und an die Hängestangen angehängt (Abb. 32).

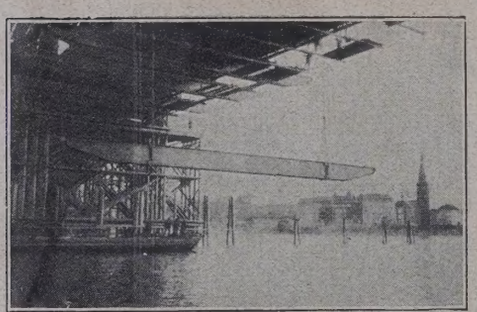


Abb. 32. Hochziehen eines Querträgers im ganzen in der Schiffahrtsöffnung der G. H. H.

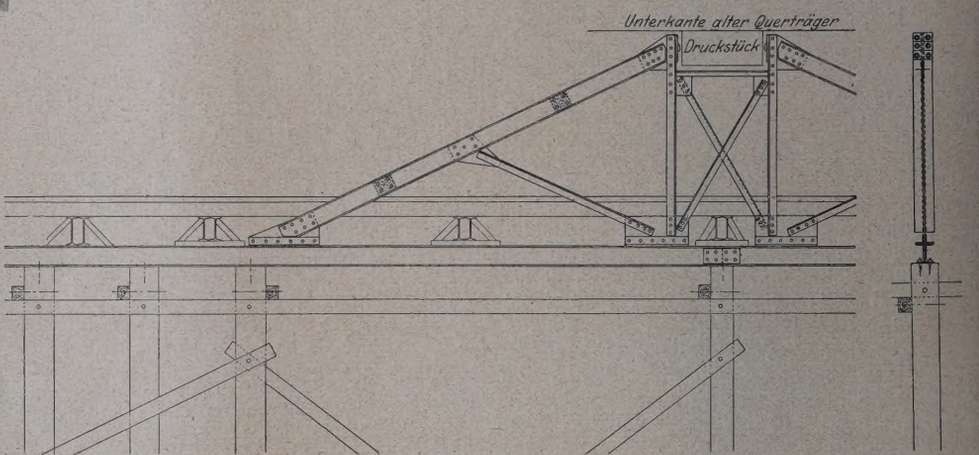


Abb. 30. Windbock zur Abstützung der alten Fahrbahn gegen das Gerüst.

Abb. 31. Die Gerüste im Bau.

Die Fa. H. L. & Co. hatte für die Vorbereitung der Hauptträgermontage erheblich tiefer in den Säckel gegriffen und einen großen elektrisch angetriebenen Portalkran bereitgestellt, der auf den Obergurten der alten Brücke lief (Abb. 33). Das Mittelteil des Krans, auf dem sich die Katzenbahn, das Führerhäuschen usw. befanden, war drehbar aufgehängt, so daß es auch bei schiefster Stellung des Krans (in der Nähe der Bogenenden) stets auf und nieder hing. Dieses nicht billige Montagegerät hat sich jedoch, soweit Verfasser bekannt, gut bezahlt gemacht, indem es zahlreiche Löhne ersparte und andererseits der Fa. H. L. & Co. den Ruhm sicherte, am 2. November 1925, etwa 8 Tage vor der GHH., die beiden Strombögen zu schließen, obwohl diese einige Zeit vor ihr mit der Hauptträgermontage begonnen hatte.

Abb. 33. Die rechtsseitige Stromöffnung auf dem Montagekran der Fa. H. L. & Co.

Im übrigen ging der Zusammenbau ähnlich wie bei der GHH. vor sich. Prinzipiell verschieden war die Montage der Querträger in der Schiffahrtsöffnung. Diese wurden in zwei Teilen auf die Gerüste geschafft, dort auf besonders hergerichteten Konsolen am Rande der Schiffahrtsöffnung zusammengenietet, dann von dem großen Portalkran im ganzen an Ort und Stelle gefahren und in die dort bereits im Hilfsträger steckenden Hängestangen eingehängt. An die Montage der Querträger schloß sich der Zusammenbau der Fahrbahnteile an, über den nichts besonderes zu berichten ist.

Trotz des späten Beginns der Hauptträgermontage und trotz mehrfacher Behinderung durch Streiks gelang es den Firmen doch, die Abnietung der Bogen soweit zu fördern, daß beide gleichzeitig — wie das mit Rücksicht auf den Mittelpfeiler erforderlich war — am 27. und 28. November 1925 auf die Pfeiler abgelassen werden konnten. Damit war das gefährlichste Baustadium überwunden, denn solange die neuen Eisenkonstruktionen noch auf den Gerüsten standen, bildete die Schiffahrt trotz der zur Verfügung stehenden Hilfsschleppdampfer eine stete Gefahrenquelle.

Bei dieser Gelegenheit seien einige Angaben über den bei der Baustelle eingerichteten Schlepp- und Wahrschaudienst gemacht. Er bestand aus 2 Motorbooten und 2 Schleppdampfern; später kam noch ein dritter Schleppdampfer hinzu. Die Motorboote waren einige Kilometer ober- und unterhalb der Brücke stationiert und hatten die Aufgabe, alle ankommenden Schiffe auf den Brückenbau aufmerksam zu machen sowie gegebenenfalls besondere Befehle zu übermitteln. Die Schleppdampfer hielten sich in der Regel am Liegeplatz des oberen Wahrschaumotorbootes auf und mußten dort

1. alle „auf sich zu Tal fahrenden", d. h. ohne Kraft zu Tal fahrenden einzelnen Kähne, durch die Brücke schleppen,
2. allen Tal-Schleppzügen, die mehr als 3 Längen Anhang hatten, die überzähligen Kähne abnehmen und gleichfalls durch die Brücke befördern. Später wurden infolge eines Unfalles — Anfahren des Hein-Lehmannschen Stromgerüstes durch einen großen französischen Schleppdampfer — die Vorschriften der Wasserbauverwaltung noch dahin verschärft, daß die Talschleppzüge nur noch mit 2 Längen durch die Brücke fahren durften. Infolgedessen mußte noch ein dritter Schleppdampfer gestellt werden.

Der gesamte Talverkehr mußte sich laut Vorschrift durch die rechte, der Bergverkehr durch die linke Stromöffnung bewegen. Die Ausübung des Schlepp- und Wahrschaudienstes war der Fa. Johann Knipscheer, Duisburg-Ruhrort, übertragen worden, welche sich ihrer Aufgabe mit Geschick und Zuverlässigkeit entledigte, so daß außer dem erwähnten Anfahren, an dem die Firma keine Schuld trifft, keinerlei ernstere Unfälle eintraten.

Abbruch der Gerüste.

Unmittelbar nach dem Absenken der Hauptträger mußte in Anbetracht der weit vorgeschrittenen Jahreszeit mit größter

Beschleunigung an den Abbruch der Gerüstkonstruktionen innerhalb der beiden Stromöffnungen herangegangen werden. Es gelang trotz der Behinderung durch den inzwischen einsetzenden Eisgang (Abb. 34), die Gerüste bis zum 22. Dezember 1925 soweit zu entfernen, daß am 23. Dezember 1925 der Schlepp- und Wahrschaudienst aufgehoben werden konnte und eine Gefahr bei Hochwasser und Eisgang beseitigt war.

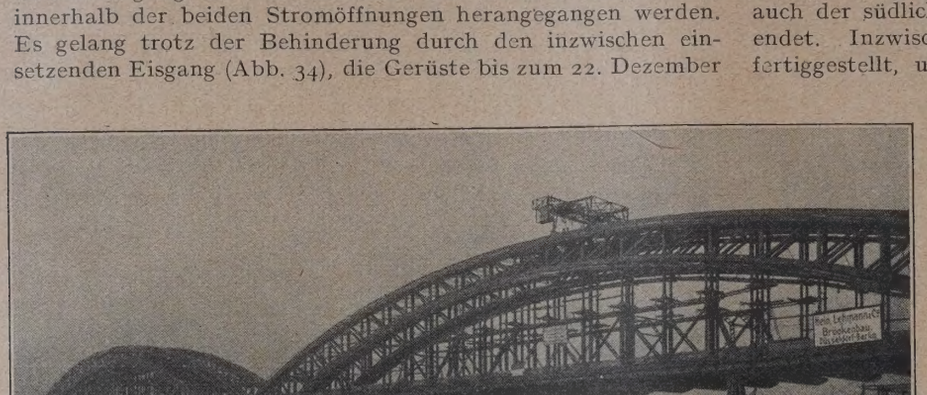


Abb. 34. Der Eisgang am 8. Dezember 1925.

Aufstellung der Seitenöffnungen und Fertigstellung der Fahrbahn.

Mit den Montagearbeiten in den Seitenöffnungen waren die Eisenkonstruktionsfirmen im Rückstande geblieben. Nach Inangriffnahme dieser Arbeiten im November und Dezember 1925 haben sie aber den Zusammenbau mit allen Kräften gefördert. Es darf nicht unerwähnt bleiben, daß die Witterung in dieser Jahreszeit denkbar ungünstig war, und daß zum Jahresschluß der Rhein ein Hochwasser brachte, wie es seit Jahrhunderten nicht mehr da war. Trotz aller dieser Schwierigkeiten ist es gelungen, die Fahrbahnkonstruktion auf der ganzen Brücke so weit fertigzustellen, daß die Verlegung des neuen Oberbaues für die Bahnen im Januar 1926 erfolgen konnte. Bereits am 1. Februar 1926 war es möglich, mit dem Aufbringen des Plattenbelages für die Fußwege zu beginnen. Diese Arbeiten mußten gleichzeitig mit den erforderlichen umfangreichen Kabelumlegungen der Reichspost und des städtischen Elektrizitätswerkes durchgeführt werden. Am 5. März 1926 konnte der nördliche Fußgängerweg für den Verkehr freigegeben werden. Nach und nach wurden dann auch der südliche Fußweg und die beiden Radfahrwege vollendet. Inzwischen wurden die beiden neuen Gleisbahnen fertiggestellt, und zwar wurde das südliche Gleis nach vorangegangener Probebelastung am 27. März und das nördliche am 9. April 1926 mit den bestehenden Gleisanlagen in den Zufahrtsstraßen verbunden und in Betrieb genommen. Damit ist dann die neugebaute Brücke ihrer Zweckbestimmung zugeführt. Am 20. April fand nach Erledigung aller Arbeiten die feierliche Eröffnung der verbreiterten Brücke statt.

Die gesamten Bauarbeiten haben rund ein Jahr gedauert; sie stellen ohne Überhebung in der Geschichte des Rheinbrückenbaues eine bisher unübertroffene Glanzleistung der Brückenbaufirmen dar. Zum ersten Male ist die Eisenkonstruktion einer Rheinbrücke in einer einzigen Bausaison fertiggestellt worden.

Die eingebaute Eisenmenge weist ungefähr dasselbe Gewicht auf, wie das der alten Brückenkonstruktion war. Dabei muß man berücksichtigen, daß ein Umbau immer erheblich schwieriger ist als ein Neubau. Weiter kommt hinzu, daß die Arbeiten durch Streik, ungünstige Witterung, Eisgang und Hochwasser ebenfalls nachteilig beeinflußt worden sind. Die gewaltige Arbeit konnte nur deshalb so schnell gefördert und rechtzeitig beendet werden, weil alle an diesem Bau beteiligten Firmen und Mitarbeiter restlos von dem Gedanken eines einheitlichen fruchtbaren Zusammenarbeitens beseelt waren. Nur so war es möglich, das große Ziel in der vorgesehenen Zeit zu erreichen.

Schlußbemerkung.

Die alte Brücke war ein Markstein in der Entwicklung des Rheinbrückenbaues gewesen. Sie gab zusammen mit der Bonner Rheinbrücke den Anstoß zu der glänzenden Entwicklung der seit 1896/98 erbauten Rheinbrücken mit großer Spannweite, eine Entwicklung, die durch den unglücklichen Ausgang des Krieges jäh unterbrochen wurde.

Abb. 35. Ansicht der Brücke nach dem Umbau.

Die jetzt durchgeführte Verbreiterung ist der erste Brückenbau über den Rhein nach Krieg, Revolution und Geldentwertung. Hoffen wir, daß er, wie einst der Bau der alten Brücke, wieder eine glücklichere Periode einleitet.

DIE ERNEUERUNG DER LANDEBRÜCKEN IN STRALSUND-HAFEN UND ALTEFÄHR.

Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin.

I. Allgemeines.

Die Schiffsfähranlagen in Stralsund-Hafen und Altefähr sind das einzige Bindeglied, durch das der Eisenbahnverkehr der Insel Rügen mit demjenigen des deutschen Festlandes zusammenhängt. Sie haben sich seit Anfang der achtziger Jahre aus kleinsten Anfängen zu Verkehrsanlagen von allererster Bedeutung entwickelt, teils infolge des mächtig aufgeblühten Verkehrs nach den Rügenschen Bädern, teils infolge der Einführung der durchgehenden Züge zwischen Deutschland und Schweden über Saßnitz. Dieser Entwicklung entsprechend, sind die Fährschiffe, die zwischen Stralsund-Hafen und Altefähr die Eisenbahnfahrzeuge über den etwa 3 km breiten „Stralsunder Bodden" oder „Strelasund" übersetzen, im Laufe der Jahrzehnte mehrfach erneuert und vergrößert worden. Während die ersten Schiffe nur 35 m lang waren, haben die heute verwendeten 81 bis 86 m Länge.

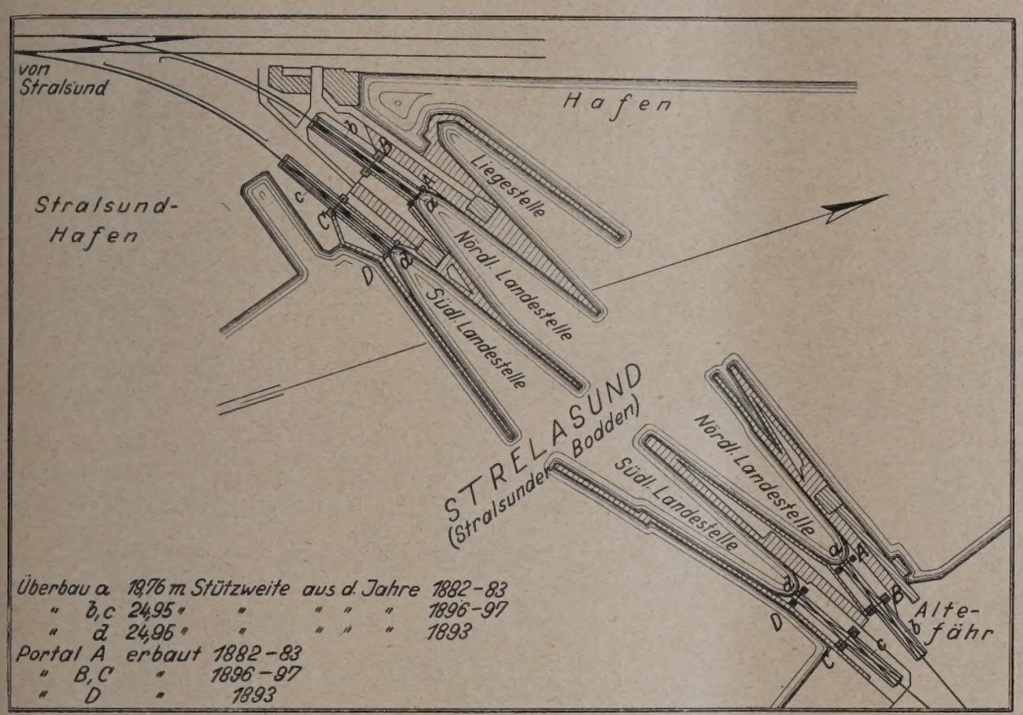


Abb. 1a. Lageplan.

Der Übergang der Eisenbahnfahrzeuge vom festen Gleis auf das Schiff erfordert zum Ausgleich der Höhenunterschiede in der S.O., die durch die wechselnden Wasserstände bedingt sind, besondere Landebrücken, und zum Festlegen der Schiffe besondere Fährbetten (Abb. 1a). Im folgenden wird mit „einer Anlage" die Gesamtheit von Fährbett, Überbauten, Portalen und Fundamenten bezeichnet, die an einer Stelle den Übergang der Fahrzeuge vom festen Gleis auf das Schiff und umgekehrt ermöglicht. Den Zustand vom Sommer 1925 — je zwei Anlagen in Stralsund-Hafen und Altefähr — zeigt Abb. 1a. Bei der Einrichtung der Fährverbindung im Jahre 1882 hatte man sich an beiden Orten mit je einer Anlage begnügt, die je nur aus einem Überbau „a" und dem zugehörenden Wasserportal „A" bestand. Im Jahre 1893 kam je eine solche einfachste Anlage hinzu (Überbauten „d", Portale „D"). 1896—97 wurden die Mittelportale B, C und die Überbauten b, c hinzugefügt, um die ungünstigste Grenzneigung von 1:20 auf 1:40 zu ermäßigen und nunmehr auch Personenwagen übersetzen zu können (Einführung des durchgehenden Schwedenverkehrs).

II. Gründe für die Erneuerung der Landebrücken.

Nach ausgedehnten Vorarbeiten war 1914, vor Ausbruch des Krieges, der Plan der preußischen Eisenbahnverwaltung, die Fährverbindung nach Rügen durch eine feste Brücke über den Strelasund zu ersetzen, der Verwirklichung nahe. Trotz der großen Vorteile, die eine feste Brücke für die Pünktlichkeit, Sicherheit und Leistungsfähigkeit des Betriebes und namentlich an Zeitgewinn mit sich bringt, konnte dieser großzügige Plan nach dem Kriege mit Rücksicht auf die wirtschaftliche Lage der Deutschen Reichsbahngesellschaft nicht wieder aufgenommen werden. Da das erforderliche Anlagekapital heute auf über 30 Millionen Reichsmark zu schätzen ist, war auch bei den heutigen Zinssätzen eine Wirtschaftlichkeit nicht zu erwarten.

Die Hauptträger der alten Brücken sind flache Parabelträger, die Schwellen liegen unmittelbar auf dem geraden Obergurt der Hauptträger, die Hauptträger tauchen in das Wasser ein. (Abb. 1b.) Letzteres ist der Grundfehler der alten Anlagen: die Hauptträger sind den zerstörenden Einflüssen des Seewassers und im Winter des Eises ausgesetzt. Hierdurch entstehen einmal für die Eisbeseitigungsarbeiten und für Baggerungen, ferner durch die jährliche Anstricherneuerung, hohe laufende Unterhaltungskosten, die im Durchschnitt der letzten Jahre etwa 21 000 RM jährlich für alle vier Anlagen betragen haben. Andererseits führte der unvermeidliche starke Rostangriff zu erheblichen Querschnitts-Schwächungen der Eisenbauteile — teilweise bis zu 50% —, die in Verbindung mit der starken betrieblichen Belastung zu häufigen Brüchen und Verbiegungen führten.

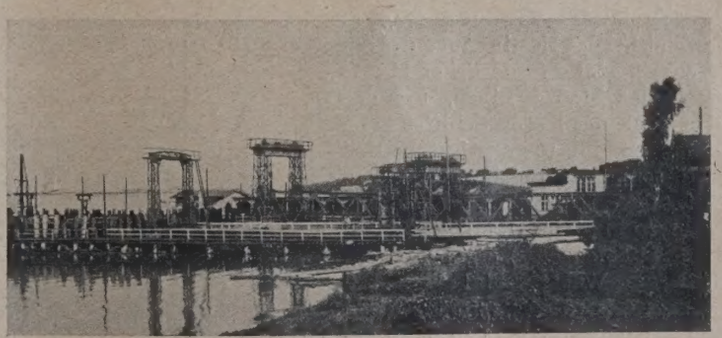


Abb. 1b. Vorn die alte, hinten die neue Anlage in Altefähr.

Aus diesen Gründen ergab sich zwangläufig der Neubau der Landebrücken von Grund auf.

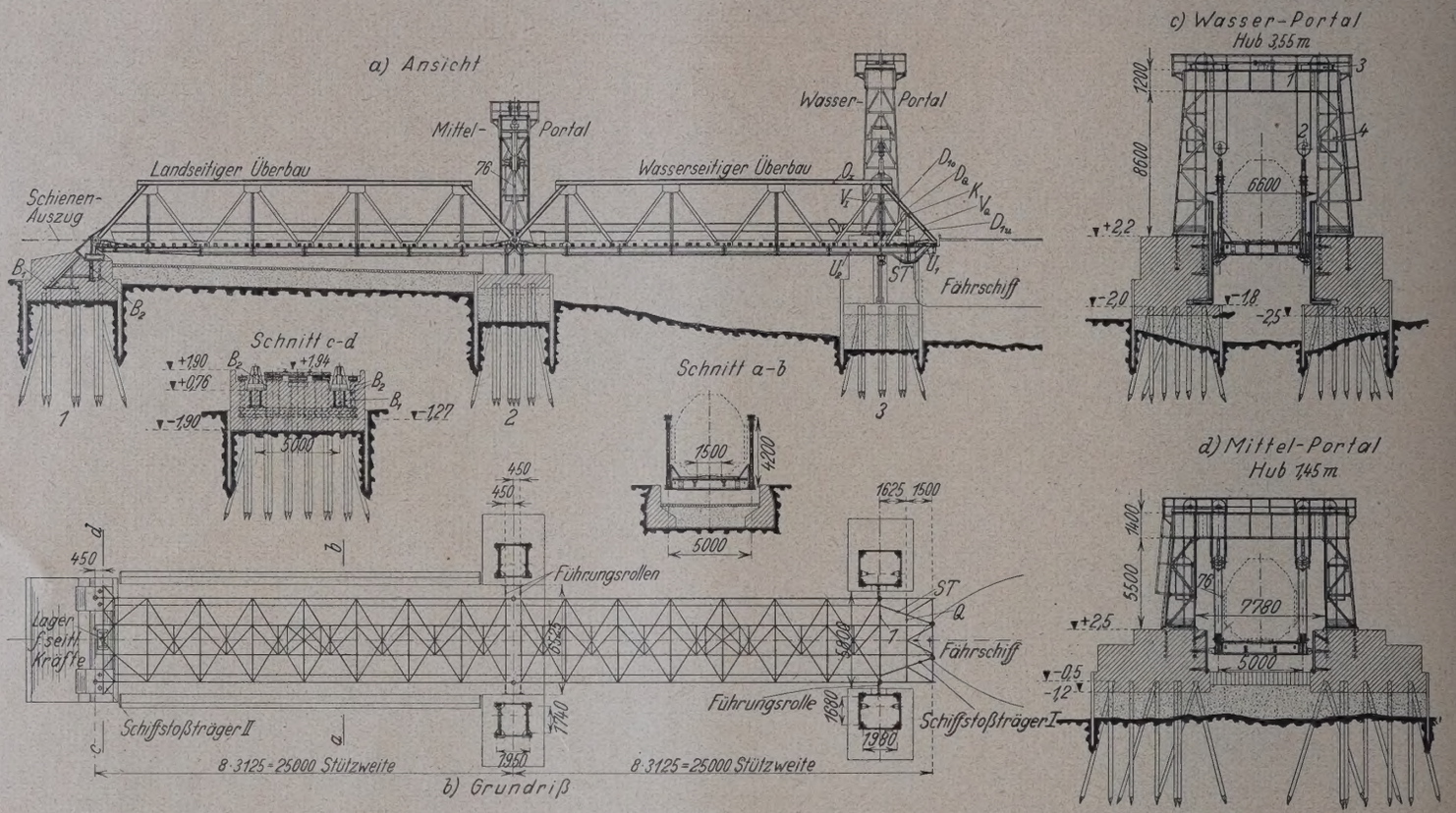


Abb. 2. Gesamtübersicht.

III. Der neue Entwurf.

a) Gesamtanordnung (Abb. 2).

Maßgebende Grundforderung war, daß die Hauptträger und die sonstigen Eisenbauteile nicht mehr in das Seewasser eintauchen. Demnach stehen bei den zu berücksichtigenden Höhenverhältnissen (Abb. 3) am Landwiderlager nur 0,76 m als Bauhöhe zur Verfügung. Die erwähnte Forderung führte also zu einer Trogbrücke mit tiefliegender Fahrbahn und großem Hauptträgerabstand; gewählt wurden hierfür 5 m.

Als äußerste Wasserstände waren zu berücksichtigen (Abb. 3):

H.W. + 1,18 N.N.;
N.W. — 1,27 N.N.

Zu diesem Unterschied der Wasserstände von u = 2,45 m kommt bei der Bestimmung des am Wasserportal erforderlichen Hubes noch das Maß v hinzu, um das das Heck des leeren Schiffes beim Befahren im ungünstigsten Fall sich senken (wegtrimmen) kann. Mit der reichlichen Annahme v = 1,10 m (beim Übersetzen mehrerer Lokomotiven) ergab sich der Hub am Wasserportal zu u + v = 2,45 + 1,10 = 3,55 m, während am Mittelportal 1,45 m Hub zugrunde zu legen war. Die Grenzneigungen werden dann beim Befahren

mit Wagen . . . 1:41,
mit Lokomotiven 1:20,5.

Die beiden Überbauten von je 25 m Stützweite hängen am Mittelportal auf gemeinsamen Bolzen an geschmiedeten Augenstäben (Tragpendeln) 76 (Abb. 2 d und Abb. 5); Bolzenachse liegt genau in S.O.; ebenso Mitte Kippzapfen des Landwiderlagers. Der letzte Obergurtknotenpunkt des wasserseitigen Überbaues hängt mit Gegengewichten, die der Brücke ein Übergewicht von 3 t lassen, am Wasserportal; die Tragseile sind zugleich Hubseile. Übergewicht und Verkehrslast werden vom Schiff aufgenommen.

Der beim Anfahren des Schiffes entstehende Stoß wird durch den wasserseitigen Schiffsstoßträger I (Abb. 2b) über

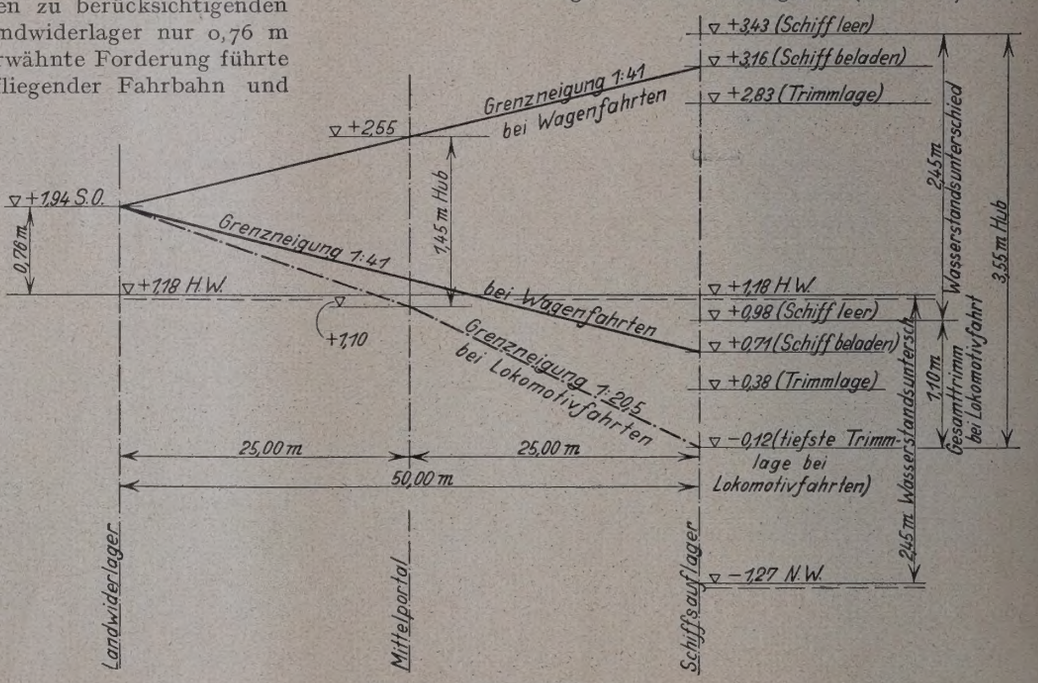
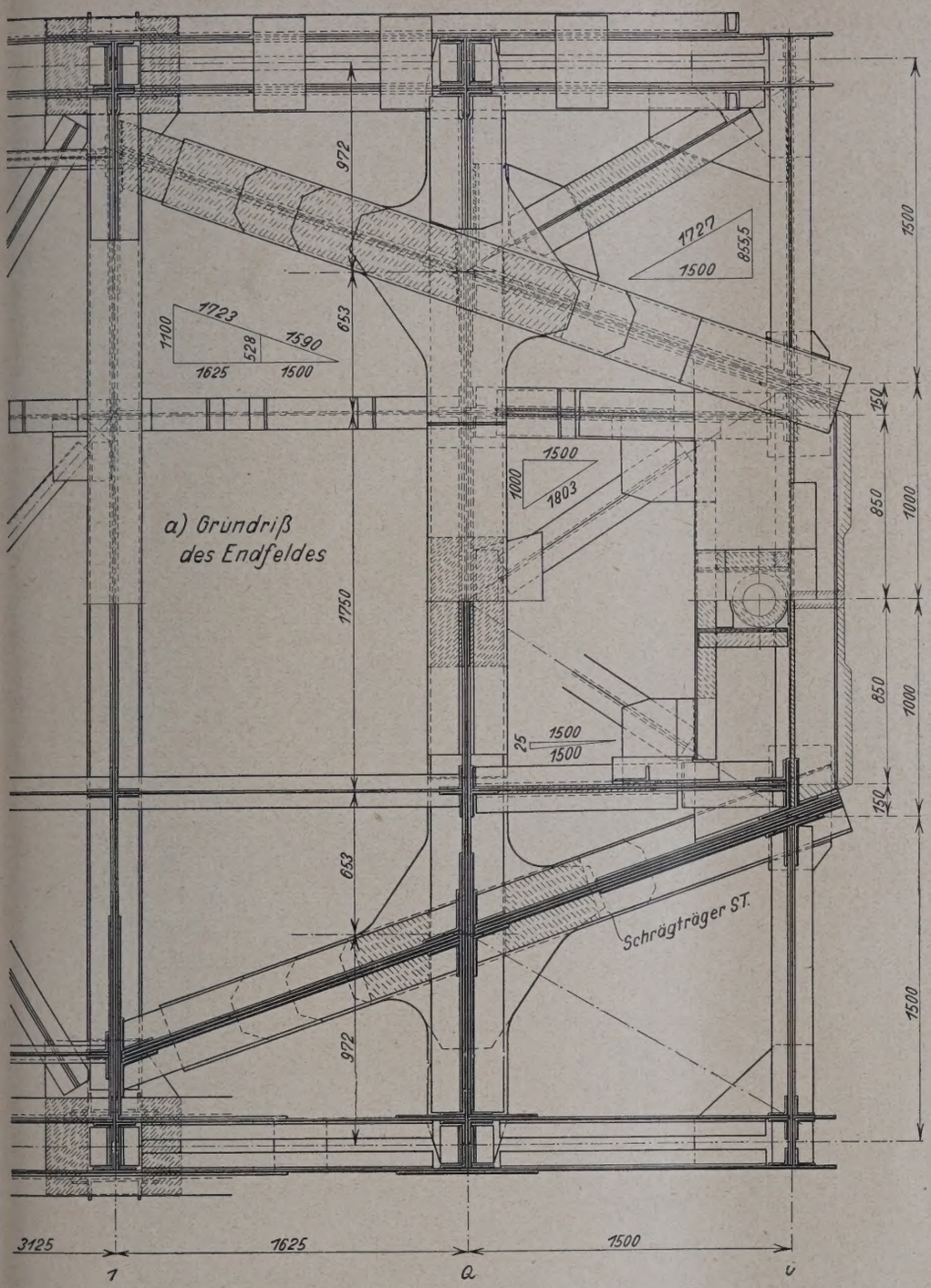


Abb. 3. Höhenverhältnisse.

die Untergurte und den landseitigen Schiffsstoßträger II in die Landwiderlager geleitet; zwischen Träger II und Landwiderlager sind acht Pufferkästen eingeschaltet. Der dabei auftretende Federungsweg von 60 mm erforderte eine längsverschiebliche Ausbildung des Kippzapfens am Landwiderlager sowie die Anordnung eines Schienenauszugs im angrenzenden Gleis.



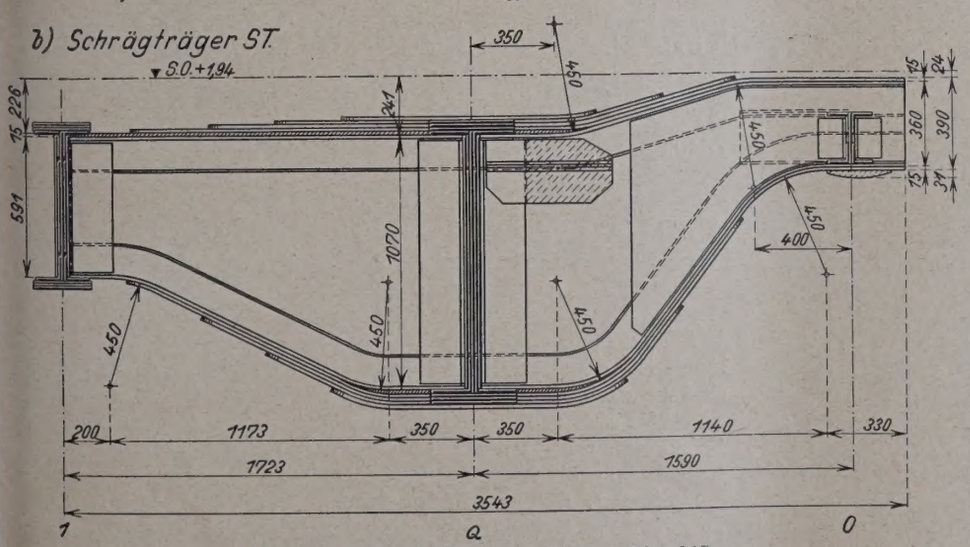


Abb. 4a u. b. Auflagerung auf dem Fährschiff.

Die seitlichen Kräfte (senkrecht zum Gleis) werden am Lande durch ein besonderes, die Längsverschieblichkeit nicht hinderndes Lager, an den Portalen durch die Führungen, die in den Querträgerebenen liegen, aufgenommen.

b) Eisenbauten.

Die Eisenbauteile sind nach den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" der Reichsbahn in St. 37 für Lastenzug N ausgebildet. Mit Rücksicht auf die geringe Geschwindigkeit, mit der die Brücken befahren werden, ist jedoch die Stoßziffer auf 80%, der Seitenstoß auf 50% und die Bremskraft auf 25% der im allgemeinen von den „B. E." vorgeschriebenen Werte ermäßigt. Hinzu kommt der Schiffstoß, der mit 120 t angenommen ist.

Als Hauptkräfte sind das Zusammenwirken von

a) Eigengewicht + Verkehrslast,
b) Eigengewicht + Schiffstoß

in Rechnung gestellt, auch die Wechselwirkung zwischen beiden Fällen ist berücksichtigt.

Am Landwiderlager und am Mittelportal sind die Endquerträger 450 mm vom Systempunkt entfernt angeordnet (Abb. 2b). Hierdurch ergeben sich einfachere Ausbildung der Gelenke, sowie feste Anschlüsse der Fahrbahnträger. Die in den angrenzenden Gurtstäben durch die außermittigen Anschlüsse entstehenden Biegungsspannungen sind selbstverständlich berücksichtigt.

Am Landende sind die aus Flußeisen gebauten Lagerkörper, in denen die längsverschieblichen Auflagergelenke gestützt sind, zur Aufnahme der Bremskräfte, sowie der Vorspannung der Pufferfedern durch

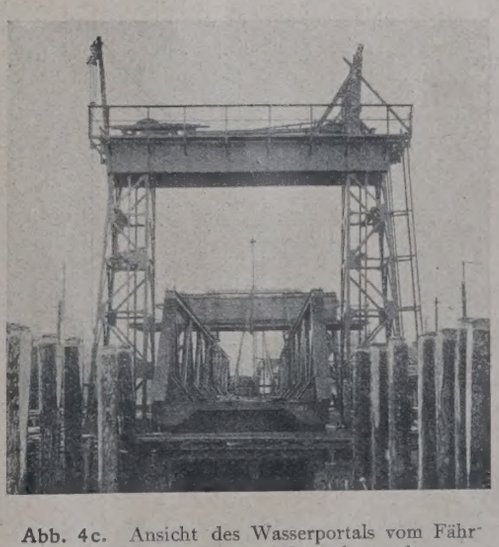


Abb. 4c. Ansicht des Wasserportals vom Fährbett aus. Querträger O und Q sind zu erkennen.

kräftige Böcke B_1 (Abb. 2a) mit dem Widerlager verankert. Die zehn Böcke B_2 vermitteln die Überleitung der Schiffstoßkräfte aus den Pufferkästen in die Landwiderlager und sind gegeneinander und gegen die Böcke B_1 durch zwei ⊏-Eisenpaare ausgesteift.

Schwierigkeiten bot die Auflagerung des wasserseitigen Überbaues auf dem Schiff. Die auf dem Heck zur Verfügung stehende Fläche war trotz Vergrößerung von Verkehrslasten, Schiffen und Brücken seit 1882 aus betrieblichen Gründen in Abmessungen und Höhenlage unverändert geblieben; sie ist ein gleichschenkliges Dreieck von 2,70 m Grundlinie und 1,25 m Höhe und bietet von O.K. Auflagerplatte bis S.O. nur eine Bauhöhe von 445 mm. Eine Abänderung der Schiffe war nicht möglich, weil die Kosten zu hoch geworden wären, und weil die Schiffe gleichzeitig für die alten und die neuen Anlagen verwendbar sein mußten. Das naheliegende Hilfsmittel, den Überbau durch den Endquerträger zu lagern, scheiterte bei dem Hauptträgerabstand von 5 m an der zu geringen Bauhöhe. Der Überbau wird durch besondere Schrägträger S T (Abb. 2b und Abb. 4) gestützt, die ihrerseits in den Querträgern Q und (1) gelagert sind; zur Aufnahme des Querträgers Q waren im Hauptträger die Zwischenstäbe D_q und V_q erforderlich (Abb. 2a). Die Stäbe D_{1u} und U_1 sind bei der jetzigen Lagerung spannungslos, wurden aber für den Fall der späteren Einführung breiterer Schiffe für normale Lagerung des Hauptträgers ausgebildet. Man erkennt mit Hilfe der Ritterschen Schnitte, daß bei der mittelbaren Stützung D_{1o}, V_1, U_2, O_1 usw. ebenso groß werden wie bei unmittelbarer (normaler) Lagerung. D_q und V_q ergeben sich aus dem Gleichgewicht des Zwischenknotens K. Der Querträger hat in der Mitte einen Montagestoß; an der Durchdringung mit dem Schrägträger S T sind, um einen guten Anschluß zu erzielen, beide Träger gleich hoch gemacht und die Gurtlamellen für beide Träger gemeinsam aus großen Blechen mit sanften Ausrundungen herausgeschnitten, um Kröpfungen der Gurtplatten zu vermeiden. (Abb. 4.)

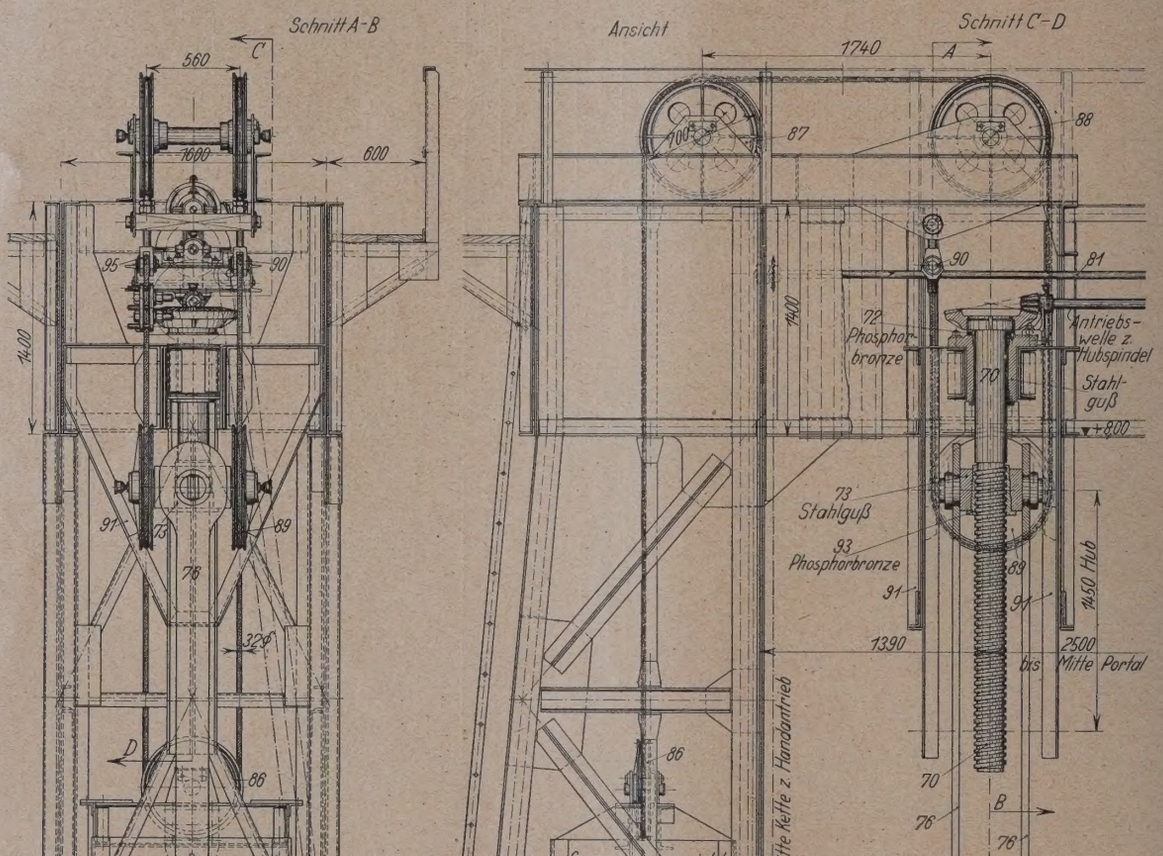


Abb. 5. Aufhängung am Mittelportal.

Die Portale (Abb. 2c, d u. 4c) sind doppelwandig ausgebildet und beiderseits eingespannt. Der Riegel besteht aus vollwandigen Blechbalken, die Ständer aus Fachwerk.

c) Die Antriebe.

Die Antriebe beider Portale sind voneinander völlig unabhängig. Der gemeinsame Bolzen beider Überbauten am Mittelportal beschreibt einen Kreisbogen von 25 m Halbmesser und 1,45 m Sehnenlänge; jeder Punkt dieser Bahn kann wieder Drehpunkt für den wasserseitigen Überbau mit 3,55 m Sehnenlänge am Wasserportal werden. Die sich ergebenden, nicht unerheblichen wagerechten Wege am Wasserportal, zu denen noch die Längsverschiebung durch den Schiffstoß kommt, sind bei der Seilaufhängung, bei der Bemessung der Führungsrollen und bei der Ausbildung der Fangvorrichtung berücksichtigt.

Die Bewegungsvorrichtungen für das Heben und Senken der Brücken sind in den Querriegeln der Portale untergebracht. Sie sind durch Steigleitern und Besichtigungsstege leicht zugänglich und werden durch vollständig geschlossene, mit Fenstern versehene Schutzhäuser aus 3 mm Blech (in den Abbildungen noch nicht dargestellt) gegen Witterungseinflüsse geschützt.

Die Hubvorrichtungen können sowohl elektrisch, als auch von Hand betätigt werden. Die Umstellung von einer zur anderen Betriebsart erfolgt bei beiden Portalen durch Umsteuerung einer Klauenkupplung. Die Anordnung ist so getroffen, daß entweder der Motor oder die Handkurbeln mit dem Hubwerk im Eingriff stehen. Das Mitschleudern der Kurbeln bei elektrischem Betrieb, das bei den alten Anlagen Anlaß zu Unfällen gab, ist dadurch vermieden.

Die Handantriebe werden durch Handkurbeln von den Portalfundamenten aus betätigt; die Bewegung wird durch Gall'sche Ketten nach den Portalriegeln übertragen.

α) Mittelportal.

Der Antrieb des Mittelportals wäre ohne Gegengewichte einfacher und billiger geworden. Die Rechnung hat aber ergeben, daß betrieblich brauchbare Hubgeschwindigkeiten bei Handantrieb nur unter Anordnung von Gegengewichten zu erzielen waren. Die Gegengewichte laufen zwischen Führungen innerhalb der Portalständer; die Gegengewichtsseile (Abb. 5) sind von der Ausgleichsrolle 86 über zwei obere Leitrollenpaare 87 und 88 geführt, umschlingen das Rollenpaar 89, das mit der Spindeltraverse 73 und dadurch auch mit der Spindelmutter 93 in fester Verbindung steht, und sind am Portal bei 90 und 95 so befestigt, daß die Länge stets nachgestellt werden kann. Der Hub des Gegengewichts ist gleich dem doppelten Brückenhube, also $2 \times 1{,}45 = 2{,}90$ m.

Die Augenstäbe (Tragpendel) 76, die die Eigengewichts- und Verkehrslasten beider Überbauten übertragen, hängen ebenfalls an der Spindeltraverse 73, so daß die Auflagerkräfte über die Spindelmutter 93 in die Tragspindel 70 geleitet werden. Die Traversen sind zwischen kräftigen, gut ausgesteiften Schürzenblechen 91 geführt, so daß Augenstäbe und Spindeln nur für reine Zugbeanspruchung zu bemessen sind. Die größte Gesamtbelastung einer Spindel durch Verkehrslast einschließlich Stoßzuschlag sowie — bei Bruch des Gegengewichtsseils — durch das volle Brückengewicht beträgt rund 220 t. Eine Hub- und Senkbewegung der Brücke in diesem Zustande ist nicht möglich und auch nicht erforderlich. Bei Hub- und Senkbewegungen im regelmäßigen Betriebe, d. h. bei mit Verkehr nicht belasteter Brücke und bei unversehrten Gegengewichtsseilen, ist die Lauffläche 72 nur durch den Unterschied von Brückengewicht und doppeltem Gegengewicht, d. h. etwa 3 bis 4 t, belastet, so daß trotz der großen Spindelabmessungen eine einfache Flächenlagerung genügt, da nur sehr geringe Pressungen auftreten. Der Antrieb der Spindeln erfolgt durch Kegelräder, die über mehrere Stirnrädervorgelege von dem in Portalmitte aufgestellten Motor oder von der Handantriebswelle 81 betätigt werden, und bietet außer der schon erwähnten Klauenkupplung nichts Besonderes. Da die Spindeln selbstsperrend sind, ist eine Bremse nicht erforderlich.

β) Wasserportal (Endportal) (Abb. 2 c).

Die Tragseile, die zugleich als Hubseile dienen, sind von der abgefederten Befestigung am Portal (bei 1) über die Umlenkrolle 2 und die Seiltrommel 3, die mit 1½ Windungen umschlungen wird, zum Gegengewicht 4 geführt. Auch an diesem Portal ist der Weg des Gegengewichts gleich dem doppelten Brückenhub, also $2 \times 3{,}55 = 7{,}10$ m.

Bei der Hubbewegung werden (Abb. 6) die mit den Seiltrommeln fest verschraubten Zahnkränze 22 vom Windwerk angetrieben. Die Senkbewegung wird nur durch das Übergewicht der Brücke über die Gegengewichte von etwa 3 t bewirkt. Dieser Punkt ist für die Betriebssicherheit von großer

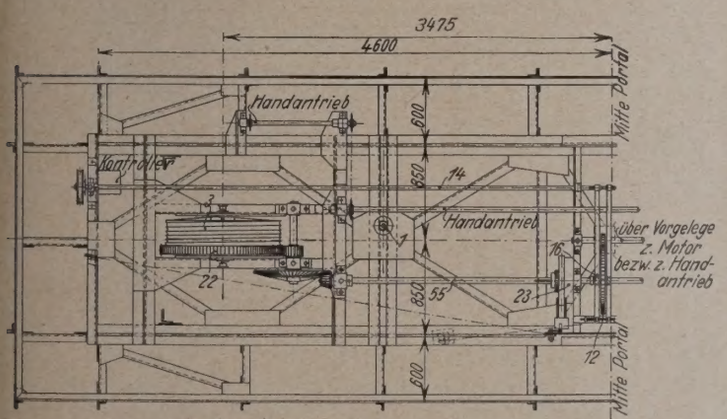


Abb. 6. Antrieb am Wasserportal.

Wichtigkeit: während des Befahrens von Brücke und Schiff ändert dieses an der Übergangsstelle fortgesetzt seinen Tiefgang. Wenn bei unbelasteter Brücke eine Lokomotive mit oder ohne Wagen vom Schiff nach der Brücke zu fährt, sinkt das Schiffsheck unter dem Brückenauflager ab, und die Brücke muß von selbst folgen.

Infolge von Wind oder von Wellen sind aber auch Drehbewegungen des Schiffs in der Querrichtung (Krängungen) — wegen der geschützten Lage des Schiffs im Fährbett handelt es sich allerdings nur um kleine Winkel — möglich, denen der Überbau mit elastischer Verwindung folgen wird. Um diesen Einfluß vom Windwerk fernzuhalten, ist (Abb. 6) die Welle 55 beim Zahnkranz 12 geteilt. Der elektrisch oder von Hand über entsprechende Vorgelege angetriebene Zahnkranz steht mit der Welle 55 nur durch längsverschiebliche Reibscheiben in Verbindung, deren mit Ferrodo-Asbest belegte Reibflächen die normale Hubleistung mit Sicherheit übertragen. Die Reibscheiben werden durch zwei Flacheisenpaare 16 angepreßt, die durch die Welle 14 mittels Rechts- und Linksgewinde gesteuert werden. Die Welle 14 steht durch einen Gallschen Kettentrieb in mechanischer Abhängigkeit von der Kontrollerwelle. Durch Einschalten des Kontrollers werden die Reibscheiben angepreßt; bei ausgeschaltetem Kontroller steht auch die Rutschkupplung außer Eingriff, so daß die beiden Windwerkshälften sich frei gegeneinander verdrehen können. Bei Handbetrieb sind Kontroller und Reibungskupplung genau so zu betätigen, als ob mit Strom gefahren würde.

Auf der Welle 55 sitzt noch die Senksperrbremse 23, die zugleich als Zentrifugal-Geschwindigkeitsbremse ausgebildet ist. Es hatte sich bei den alten Anlagen gezeigt, daß bei dem

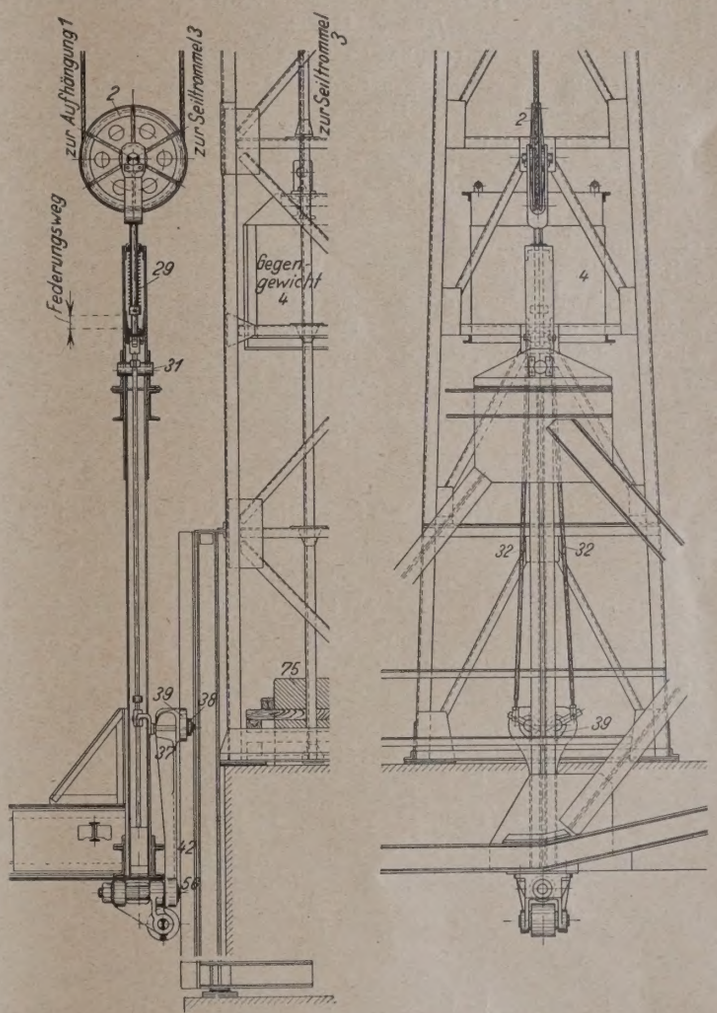


Abb. 7. Selbsttätige Fangvorrichtung.

Absenken des Wasserendes über größere Höhen Geschwindigkeiten erreicht wurden, die bei dem plötzlichen Einwerfen der Bremsen am Ende der Bewegung leicht Veranlassung zu Seilbrüchen gaben. Daher ist bei den neuen Anlagen die Einrichtung so getroffen, daß eine eingestellte Senkgeschwindigkeit von 90 mm/sek. nicht überschritten wird.

Wenn auch durch diese Einrichtung sowie bei der Bemessung der Rollen und Auswahl der Seile alles getan wurde, um Seilbrüchen nach Möglichkeit vorzubeugen, so wurde doch für den Fall des Seilbruchs noch eine weitere Sicherung in der selbsttätigen Fangvorrichtung (Abb. 7) getroffen. Zwischen der Umlenkrolle 2 und der Aufhängung im Obergurt 31 ist die Feder 29 eingeschaltet, die bei Seilbruch eine Relativbewegung zwischen Rolle und Überbau verursacht. Dadurch

werden mittels der Schubstangen 32 die Exzenter 39 bewegt, die sich an kräftigen Fangschienen 42 festfräsen und so das Gewicht der abstürzenden Brücke aufnehmen. Die kräftigen Stahlgußpendel 37, in denen die Exzenter gelagert sind, stehen mit ihrem unteren Ende auf der mit dem Überbau fest verbundenen Welle 56, während ihr Kopf durch besondere Führungsrollen 38 gehalten ist, die sich gegen die Seitenflächen der Fangschienen 42 stützen.

Um bei Seilbruch die lebendige Kraft des abstürzenden Gegengewichts aufzunehmen und Zerstörungen vom Fundamentbeton fernzuhalten, sind an allen Portalen besondere Polster 75 aus Holz und Tauwerk vorgesehen.

d) Sonstiges.

Die elektrische Ausrüstung ist wegen der örtlichen Verhältnisse in Stralsund-Hafen für Gleichstrom von 440 V, in Altefähr für Drehstrom von 220/380 V eingerichtet.

Die Portale und Widerlager sind auf Beton zwischen hölzernen Spundwänden gegründet. In Stralsund-Hafen sind nach dem Ergebnis der Bodenuntersuchungen die Pfeiler 1 (am Land) und 2 (unter dem Mittelportal) unmittelbar ohne Pfähle auf den Baugrund betoniert. An den anderen Stellen war Pfahlrost erforderlich. Die beiden Grundkörper unter dem Mittelportal sind zur Aufhebung des wagerechten Schubs durch eine Rundeisenverankerung — 20 R. E. von 24 mm Dmr. — miteinander verbunden.

Die Abänderung der Fährbetten, die sich durch die Vergrößerung der Stützweite des Überbaues a (vgl. Abb. 1a) und die Verschiebung des Portals A nach See zu als notwendig ergab, wurde auf das unbedingt erforderliche Maß beschränkt.

IV. Ausführung.

Grundforderung des Betriebes war, daß während des Sommerverkehrs, also vom 15. Mai bis 15. Oktober, sowohl in Stralsund-Hafen als auch in Altefähr je zwei Anlagen für das Übersetzen der Züge zur Verfügung stehen sollten. Der naheliegende Gedanke, an jedem Orte zunächst eine dritte Anlage neu hinzuzubauen, hätte eine Ausführung in günstiger Jahreszeit und reichliche Bauzeiten ermöglicht, mußte aber wegen der räumlichen Enge der beiden Bahnhöfe aufgegeben werden. Es blieb nichts übrig, als die neuen Anlagen genau an die Stelle der alten zu setzen. Damit ergab sich als Bauzeit für die nördlichen Anlagen in Stralsund-Hafen und Altefähr Ende Oktober 1925 bis 15. Mai 1926 und für die beiden südlichen Anlagen: ein Jahr später, also Ende Oktober 1926 bis 15. Mai 1927.

In der Zeit von 6—7 Monaten waren also die alten Brücken einschl. der Fundamente abzubrechen und die neuen von den Fundamenten an betriebsfertig zu erstellen. Die Betonarbeiten mußten in ungünstigen Wintermonaten hergestellt werden. Mit Hilfe von Doppelschichten ist es gelungen, die nördlichen Anlagen soweit zu fördern, daß sie am 15. Mai 1926 in Betrieb genommen werden konnten.

An der Ausführung waren im wesentlichen die folgenden Unternehmungen beteiligt:

Beuchelt & Co., Grünberg (Schl.). Portale und eiserne Überbauten.

Akt.-Ges. Freund, Berlin, mechanischer Teil der Antriebe.

Allgemeine Elektrizitätsgesellschaft, elektrischer Teil der Antriebe.

Philipp Holzmann A.-G., Tiefbauarbeiten und Fundamente.

Zimmermeister Peters, Stralsund, Rammarbeiten für die Fährbetten.

UNTERSUCHUNGEN UND BETRACHTUNGEN ÜBER HÄNGEBRÜCKEN.

Von Prof. Dr. W. Schachenmeier, München.

I. Eine zweckmäßige Methode der Berechnung.

Das dreifach statisch unbestimmte System nach Abb. 1, 2 oder 3 wird gewöhnlich in der Weise gelöst, daß man den kontinuierlichen Träger als Grundsystem für die Berechnung der

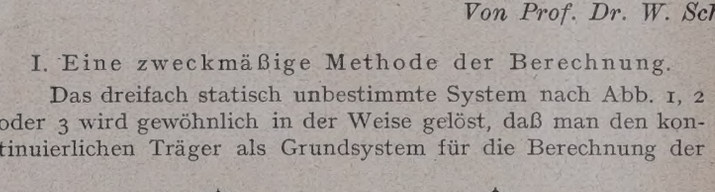


Abb. 1.

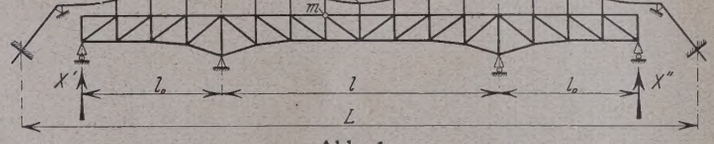


Abb. 2.

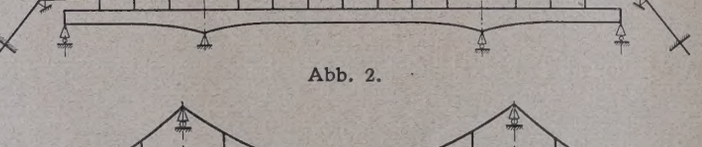


Abb. 3.

dritten statisch unbestimmten Größe, des Horizontalzuges benützt, also mit einem statisch unbestimmten Grundsystem arbeitet. In mathematischer Hinsicht wird dadurch erreicht, daß die drei simultanen Bestimmungsgleichungen für die drei Größen X gespalten werden in zwei voneinander unabhängige Gruppen, deren erste zwei Gleichungen mit je zwei Unbekannten enthält, während die zweite Gruppe nur eine Gleichung mit der letzten, dritten Unbekannten aufweist. Dieses Verfahren, das u. a. auch bei der ausgeführten Kölner Hängebrücke vom Verfasser s. Zt. angewandt wurde, hat gewiß manche Vorteile, deren Aufzählung hier unterbleiben kann. Es hat aber auch einen nicht zu unterschätzenden Nachteil, nämlich den, daß die Genauigkeit der dritten Unbekannten, des Horizontalzuges, stark beeinflußt wird von der Genauigkeit, mit der die zwei andern Unbekannten, nämlich die Stützenmomente des kontinuierlichen Trägers ermittelt werden, und daß überhaupt die drei statisch Unbestimmten auch bei sorgfältigster Rechnung mit verschiedenen Genauigkeitsgraden behaftet sind. Ohne hier untersuchen zu wollen, in welchen Fällen dies praktisch von Wichtigkeit wird, möchten wir eine andere Rechenmethode angeben, die wir als sehr brauchbar gefunden und bisher im Schrifttum nicht entdeckt haben. Vielleicht kann dieselbe von manchen Fachgenossen angewandt und erprobt werden.

Wir wollen absichtlich die drei Bestimmungsgleichungen nicht in unabhängige Gruppen spalten, sondern als gleichwertige Gleichungen eines Simultansystems behandeln. Infolge der vorausgesetzten und praktisch wohl stets vorhandenen Symmetrie des Tragwerks ergeben sich trotzdem genügende Vereinfachungen der Rechnung. Als statisch unbestimmte Größen betrachten wir die beiden Endauflagerdrücke X′ und X″, sowie den Horizontalzug des Kabels X‴; Abb. 1. Wir ermitteln die drei Biegungslinien für die Zustände $X' = 1$, $X'' = 1$, $X''' = 1$ mit den Ordinaten δ_{ma}, δ_{mb}, δ_{mc}. Abb. 4 a, b, c, deren erste und zweite spiegelbildlich kongruent sind und außerdem zugleich die Werte δ_{aa}, δ_{bb}, δ_{ab} ergeben. Die dritte Linie liefert δ_{ac} und δ_{bc}, während δ_{cc} analytisch berechnet werden muß aus $\delta_{cc} = \sum S''' S''' \varrho$.

Die bekannten Elastizitätsgleichungen können wir ohne ausführliche Ableitung anschreiben:

(1) $X' \delta_{aa} + X'' \delta_{ab} + X''' \delta_{ac} + \delta_{ma} = 0$

(2) $X' \delta_{ba} + X'' \delta_{bb} + X''' \delta_{bc} + \delta_{mb} = 0$

(3) $X' \delta_{ca} + X'' \delta_{cb} + X''' \delta_{cc} + \delta_{mc} = 0$

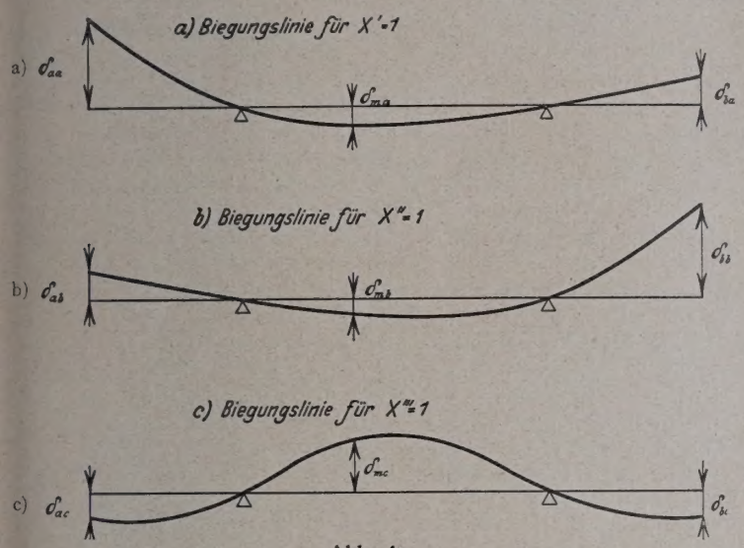


Abb. 4.

Nun ist wegen Symmetrie des Tragwerks

$\delta_{aa} = \delta_{bb}$ und $\delta_{ac} = \delta_{bc}$; ferner allgemein $\delta_{ab} = \delta_{ba}$.

Somit gehen obige Gleichungen über in

(1a) $X' \delta_{aa} + X'' \delta_{ab} + X''' \delta_{ac} + \delta_{ma} = 0$

(2a) $X' \delta_{ab} + X'' \delta_{aa} + X''' \delta_{ac} + \delta_{mb} = 0$

(3a) $X' \delta_{ac} + X'' \delta_{ac} + X''' \delta_{cc} + \delta_{mc} = 0$

Aus (1a) und (2a) durch Addition:

(1b) $X' (\delta_{aa} + \delta_{ab}) + X'' (\delta_{aa} + \delta_{ab}) + 2 X''' \delta_{ac} + (\delta_{ma} + \delta_{mb}) = 0$

desgl. durch Subtraktion:

(2b) $X' (\delta_{aa} - \delta_{ab}) + X'' (\delta_{ab} - \delta_{aa}) + (\delta_{ma} - \delta_{mb}) = 0$

aus (3a):

(3b) $(X' + X'') \delta_{ac} + X''' \delta_{cc} + \delta_{mc} = 0$

aus (1b):

(1c) $(X' + X'') (\delta_{aa} + \delta_{ab}) + 2 X''' \delta_{ac} + (\delta_{ma} + \delta_{mb}) = 0$

aus (2b):

(2c) $(X' - X'') (\delta_{aa} - \delta_{ab}) + (\delta_{ma} - \delta_{mb}) = 0$

(3b) unverändert:

(3c) $(X' + X'') \delta_{ac} + X''' \delta_{cc} + \delta_{mc} = 0$

aus (1c) und (3c):

(1d) $$X' + X'' = - \frac{(\delta_{ma} + \delta_{mb}) \delta_{cc} - 2 \delta_{mc} \delta_{ac}}{(\delta_{aa} + \delta_{ab}) \delta_{cb} - 2 \delta_{ac}^2}$$

aus (2c):

(2d) $$X' - X'' = - \frac{\delta_{ma} - \delta_{mb}}{\delta_{aa} - \delta_{ab}}$$

aus (1c) und (3c):

(3d) $$X''' = - \frac{\delta_{mc} (\delta_{aa} + \delta_{ab}) - (\delta_{ma} + \delta_{mb}) \delta_{ac}}{(\delta_{aa} + \delta_{ab}) \delta_{cc} - 2 \delta_{ac}^2}$$

Neue Benennungen:

(4) $X' + X'' = Y'$

(5) $X' - X'' = Y''$

(6) $\delta_{ma} + \delta_{mb} = \Delta_{m(a,b)}$

(7) $\delta_{aa} + \delta_{ab} = \Delta_{a(a,b)}$

Dann wird aus (1d):

(1e) $$Y' = - \frac{\Delta_{m(a,b)} \delta_{cc} - 2 \delta_{mc} \delta_{ac}}{\Delta_{a(a,b)} \delta_{cc} - 2 \delta_{ac}^2}$$

aus (2d):

(2e) $$Y'' = - \frac{\delta_{ma} - \delta_{mb}}{\delta_{aa} - \delta_{ab}}$$

aus (3d):

(3e) $$X''' = - \frac{\delta_{mc} \Delta_{a(a,b)} - \Delta_{m(a,b)} \delta_{ac}}{\Delta_{a(a,b)} \delta_{cc} - 2 \delta_{ac}^2}$$

Wir ermitteln also zunächst die vorläufigen Unbekannten Y' und Y'', sowie X'''; sodann aus (4) u. (5) durch Addition:

(8) $X' = \frac{1}{2}(Y' + Y'')$

desgl. durch Subtraktion:

(9) $X'' = \frac{1}{2}(Y' - Y'')$

Da aber die Werte von X' und X'' spiegelbildlich gleich sind, braucht nur X' wirklich berechnet zu werden. Den Verlauf der fertigen Einflußlinien für X', X'', X''' zeigen Abb. 5a, b, c. Es sei nochmals hervorgehoben, daß wir nur zwei Biegungslinien zu ermitteln brauchen, Abb. 4a u. 4c, und aus diesen sämtliche Unbekannten X bzw. Y gewinnen.

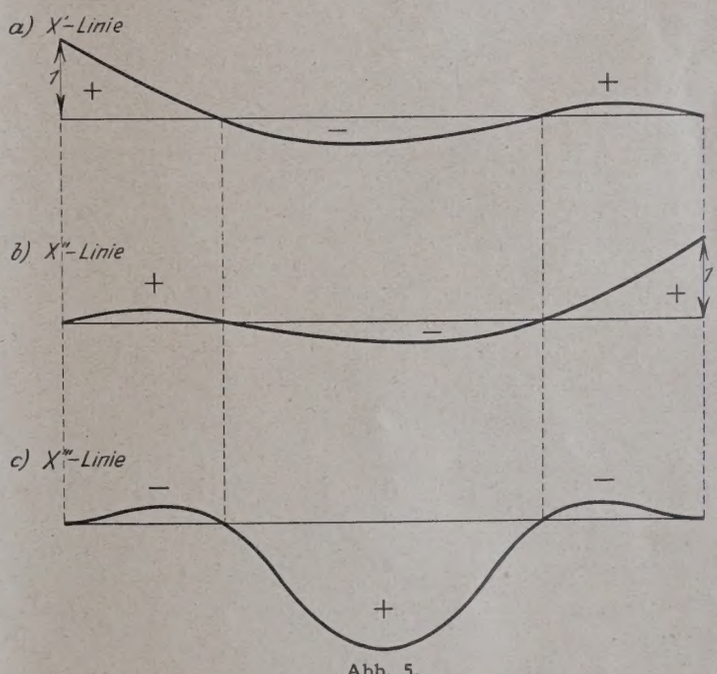


Abb. 5.

Temperaturänderungen.

Die Absolutglieder der Gl. (1), (2), (3) sind zu ersetzen durch δ_{at}, δ_{bt}, δ_{ct}, und im allgemeinsten Fall ungleicher, beliebiger Temperaturänderungen aller Stäbe wird

(10) $\delta_{at} = \sum S' \omega t s$; $\delta_{bt} = \sum S'' \omega t s$; $\delta_{ct} = \sum S''' \omega t s$

Meist wird eine gleich große Temperaturänderung aller Stäbe zugrundegelegt, womit sich ergibt:

(11) $\delta_{at} = 0$; $\delta_{bt} = 0$; $\delta_{ct} = \omega t L$; (für L s. Abb. 1)

Wegen Symmetrie muß $X_t' = X_t''$ sein, und es wird:

aus (1d):

$$(12) \qquad X_t' = X_t'' = -\frac{-\delta_{ct}\,\delta_{\Delta c}}{\Delta_{a(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2} \doteq \frac{\omega\,t\,L\,\delta_{ac}}{\Delta_{a(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2}$$

aus (3e):

$$(13) \qquad X_t''' = -\frac{\delta_{ct}\,\Delta_{\Delta(a,b)}}{\Delta_{\Delta(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2} = -\frac{\omega\,t\,L\,\Delta_{a(a,b)}}{\Delta_{a(a\,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2}$$

Auflagerverschiebungen.

Die Absolutglieder der Gl. (1), (2), (3) sind zu ersetzen durch $\delta_{a\Delta}$, $\delta_{b\Delta}$, $\delta_{c\Delta}$ und im allgemeinsten Fall gleichzeitiger Änderung aller Auflagerbedingungen berechnen sich diese Werte aus

$$(14) \qquad \delta_{a\Delta} = -\sum C'\Delta c;\ \delta_{b\Delta} = -\sum C''\Delta c;\ \delta_{c\Delta} = -\sum C'''\Delta c.$$

Hierin bedeuten C', C'', C''' die jeweiligen Auflagerreaktionen der drei Zustände „Eins", und Δ_c die zugehörigen wahren Verschiebungen, die nicht berechnet werden können, sondern als geschätzte oder gemessene Größen in die Rechnung einzusetzen sind. Die zugehörigen statisch Unbestimmten ergeben sich dann aus (1^e), (2^e), (3^e) unter Einsetzung obiger Absolutglieder.

Am meisten interessiert bei der Hängebrücke der Einfluß eines etwaigen Nachgebens der Widerlager, also der Fall $\delta_{a\Delta} = 0$; $\delta_{b\Delta} = 0$; $\delta_{c\Delta} = \Delta L$. Er ist ganz analog der zuletzt betrachteten Temperaturänderung, und man erhält:

aus (12):

$$(12a) \qquad X_\Delta' = X_\Delta'' = -\frac{-\delta_{c\Delta}\,\delta_{ac}}{\Delta_{\Delta(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2} = \frac{\Delta L\,\delta_{ac}}{\Delta_{a(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2}$$

aus (13):

$$(13a) \qquad X_\Delta''' = -\frac{\delta_{c\Delta}\,\Delta_{ab}}{\Delta_{a(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2} = -\frac{\Delta L\,\Delta_{a(a\,b)}}{\Delta_{a(a,b)}\,\delta_{cc} - 2\,\delta_{ac}^2}$$

Dabei ist angenommen, daß ein positives ΔL einer Annäherung der beiden Widerlager entspreche.

Hiermit ist die gestellte Aufgabe in den Grundzügen gelöst.

II. Welche Versteifungsträgerart ist die beste?

Es sind bekanntlich die drei folgenden Arten des Versteifungsträgers möglich:

a) Kontinuierlicher Träger; Abb. 6a. Gesamtsystem dreifach statisch unbestimmt.

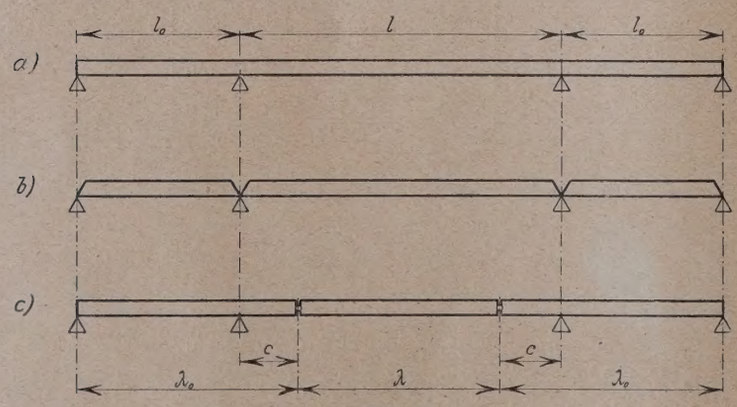


Abb. 6.

b) Drei freiaufliegende Einzelträger; Abb. 6b. Gesamtsystem einfach statisch unbestimmt.

c) Gerberträger; Abb. 6c. Gesamtsystem einfach statisch unbestimmt.

Von den weiteren Möglichkeiten mit Mittelgelenk soll abgesehen werden.

Mit obigen Trägerarten und unter der Voraussetzung, daß sämtliche Öffnungen am Kabel aufgehängt sind, hat der Verfasser mehrere Beispiele von Brücken sehr großer Stützweiten eingehend durchgearbeitet und dabei für den Materialverbrauch und die Durchbiegungen folgende relativen Vergleichszahlen gefunden:

System	Eisengewicht	Größte Durchbiegung
a	199 500 t	201 mm
b	196 300 t	199 mm
c	190 800 t	188 mm

Dieses überraschende, aber mehrfach bestätigt gefundene Ergebnis lehrt, daß der kontinuierliche Versteifungsträger nicht nur hinsichtlich des Baustoffverbrauchs, sondern auch hinsichtlich der Durchbiegungen etwas ungünstiger als drei Einzelträger ist, und daß am vorteilhaftesten der Gerberträger wirkt.

Da bei kleinen und mittleren Stützweiten die Gewichtsersparnis kaum von Bedeutung ist, werden hier andere Rücksichten meist doch für die Wahl der Anordnung 6a oder 6b sprechen. Bei großen und größten Stützweiten aber verdient Anordnung 6c jedenfalls den Vorzug. Hierfür sprechen auch noch andere Gründe, z. B. bequeme Anordnung der Temperaturspielräume; Wegfall verschieblicher Lager auf den Strompfeilern; Nebenspannungen im Kabel geringer als bei 6b, jedoch nicht als bei 6a.

III. Verhältnis der Stützweiten zueinander und Lage der Gerbergelenke.

Die meisten großen Hängebrücken des betrachteten Typs sind bisher in dem Verhältnis $l_0 : l \approx 1 : 2$ gebaut worden. Beispiele:

	Letztes Baujahr	l_0	l	$l_0 : l$
Budapest, ältere Kettenbrücke	1845	100	202	1:2
Brooklyn-Br. New York	1883	284	486	1:1,7
Manhattan-Br. „ „	1909	221	448	1:2
Kölner Rheinbrücke . .	1915	92,23	184,46	1:2
Delaware-Br. Philadelphia	1926	218,4	533,4	1:2,44
Hudson-Br.-Entwurf von Lindenthal	—	503	988	1:1,96

Dieses Verhältnis 1:2 ist aber keineswegs das günstigste, weder wirtschaftlich noch ästhetisch. Bei $l_0 : l \approx 1 : 2$ werden die Außenöffnungen stets wesentlich schwerer als die Mittelöffnung. Es wäre aber statisch und konstruktiv günstiger, in Mittel- und Seitenöffnungen annähernd gleiche Querschnitte des Versteifungsträgers und somit gleiche Lasten zu erhalten. Verfasser hat an zahlreichen durchgearbeiteten Entwürfen festgestellt, daß dies erreicht wird, wenn man $l_0 : l \approx 1 : 3$ macht. Gleichzeitig erzielt man dadurch einen schönheitlichen Gewinn für die Brücke; denn die Mittelöffnung, die ja doch die Hauptsache für das Tragen der Lasten an der ganzen Brücke ist, beherrscht jetzt auch das ganze Bild stärker als beim Verhältnis 1 : 2. Die strengere Befolgung der statischen Forderungen gibt sich äußerlich zu erkennen in dem befriedigenderen Gesamtbild.

Ebenfalls durch zahlreiche Proberechnungen wurde eine günstigste Lage der Gerbergelenke bei der oben unter II. erwähnten Anordnung 6c festgestellt. Unter der Voraussetzung $l_0 : l \approx 1 : 3$ ist das günstigste Verhältnis $\lambda_0 : \lambda \approx 1 : 2$. Daraus folgt das Maß $c \approx \frac{1}{4}\, l_0$ oder $c \approx {}^1/_{12}\, l$. Es ergeben sich also auffallend kurze Kragarme des Gerberträgers. Für die Ermittlung der Zahlenergebnisse in Abschnitt II sind die vorerwähnten Verhältnisse zugrunde gelegt worden.

Erwähnt sei noch, daß von dem üblichen Verhältnis 1:2 z. B. die alte Mülheimer Hängebrücke über die Ruhr mit $l_0 : l \approx 1 : 3{,}46$, sowie die Franz-Joseph-Brücke über die Moldau in Prag mit $l_0 : l \approx 1 : 3{,}1$ abgewichen sind. Es ist anzunehmen, daß bei diesen und ähnlichen älteren Brücken rein gefühlsmäßig, ohne viel rechnerische Nachprüfung, das zweckmäßigere Verhältnis gewählt wurde. Außerdem üben natürlich jeweils die örtlichen Verhältnisse einen sehr bestimmenden Einfluß aus.

IV. Geschichtliche Angaben zur Lebensdauer von Hängebrücken.

Der Umstand, daß zahlreiche Hängebrücken aus den Kinderjahren des Eisenbrückenbaues nur ein sehr geringes Alter erreicht haben, ist ungerechterweise oft noch Veranlassung, die Dauerhaftigkeit der Hängebrücken ganz allgemein viel zu gering zu bewerten. Folgende Übersicht, die Verfasser zum Teil Herrn Kollegen Steinmann, New York, verdankt, zum Teil selbst ergänzt hat, beweist deutlich, daß sehr viele Hängebrücken ein recht stattliches Alter erreicht haben und noch immer im Dienste stehen. Dabei ist zu bedenken, daß bei allen älteren Brücken die konstruktiven Einzelheiten sicher nicht auf der Höhe unserer heutigen Anforderungen stehen. In einer Zeit, in der die andern Baustoffe dem Eisen mit Vorliebe seine angebliche Unterlegenheit hinsichtlich der Lebensdauer vorhalten, ist es gut, wenn man auf Tatsachen hinweisen kann, wie sie in folgender Zusammenstellung enthalten sind.

Bezeichnung der Brücke	Stützweite l der Mittelöffnung m	Letztes Baujahr	Jahr des Abbruchs	Lebensdauer Jahre	Heutiges Alter Jahre
Newburyport (Massachusetts)	75	1810	1909	99	—
Tweed (Berwick, Engl.)	137	1818	—	—	108
Rhone, Taine (Frankreich)	85	1823	—	—	103
Menai (Wales)	176	1826	—	—	100
Conway (Northwales)	99	1826	—	—	100
Hammersmith (London)	122	1827	1887	60	—
Karl-Br. (Wien)	95	1828	1890	62	—
Regnitz, Bamberg	64,3	1829	1888	59	—
Freiburg (Schweiz) ü. d. Saane	265	1834	1924	90	—
Desgl. ü. d. Galtern	227	1840	—	—	86
Weser, Hameln	95	1839	1896	57	—
Montrose (Schottland)	132	1840	—	—	86
Moldau, Prag	133	1842	1899	57	—
Ruhr, Mülheim	98	1844	1907	63	—
Donau, Budapest	202	1845	—	—	81
Neckar, Mannheim	86	1845	1891	46	—
Guyandotte (W. Virginia)	123,5	1848	—	—	78
Wheeling (W. Virginia)	308	1848	—	—	78
Charleston (W. Virginia)	146	1852	1904	52	—
St. John (New Brunswick)	191,5	1852	1915	63	—
Niagara USA (Eisenbahnbr.)	250	1854	1897	43	—
Morgantown (W. Virginia)	185	1855	—	—	71
Aare, Aarau (Schweiz)	100	1857	—	—	69
Lambeth, London	85	1862	—	—	64
Clifton (England)	214	1864	—	—	62
Cincinnati (Ohio)	333	1867	—	—	59
Moldau, Prag	148	1868	—	—	58
Frankfurt a. M.	80	1869	1911	42	—
Waco (Texas)	143	1870	—	—	56
Warren (Pennsylvania)	143	1871	—	—	55
Albert-Br., London	122	1873	—	—	53
Point-Br., Pittsburgh	244	1877	—	—	49
Brooklyn-Br., New York	486	1883	—	—	43
Seventh-Str.-Br., Pittsburgh	100	1884	—	—	42
Grand Avenue St. Louis	122	1891	—	—	35
Cauca River (Columbia)	287	1894	—	—	32
E. Liverpool (Ohio)	215	1896	—	—	30
Rochester (Pennsylvania)	244	1897	—	—	29
Lewiston (Niagara)	244	1899	—	—	27
Miampini (Mexiko)	314	1900	—	—	26
Cannes Ecluse (Frankreich)	232	1900	—	—	26
Donau, Budapest Elisabeth-Br.	290	1903	—	—	23
Capertown (W. Virginia)	156	1903	—	—	23
Williamsburg-Br., New York	488	1903	—	—	23
Villefranche (Frankreich)	156	1907	—	—	19
Manhattan-Br., New York	448	1909	—	—	17
Massena (New York)	122	1911	—	—	15
Köln	184,46	1915	—	—	11
Parkersburg (W. Virginia)	236	1916	—	—	10
Kingston (New York)	215	1921	—	—	5
Bear Mountain (New York)	497	1924	—	—	2
Florianopolis (Brasilien)	340	1925	—	—	1
Delaware-Br., Philadelphia (U.S.A.)	534	1926	—	—	—

BEMERKENSWERTE EISENKONSTRUKTIONEN FÜR GESCHOSSBAUTEN.

Von Oberingenieur Alfred Gregor, Berlin.

Die Eisenhoch- und Brückenbaufirma Breest & Co., Berlin N. 20, hat in letzter Zeit zahlreiche Stockwerksbauten ausgeführt, für deren Ausbau in umfangreichem Maße bemerkenswerte Rahmenkonstruktionen erforderlich wurden.

Abb. 1 gibt eine Gesamtübersicht des Dachstuhles im Maßstab 1 : 600 für den Neubau Wertheim am Leipziger Platz. Durch die eigenartige Gestaltung des Grund- und Aufrisses ergaben sich hierbei 121 verschiedene Rahmenbinder. 85 Dachgrate und Kehlen geben dem Dach das Gepräge.

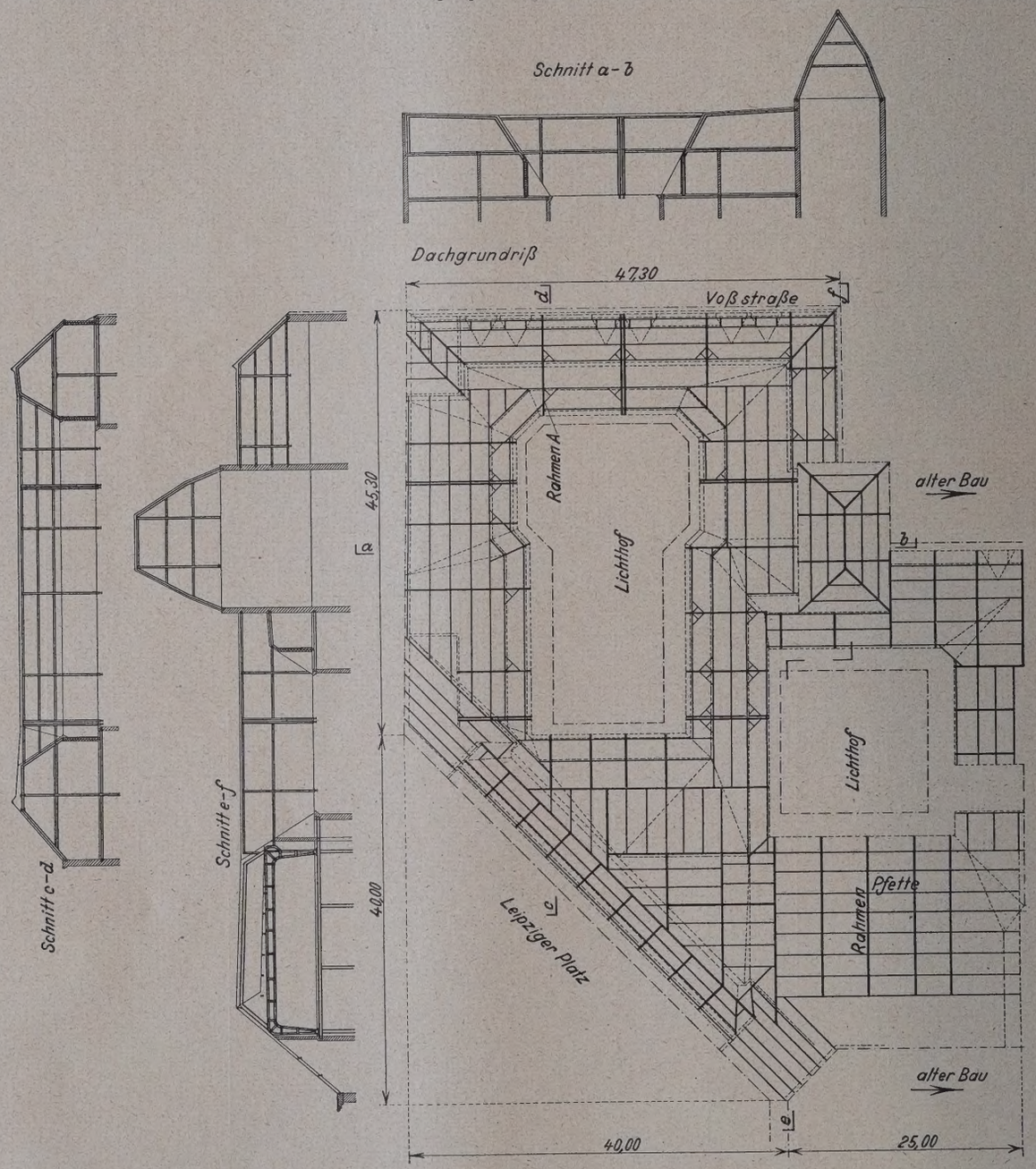


Abb. 1.

Einen Ausschnitt der Konstruktion veranschaulicht die Abb. 2. Wie daraus zu ersehen ist, sind alle zur Verfügung stehenden statischen und konstruktiven Feinheiten angewendet: Die Pfetten sind gemäß den neuen preußischen Bestimmungen vom 25. 2. 1925 an den Auflagern teilweise eingespannt; die Rahmenquerschnitte sind in den meisten Fällen nach dem größten Eckmoment ohne Nietabzug gewählt und die Stoßlasche bei dem zugbeanspruchten Flansch soweit verlängert, daß beim ersten Nietanschluß der geschwächte Trägerquerschnitt ausreicht; die Beanspruchung des Materials beträgt 1400 kg/cm². Das Eigengewicht ist dadurch auf das Mindestmaß beschränkt worden, so daß die Eisenkonstruktion des gesamten, durch zwei Stockwerke gehenden Dachstuhls nur 210 t wiegt. Natürlich ist bei diesen Ausführungen die Mehrarbeit im Büro, in der Werkstatt und bei der Aufstellung zu beachten; mußten doch allein für die 210 t Dachkonstruktionen 185 Werkstattzeichnungen angefertigt werden. (Für den Gesamtbau, der ∽ 1700 t wiegt, waren 790 Werkstattzeichnungen erforderlich.)

Die steifen Ecken a und b sind aus zurechtgearbeiteten Trägerstücken hergestellt. Aus dem Steg ist ein entsprechendes

Dreieck herausgetrennt und danach das Trägerstück zusammengedrückt. Die Stoßstellen sind geschweißt und durch zwei Winkeleisen verstärkt und drucksicher gemacht. Damit ein scharfes Abknicken der Laschen vermieden wird, sind, wie aus der Abbildung ersichtlich, die Trägerflanschenden abgearbeitet, so daß die Laschen im Bogen von einem Trägerflansch zum anderen übergehen.

Bei den Stößen c, d und e sind vier Winkeleisen angeordnet, die, da es sich bei den Rahmen um parallelflanschige Peiner Rahmen haben unten gewölbte Platten, die genügend gelenkig wirken.

Die Rahmenecke im fünften Stock zeigt eine äußerst kräftige Ausführung. Um an der Außenseite ein scharfes Kanten der Gurtplatten zu vermeiden, sind die Trägerflansche vor der Ecke abgeschnitten und dadurch das allmähliche Herumziehen der Gurtplatten ermöglicht. Zwecks sachgemäßer und ordentlicher Herstellung der Rahmenecken sind diese in der Werkstatt fertig zusammengesetzt und genietet worden.

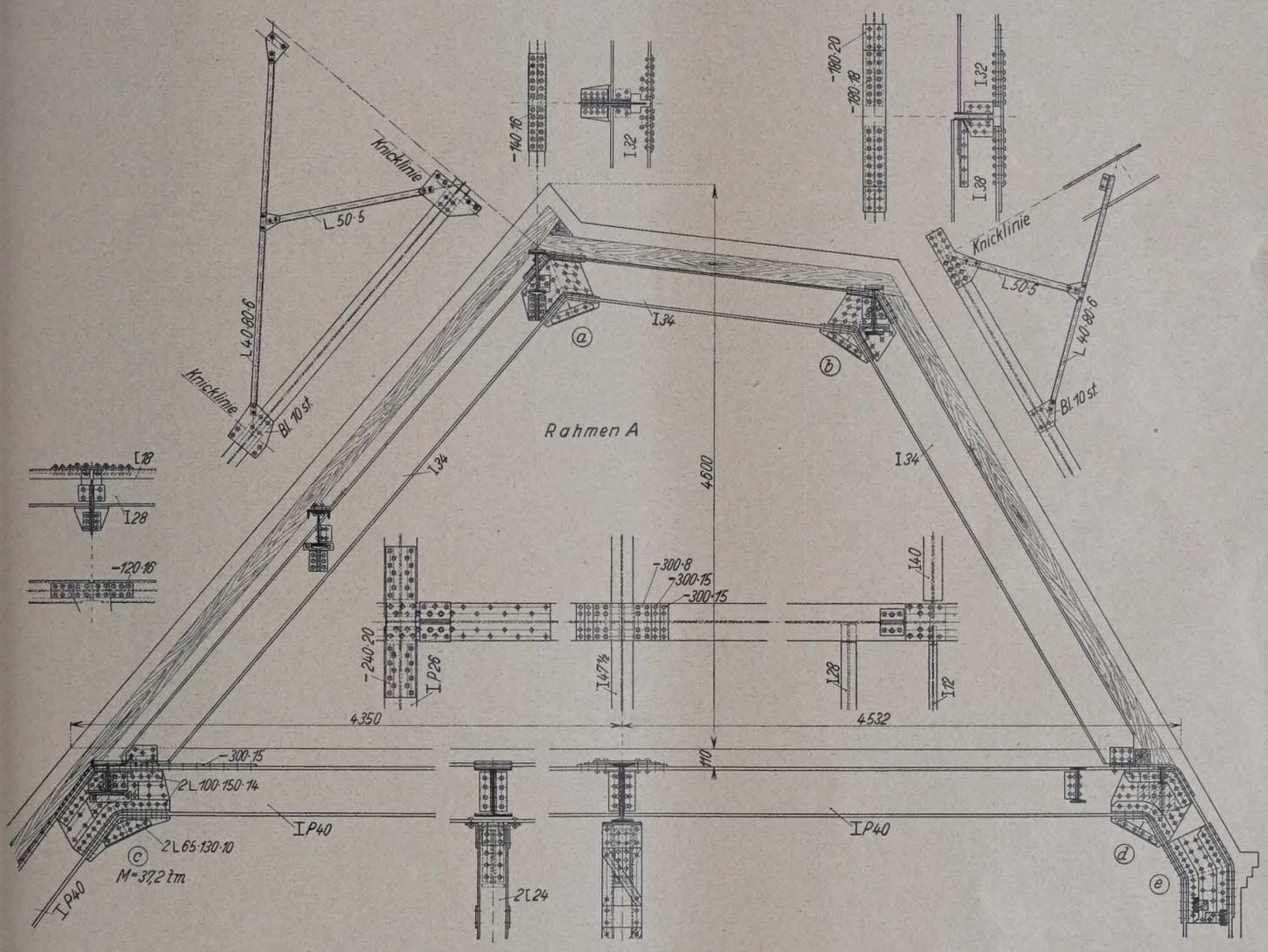


Abb. 2.

Träger handelt, nicht auszuwinkeln waren; die Winkelecken mußten nur entsprechend der Trägerrundung abgerundet werden.

In Abb. 3 ist die Aufstockung für das Geschäftshaus Scherl, Berlin, Zimmerstr. 35/38, dargestellt. Die Rahmen des fünften Stockes, die aus zwei Breitflanschträgern P 50 bestehen, lagern auf nachträglich verstärkten Pfeilern. Die unter den Rahmen liegenden Deckenträger konnten den lotrechten und wagerechten Auflagerdruck der Rahmen nicht aufnehmen. Zur Aufnahme des Horizontalschubes sind daher, wie aus der Abbildung ersichtlich ist, besondere Zugbänder angeordnet. Der lotrechte Auflagerdruck ist durch den seitlichen Ausbau des Fußes, ohne die vorhandenen Unterzüge zu belasten, unmittelbar auf den Pfeiler geleitet worden. Zunächst wurde die untere Plattenkonstruktion mit den auf der Baustelle angenieteten Zugbändern verlegt, gerichtet und mit Zement vergossen. Darauf sind die Rahmen aufgestellt und in die durch die Fußplattenknaggen gebildeten Öffnungen gesetzt. Die Daher ist kurz neben der Rahmenecke ein besonderer Montagestoß, der ja auf dem Bau leichter zu bewerkstelligen ist, eingefügt.

Die Ausführung der steifen Ecken erfolgt durch besondere Trägerstücke, deren Herrichtung bereits oben erwähnt wurde. Die erste innere Gurtplatte ist zwischen Eckaussteifung und Trägerflansch eingebunden, und die zweite Gurtplatte, die nur zur Sicherheit und des besseren Aussehens wegen angeordnet ist, außen an der Eckaussteifung herumgeführt. Durch das Einbinden der ersten Gurtplatte ist im Schnitt $\alpha-\alpha$ der Querschnitt der Gurtplatte vollständig wirksam, was bei abgebogenen Platten, ähnlich wie bei der zweiten Gurtplatte, nicht ganz der Fall wäre.

An den Auflagerstellen der gelenkig gelagerten Rahmenbinder sowie der Deckenträger, die nach den neuen Bestimmungen vom 25. 2. 1925 teilweise eingespannt sind, sind Querausteifungen angebracht, die durch den sehr geringen Abstand der beiden Träger P 50, getrennt durch je ein [-Eisen, ausgeführt

sind. Die [-Eisen sind am Steg angeschlossen und durch Winkeleisen mit den Flanschen verbunden. Außerdem sind an den betreffenden Stellen die beiden Breitflanschträger am oberen und unteren Flansch durch Schnallen verbunden, wobei die obere Schnalle zugleich als Zuglasche für die eingespannten Deckenträger wirkt.

Die Rahmen des sechsten Stockwerkes bestehen aus zwei Breitflanschträgern P 36. Um eine gelenkige Auflagerung zu erzielen, sind auf dem Binder des fünften Stockwerkes Knaggen angenietet. Zwischen diese legt sich die gewölbte Auflagerplatte der Binder des sechsten Stockwerkes. Hier sind für den auftretenden Horizontalschub keine Zugbänder nötig, da der Zug durch den Rahmen des fünften Stockes aufgenommen wird. Der Nietanschluß der Knaggen muß natürlich der auftretenden Horizontallast entsprechen.

Damit die Binder sich auch seitlich nicht verschieben können, sind an den Außenseiten des Rahmenquerriegel ebenfalls Flacheisenleisten angebracht. Es besteht somit zu Einsetzen der Auflagerplatte ein von allen Seiten begrenzte Hohlraum, der verhindert, daß sich der eingesetzte obere Binde nach irgendeiner Seite hin verschiebt. Das Gelenk kann a diese Weise regelrecht wirken.

Die Rahmenecken-Aussteifungen und Verbindungen d beiden P-Träger sind in ähnlicher Weise wie bei den Binde

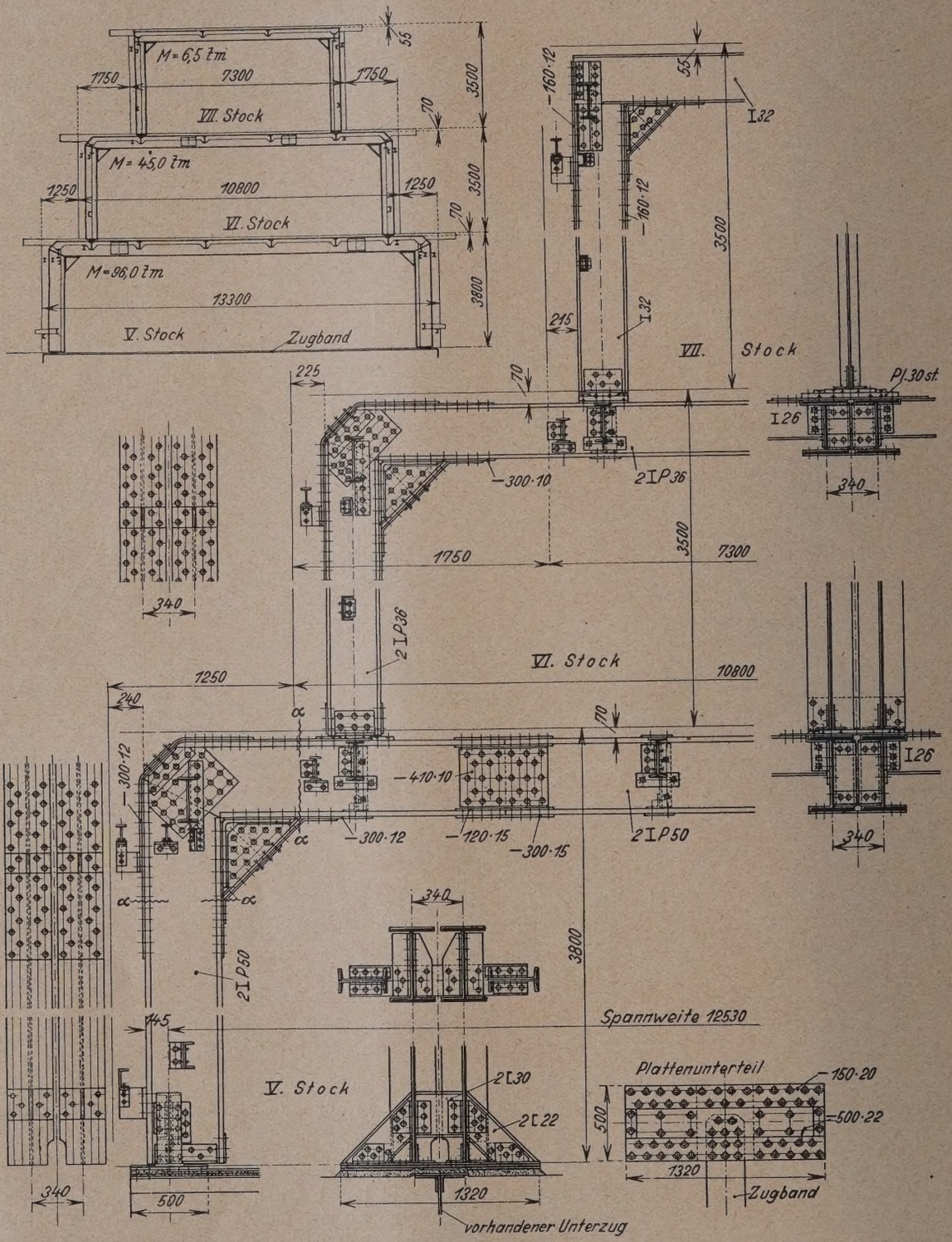


Abb. 3.

des fünften Stockes ausgebildet. Eine Ausnahme bildet die Schnalle unter dem Auflager des Binders im siebenten Stock. Dieser Binder ist nur einstielig und sitzt daher an den Innenkanten der Trägerflansche des unteren Rahmenquerriegels auf. Zur besseren Verteilung des Auflagerdruckes ist außer der Zuglasche der anschließenden eingespannten Deckenträger noch eine Platte von 30 mm Stärke angeordnet, worauf wieder, wie bei den unteren Bindern besprochen, die Knaggen und Abschlußflacheisen befestigt sind.

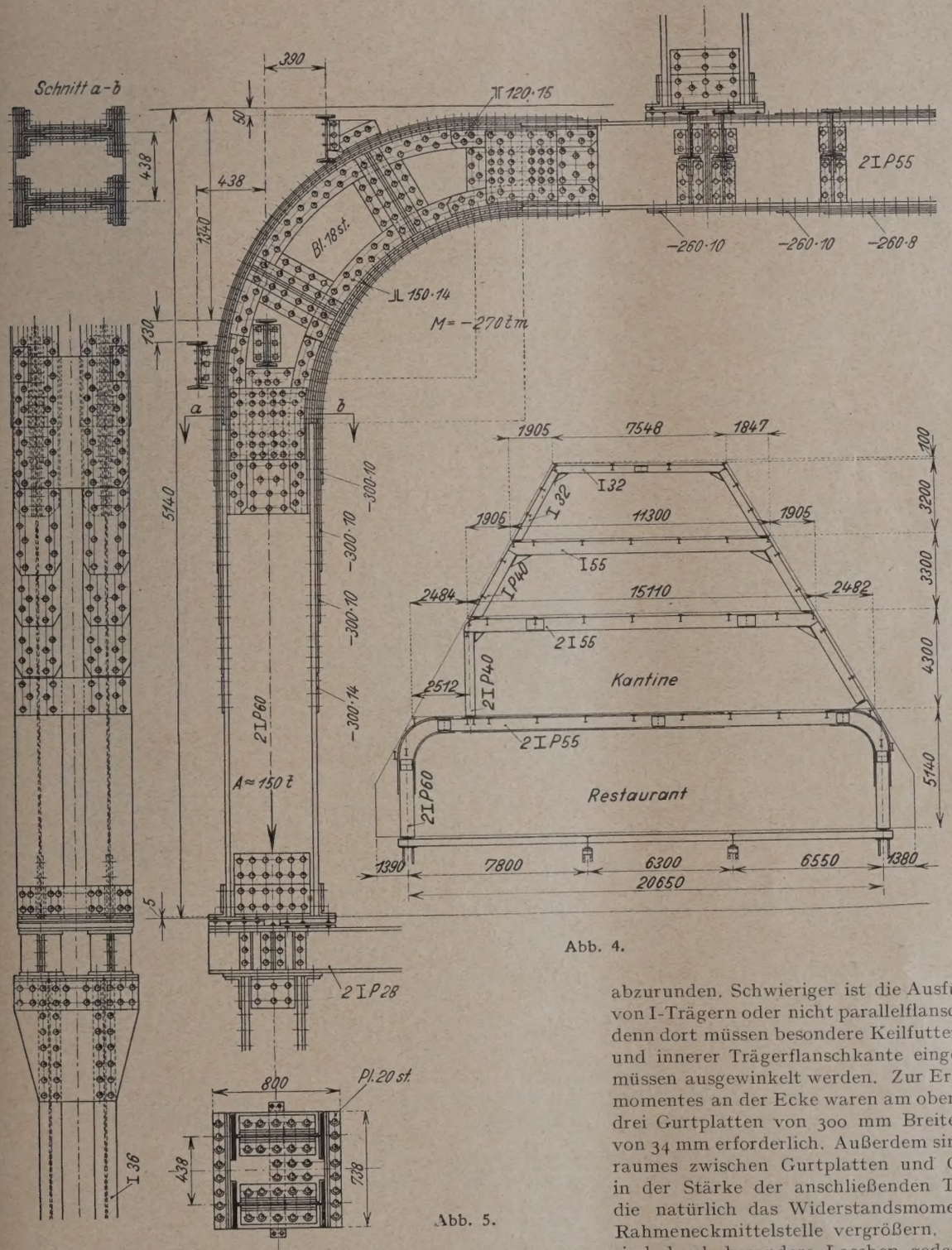


Abb. 4.

Abb. 5.

Die Rahmen im siebenten Stockwerk bestehen, da dieselben nur Dachlasten aufzunehmen haben, lediglich aus einem I 32. Die Auflagerung erfolgt in ähnlicher Weise wie bei den Rahmen im sechsten Stock. Die Rahmenecken konnten hier wegen der weit geringer auftretenden Momente bedeutend einfacher ausgebildet werden. Ein Herumführen der äußeren Stoßgurtplatte war hier nicht erforderlich, da die einfache Befestigung der Platte an dem Steg des oberen Querriegels genügte.

Die Abb. 4 stellt den Dachstuhl des Erweiterungsbaues Tietz, Leipziger Straße, dar. Hier ist die Ausbildung des Rahmenbinders im fünften Obergeschoß bemerkenswert (Abb. 5). Die Rahmenstiele bestehen aus zwei Breitflanschträgern P 60 und der Querriegel aus zwei P 55 mit den dem Momentverlauf entsprechenden Gurtplatten; das Eckmoment beträgt 270 tm. Durch dieses große Moment sowie durch die gegebene Dachneigung war eine Rahmenecke aus Stehblech, Gurtwinkeln und Gurtplatten das Gegebene. Der Übergang von den P-Trägern zu der Blechecke ließ sich gut bewerkstelligen. Die Gurtwinkel der Blechecke sind nach beiden Seiten hin unmittelbar mit den P-Trägern verbunden worden, und zwar legt sich der abstehende Schenkel an die Innenkante des Parallelflansches der P-Träger an. Erforderlich war nur, die Winkelecken auf die Länge des Anschlusses abzurunden. Schwieriger ist die Ausführung bei Vorhandensein von I-Trägern oder nicht parallelflanschigen Breitflanschträgern, denn dort müssen besondere Keilfutter zwischen Winkelschenkel und innerer Trägerflanschkante eingelegt oder die Stoßwinkel müssen ausgewinkelt werden. Zur Erreichung des Widerstandsmomentes an der Ecke waren am oberen und unteren Flansch je drei Gurtplatten von 300 mm Breite und einer Gesamtstärke von 34 mm erforderlich. Außerdem sind zur Ausfüllung des Hohlraumes zwischen Gurtplatten und Gurtwinkeln noch Platten in der Stärke der anschließenden Trägerflansche angeordnet, die natürlich das Widerstandsmoment an der gefährlichsten Rahmeneckmittelstelle vergrößern. Die Stoßstellen am Steg sind durch besondere Laschen gedeckt. Die Ausführung ist nach allen Seiten hin konstruktiv vollkommen klar.

Im Gegensatz zu der vorher besprochenen Rahmenausführung für die Aufstockung Scherl ist hier der Abstand der beiden Rahmenträger größer, sodaß die Aussteifungen an den Auflagerstellen und an den Anschlußstellen der ebenfalls eingespannten Deckenträger unmittelbar durch I 40 mit entsprechenden Futterstücken durch Verbindung der beiden P-Trägerstege erfolgen konnte.

NEUE BRÜCKE ÜBER DEN HUDSONFLUSS IN NEW YORK.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. Der außerordentlich große Verkehr zwischen New York und den benachbarten Städten stellt den Stadtverwaltungen Aufgaben, die befriedigend nur gelöst werden können, wenn umfangreiche Maßnahmen getroffen werden, die schwerste Geldopfer fordern. Im nachfolgenden ist ein Brückenprojekt beschrieben, das infolge seiner Größe das Interesse der Fachwelt in besonderem Maße erregen dürfte.

New York wird in einigen Jahren die größte und in ihrer Bauart interessanteste Brücke der Welt besitzen. Groß-New York, die sogenannte „New York Region", umfaßt gegenwärtig eine fast 14 000 km² große Fläche, die in das Gebiet dreier Staaten übergreift, nämlich in New York, New Jersey und Connecticut. Die Einwohnerzahl dieses ungeheuren Gebiets beträgt z. Zt. etwa 9 Millionen. Man nimmt an, daß diese Zahl in 15 Jahren auf das Doppelte und im Laufe weiterer zwanzig Jahre auf 20 Millionen gestiegen sein wird. Die Insel Manhattan, die der Kern dieses Stadtgebildes ist, zählt an Bewohnern etwa 2,3 Millionen. Ungefähr die gleiche Zahl hat dort ihre Arbeitsstätte, wohnt aber in den Vororten und in den benachbarten Städten. Den Zufallsverkehr mitgerechnet, fahren täglich etwa 4 Millionen Personen zwischen den Vorstädten und Manhattan. Während der Zeiten des Spitzenverkehrs (Rushtimes) sind daher alle Verkehrsmittel bis zur Unerträglichkeit überfüllt.

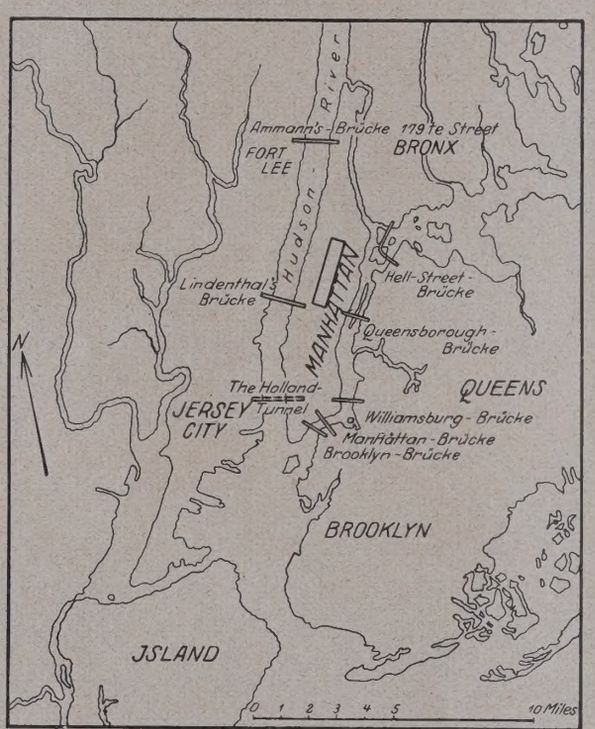


Abb. 1. Übersichtsplan.

Ein doppelrohriger Tunnel, der sogenannte „Holland-Tunnel" oder „Vehicular Tunnel", über dessen Bau ich im „Bauingenieur", Heft 21, vom 28. August 1925, berichtete, wird voraussichtlich im Anfang des kommenden Jahres dem Verkehr übergeben werden. Er wird aber nur einen Teil des Verkehrs zwischen New Jersey und Manhattan aufnehmen können, da er einmal fast am Südende der Manhattaninsel den Hudsonfluß kreuzt und zum anderen im ganzen nur vier Verkehrsbänder (Fahrbahnlinien), zwei für jede Fahrrichtung, erhält.

Zwischen New Jersey und Manhattan besteht nach ausgeführten Zählungen schon jetzt ein täglicher Verkehr für jede Fahrtrichtung von über 900 000 Personen. Infolge der langgestreckten Form der beiden durch den Hudsonfluß voneinander getrennten Städte New York und New Jersey liegt das äußerst dringende Bedürfnis nach weiteren landfesten Verbindungen vor. Verschiedene Eisenbahngesellschaften haben zwar Eisenbahntunnel unter den Hudsonfluß durchgeführt; für den Ortsverkehr standen aber bislang nur Fährschiffe zur Verfügung, die dem gegenwärtigen zeitgemäßen Verkehrsbedürfnis schon lange nicht mehr entsprachen.

Zwei Brückenprojekte sind im Jahre 1924 aufgestellt worden, von denen das eine, das von den Stadtverwaltungen in New York und New Jersey sowie von der Regierung bereits zur Ausführung genehmigt worden ist, hier näher beschrieben werden soll. Es handelt sich um das von Herrn Ingenieur O. H. Ammann aufgestellte Brückenprojekt im Zuge der 179ten Straße. Die Brücke, deren Lage aus dem Übersichtsplan, Abb. 1, ersichtlich ist, soll den nördlichen Teil von der Stadt New Jersey mit der Nordspitze von Manhattan verbinden.

Die zweite Brücke, die von dem weltberühmten Ingenieur Gustav Lindenthal entworfen wurde, soll im Zuge der 57ten Straße, also etwa 11 km weiter südlich, über den Hudsonfluß führen. Beide Brücken erhalten ungefähr gleiche Abmessungen und sollen sowohl dem Straßenverkehr dienen, als auch die Überführung von Vorortbahnlinien ermöglichen.

Die Ammannbrücke wird als Hängebrücke mit einer Spannweite der Mittelöffnung von 1036 m und der beiden Seitenöffnungen von je 214 m ausgeführt. Am Ostende der Brücke, also auf der Seite von Manhattan, sind, anschließend an die Eisenkonstruktion, einige Bogenöffnungen aus Eisenbeton vorgesehen. Abb. 2 zeigt Ansicht und Aufsicht der Brücke. Infolge des beiderseits des Hudsons ziemlich steil ansteigenden Ufergeländes konnte die Brückenbahn zwanglos so hoch gelegt werden, daß eine lichte Durchfahrtshöhe von etwa 64 m vorhanden sein wird, die also den größten Schiffen die ungehinderte Durchfahrt gestattet. Beide Hauptpfeiler werden, vom Wasserspiegel aus gerechnet, etwa 214 m hoch; sie werden auf dem festen Grundfelsen ruhen, in den auch die Enden der Tragkabel verankert werden sollen. Die Haupttragkonstruktion wird entweder als Gliederkette aus mit Augen versehenen Flacheisenstangen (Eye Bar Chains) ausgebildet, oder es werden, wie bei früheren Brücken gleicher Art, Drahtseilkabel gewählt. In beiden Fällen soll hochwertiger Stahl von etwa 8 t/cm² Bruchfestigkeit benutzt werden.

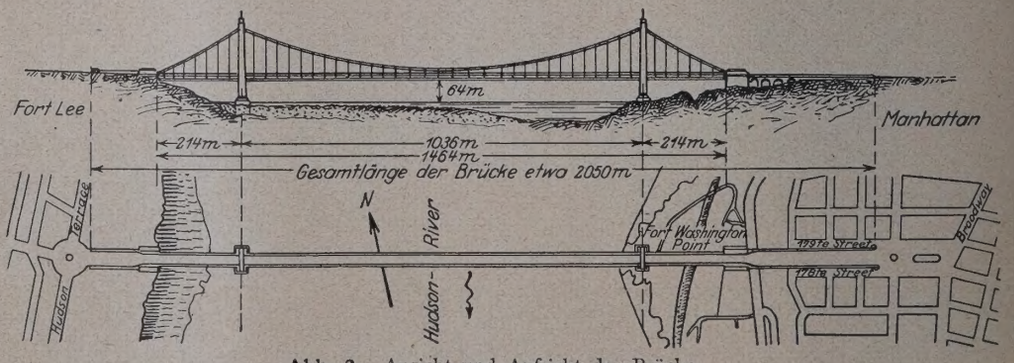


Abb. 2. Ansicht und Aufsicht der Brücke.

Die Versteifungsträger erhalten eine Höhe von nur etwa $^1/_{120}$ der Spannweite der Hauptöffnung. Man will dadurch die Brückenfahrbahn so elastisch wie möglich halten, damit sich

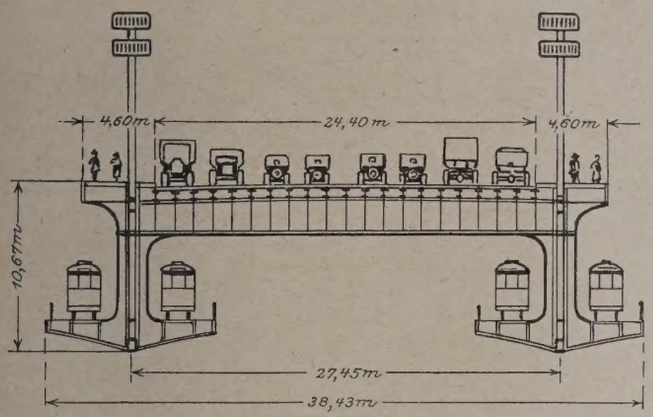


Abb. 3. Brückenquerschnitt.

die bewegliche Last auf eine große Länge der Tragkabel gleichmäßig verteilt. Die Versteifungsträger, die gleichzeitig die Hauptträger der Fahrbahnkonstruktion bilden, hängen an Stangen, die in einer Entfernung voneinander von 100 Fuß (etwa 30,47 m) angebracht sind.

Die Fahrbahnanordnung der Brücke weicht sehr erheblich von den bislang üblich gewesenen Konstruktionen ab (s. Abb. 3). An den Obergurt der Versteifungsträger ist die Fahrbahnkonstruktion angeschlossen. Die Brückenbahn besteht aus dem Fahrdamm von 24,4 m Breite sowie aus den beiderseitigen Fußwegen von je 4,6 m Breite. Wie Abb. 3 zeigt, bietet die Fahrbahn bequem Raum für acht nebeneinander fahrende Wagen, nämlich für vier jeder Fahrtrichtung. Von den schweren Untergurten kragen beiderseits Konsolen aus, die durch Längsträger miteinander verbunden sind. Auf dieser Konstruktion ruhen Fahrbahnen, die später zwei zweigleisige elektrische Schnellbahnen aufnehmen sollen. Der Windverband wird durch die Obergurte der Versteifungsträger und durch Fachwerkglieder, die unter der Straßenfahrbahn liegen, gebildet. Die Fußwege werden zum Teil ausgekragt.

Die Portaltürme bestehen aus je einem mit Beton verkleideten Stahlgerippe, das so bemessen ist, daß es allein, also ohne Berücksichtigung des Betons, die auftretenden Beanspruchungen aufnehmen kann. Die architektonische Ausbildung ist bemerkenswert einfach gehalten (s. Abb. 4), was bei einem Bauwerk von dieser Größe besonders harmonisch wirkt und das Landschaftsbild möglichst wenig beeinträchtigt.

Die Baukosten sind auf 147 Millionen RM. veranschlagt. Die Stadtverwaltungen von New York und New Jersey haben die weitere Ausarbeitung des Entwurfs sowie die Ausführung des Baues an „The Port of New York Authority" übertragen und zunächst 840 000 RM. für Vorarbeiten bewilligt. Der allgemeine Bauplan ist vom „Federal Government" in Washington genehmigt worden. Es wird angenommen, daß die gesamte Bauzeit nach Erledigung der Vorarbeiten etwa 4 Jahre in Anspruch nehmen wird.

Ingenieur O. H. Ammann, der Schöpfer des Entwurfs, ist von Geburt Schweizer und hat seine technische Ausbildung in Zürich erhalten. Von 1912—1923 war er „Assistent chief Engineer" bei Gustav Lindenthal und hatte als solcher die gesamte Leitung beim Bau der Hell-Street-Brücke in New York (s. Abb. 1), der Sciotovillebrücke in Ohio und mehrerer anderer Brücken von sehr bedeutendem Umfang. An den von Lindenthal aufgestellten Entwürfen für die eingangs dieses Aufsatzes erwähnte Brücke über den Hudsonfluß im Zuge der 57 ten Straße, sowie für die Brücke über den Sidney Harbour in

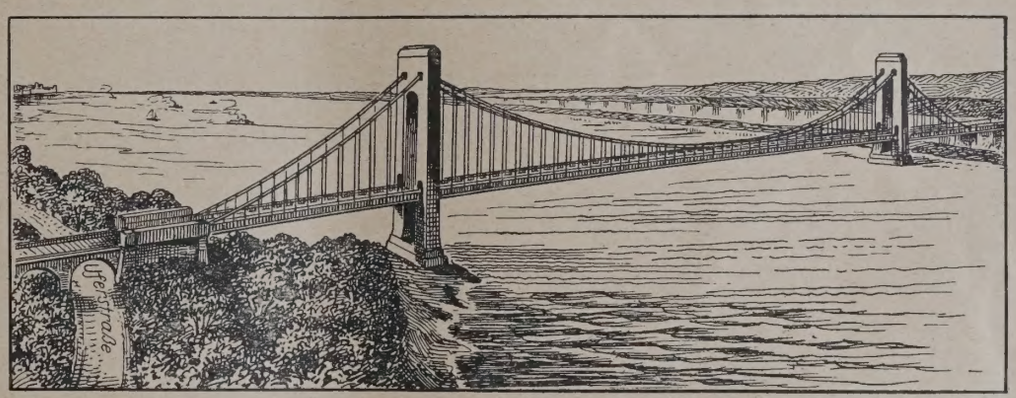


Abb. 4. Schaubild der Brücke.

Australien, hat Ammann seinerzeit sehr wesentlich mitgearbeitet.

Die Unterlagen dieses Aufsatzes sind größtenteils einem in „Reprint from Proceedings of the Connecticut Society of Civil Engineers 1924" veröffentlichten Vortrag Ammanns über „The Problem of Bridging the Hudson River at New York with Particular Reference to the Proposed Bridge between Fort Washington Point and Fort Lee" sowie teilweise einem Aufsatz des Ingenieurs A. Andersen, New York, im „Teknisk Ukeblad", Oslo, entnommen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Brücken großer Spannweiten.

(Les ponts de grande envergure.)

Unter diesem Titel veröffentlicht Herr Ingenieur E. Balis in der belgischen Zeitschrift „La Technique des Travaux" (Lüttich, Rue Grétry) 2. Jahrgang, Juni 1926, S. 283 bis 299 einen mit zahlreichen guten Abbildungen aller Arten von Brücken versehenen Aufsatz, der auch für unsere Leser ein gewisses Interesse besitzt. Nach einem geschichtlichen Überblick werden die verschiedenen Trägerarten nach ihren Möglichkeiten für die größten Stützweiten besprochen mit Ergebnissen, denen man keineswegs allgemein zustimmen dürfte.

Wir wundern uns zwar nicht darüber, denn wir sind daran gewöhnt, daß im Ausland der deutsche Anteil an der Entwicklung der Brückenbaukunst nach Möglichkeit übergangen wird; wenn z. B. die Erfindung des Fachwerks dem Belgier Neuville zugesprochen wird, oder wenn der Verfasser nichts davon weiß, daß dem Bau der Forthbrücke das Patent und die Ausführungen Gerbers um etwa 20 Jahre vorangegangen sind, oder wenn die deutschen Arbeiten über das Knickproblem ignoriert werden und eine Allerweltsknickformel von Vierendeel als die Lösung bezeichnet wird, oder endlich wenn der Verfasser nicht weiß, daß der Ohiobrücke bei Sciotoville von 1917 die Donaubrücke bei Kräutelstein unterhalb Passau von 1904 als ein genaues Vorbild vorangegangen ist. Mehr zu verwundern sind die dilettantischen Ansichten des Verfassers über Wesen und Bedeutung der Nebenspannungen im Dreiecksfachwerk und die damit zusammenhängende, oft gehörte, aber trotzdem grundfalsche Behauptung von der Überlegenheit des Vierendeelsystems, d. i. des diagonalenlosen Rahmen- oder Pfostenträgers. Der Verfasser behauptet, daß durch die geniale Weglassung der Diagonalen „wie durch ein Wunder" die exakte Berechnung ermöglicht sei („comme par miracle, la route fut débarrassée de tous les obstades et la théorie exacte fut mise au point"). Es wird in Deutschland heute nicht mehr viele Ingenieure geben, die an dieses Märchen glauben.

Am meisten interessieren uns die Ausführungen des Verfassers über Bogen- und Hängebrücken. Er behauptet nämlich, daß die in Abb. 1 dargestellte, von Prof. Vierendeel entworfene Bogenbrücke

mit eingespannten Kämpfern und einem Scheitelgelenk von 1000 m Stützweite die wirtschaftlichste Brückenart für diese großen Spannweiten sei. Wir können diese Behauptung nicht nachprüfen, haben aber unsere berechtigten Zweifel an deren Richtigkeit, besonders unter Berücksichtigung der Schwierigkeiten und Kosten der Montage. Noch mehr aber stören uns an dem Entwurf seine konstruktiven und ästhetischen Mängel. Der Bogen hat rd. 200 m Pfeilhöhe, die Fahrbahn befindet sich rd. 150 m tiefer als der Scheitel. Die Aufhängung derselben erfolgt durch einen ganzen Wald von Fachwerkscheiben, die wie umgekehrte Pendelpfeiler bzw. Turmpfeiler wirken und aussehen. Sie sind nötig, um der tiefliegenden Fahrbahn überhaupt den nötigen seitlichen Halt zu geben, oder mit anderen Worten, um die Windkräfte auf Fahrbahn und Verkehrsband aufnehmen zu können. Der sonst geltende gesunde Grundsatz, alle Kräfte auf einem möglichst kurzen Wege zu den festen Stützpunkten abzuleiten, ist hier offenkundig verletzt, und das Ergebnis ist das geradezu groteske Bild der Abb. 1. Es gehört schon ein erstaunlicher Mangel an konstruktivem Gefühl und an gutem Geschmack dazu, ein solches Bauwerk ernstlich in Vorschlag zu bringen, und man braucht kaum Sorge zu haben, daß es jemals ausgeführt werden wird. Abgesehen vom konkreten Einzelfall aber zeigt sich hier auch ganz allgemein das Unnatürliche des Bogens mit angehängter Fahrbahn recht augenfällig. Das Naturgemäßeste für den Bogenträger ist die oben liegende Fahrbahn (z. B. alle Gewölbe in Stein oder Stampfbeton und zahlreiche eiserne Bogenbrücken). Die Fahrbahn in mittlerer oder tiefer Lage läßt sich noch ertragen bei kleinen und mittleren Stützweiten (Bogenträger mit Zugband), weil hier für die Aufnahme der Windkräfte noch der Balkenträger als Windverband möglich ist. Bei der Riesenstützweite von 1000 m kommt dieser nicht mehr in Betracht, und es sind die Vierendeelschen hängenden Fachwerkpfeiler als Zwischenglieder zwischen Fahrbahn und Bogen unbedingt notwendig. Damit ist aber das System konstruktiv und ästhetisch von vornherein verurteilt.

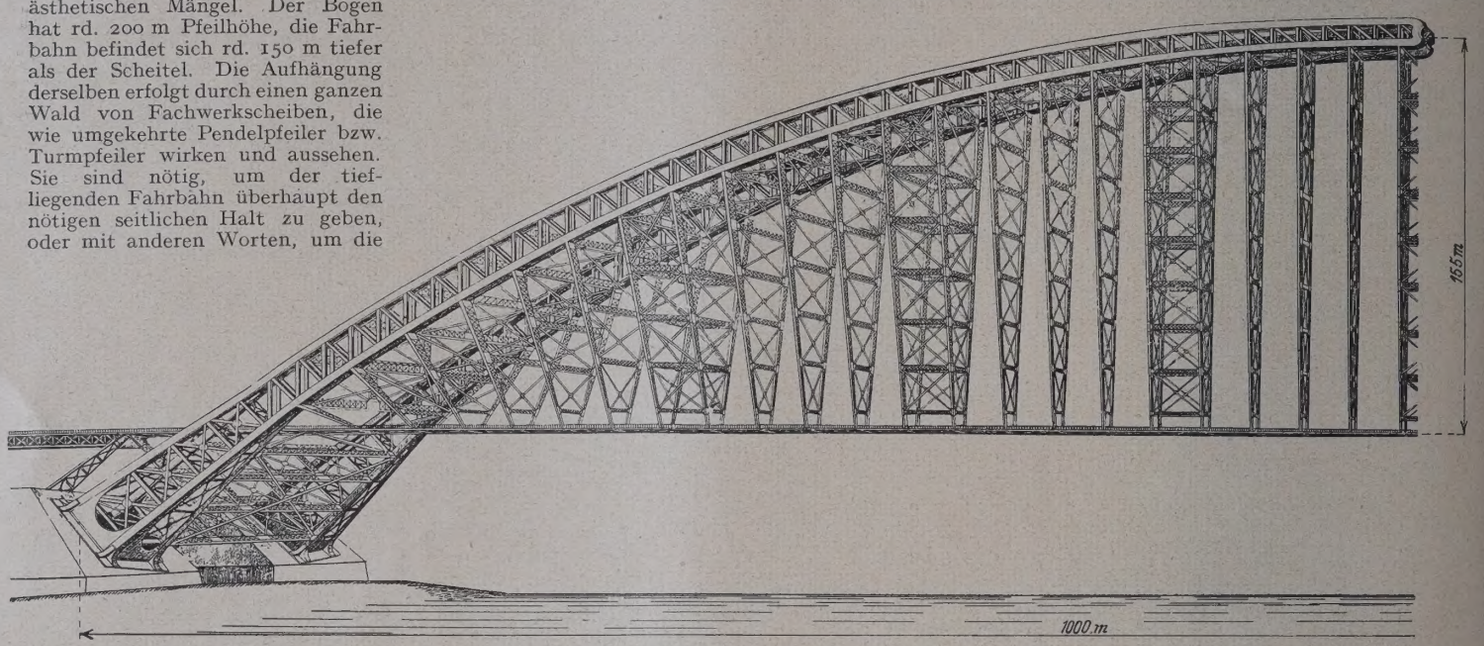


Abb. 1. Bogenbrücke, Entwurf Professor Vierendeel.

An dem Vierendeelschen Entwurf (Abb. 1) wundert uns übrigens noch eines, nämlich daß hier die sonst so verachteten Diagonalen nicht verschmäht wurden und nirgends die bekannten viereckigen Löcher zu sehen sind. Wie reimt sich das mit seinen übrigen Entwürfen, Ausführungen und Behauptungen zusammen?

Während so der Bogenträger für die sehr großen Stützweiten nicht geeignet erscheint, ist dessen Umkehrung, nämlich die Hängebrücke, ihrer ganzen Natur nach wie geschaffen für die untenliegende Fahrbahn. Schon aus diesem Grunde ist sie für die allergrößten Stützweiten von 600 m aufwärts unbestreitbar allen andern Brückenarten überlegen, ganz abgesehen davon, daß ihr Haupttragorgan den edelsten Baustoff in Drahtform zu verwenden gestattet und keinerlei Knickgefahr unterliegt. Die Windkräfte auf Fahrbahn und Verkehrsband können auch bei noch so großer Stützweite einwandfrei und auf dem kürzesten Wege abgeleitet werden durch Anwendung eines wagerechten Kabelwindverbandes, der ziemlich genau in die Ebene der resultierenden Windlasten gelegt werden kann.

Ebenso eigentümlich und unannehmbar wie der oben erwähnte Bogenbrückenentwurf sind die Verbesserungsvorschläge Vierendeels für die versteifte Hängebrücke. Herr Balis behauptet zwar, daß es wiederum erst Herrn Vierendeel zu verdanken sei, diese Brückenart mit den andern Arten wettbewerbsfähig gemacht zu haben („C'est encore au professeur Vierendeel qu'il appartenait de mettre ce pont en mesure de pouvoir lutter avec les autres types"), indem er die „steife Kabelhängebrücke" schuf („il créa le pont suspendu rigide sur câbles"); jedoch erlauben wir uns, dieses Verdienst stark zu bezweifeln. Mit den eigenen Worten des Erfinders wird dieses System folgendermaßen beschrieben: „Es ist eine Kabelbrücke, die unter den Verkehrslasten, gleichgültig welcher Art und welcher Geschwindigkeit, sich nicht stärker durchbiegt als eine gewöhnliche Balkenbrücke. Der größte Biegungspfeil kann $^1/_{1500}$ der Stützweite nicht überschreiten, und die Formänderung muß von einem Auflager zum andern regelmäßig (?) sein." („C'est un pont sur câbles qui, sous l'action des surcharges, quelle quelles soient, et quelle que soit leur vitesse, ne se déforme pas plus qu'un pont supporté ordinaire. La flèche maximum au passage des surcharges ne peut dépasser le $^1/_{500}$e de la portée et la déformation doit être régulière d'un bout à l'autre de la travée.")

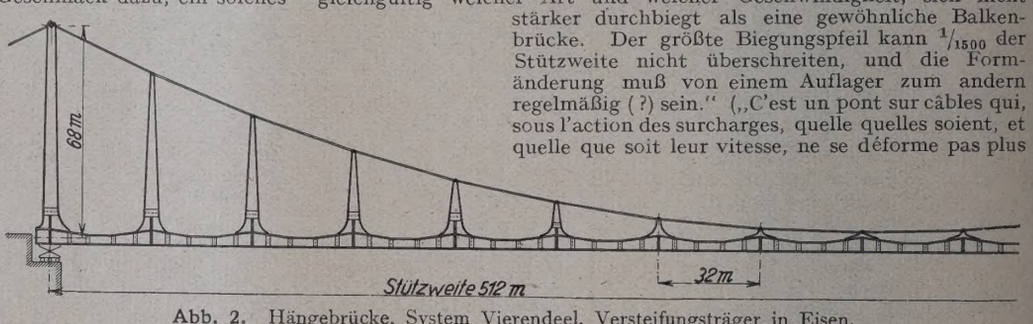


Abb. 2. Hängebrücke, System Vierendeel, Versteifungsträger in Eisen.

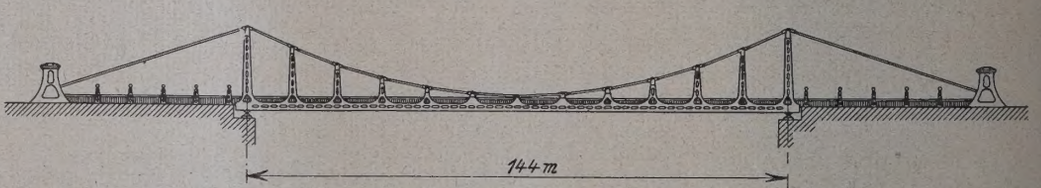


Abb. 3. Hängebrücke, System Vierendeel, Versteifungsträger in Eisenbeton.

Abb. 2 zeigt eine solche Hängebrücke mit l = 512 m in Eisen, Abb. 3 eine solche mit l = 144 m, sogar in Eisenbeton! Die geringen Durchbiegungen sollen selbstverständlich dem System Vierendeel, d. h. der biegungsfesten Verbindung zwischen Untergurt und Ständern zu verdanken sein. Die Brücke nach Abb. 2 soll bei gleicher Verkehrslast wie die der Williamsburgbrücke in New York eine größte Durchbiegung von nur $^1/_{1800}$ l und außerdem eine Eisenersparnis von 20% ergeben. Die Brücke nach Abb. 3 soll sogar nur $^1/_{3000}$ l an Durchbiegung aufweisen. Wir erlauben uns, an der Richtigkeit dieser Zahlen ganz offen zu zweifeln. Die größte, bei Vollbelastung der Mittelöffnung eintretende Durchbiegung ist bekanntlich fast ausschließlich von der elastischen Längenänderung des Kabels abhängig, und diese ist nahezu ein und dieselbe, gleichgültig welches System von Ver-

steifungsträgern man auch wählen möge. Es ist daher ganz unmöglich, daß die Hängebrücke nach System Vierendeel eine so viel kleinere Durchbiegung haben kann als die bisher angewandten Systeme, und es muß da unbedingt an der Berechnung etwas nicht stimmen. Außerdem aber halten wir die Verquickung der auf Biegungsfestigkeit abzielenden Vierendeelkonstruktion, deren Pfosten das Kabel an seiner freien Dehnung hindern sollen, mit dem auf reine Zugwirkung eingestellten Kabel für etwas Unnatürliches, dem Wesen der Hängebrücke Widersprechendes. Vollends die widernatürliche Verkoppelung des Kabels mit einem Eisenbeton-Versteifungsträger kann nach der Meinung des Unterzeichneten überhaupt von niemand außer ihrem Erfinder und dessen unmittelbaren Adlaten ernstlich vorgeschlagen werden. Worin soll denn überhaupt der Vorteil und die Berechtigung für die Anwendung des Vierendeelsystems für den Versteifungsträger beruhen, wenn die behauptete Verringerung der Durchbiegungen ein Irrtum ist? Etwa auf ästhetischem Gebiet? Und was sagen wir dann zu den Hängestangen, die keine Hängestangen mehr sind, sondern wegen der verlangten Biegungsfestigkeit nach unten hin dermaßen breit werden, daß nicht mehr das Kabel, sondern diese Pfosten als Hauptsache im Bilde erscheinen? Und was sagt der Konstrukteur und Statiker zu der gelenkigen, aber in Richtung der Kabelachse absolut unverschieblichen Verbindung dieser Pfosten mit dem Kabel? —

Das strebenlose System Vierendeel, d. h. der Rahmen- oder Pfostenträger hat seine volle Berechtigung für die Ausführung in armiertem Beton; aber nicht deshalb, weil das Dreiecksfachwerk dafür zu schlecht wäre, sondern umgekehrt weil der Eisenbeton nicht gut genug ist für die Ausführung des Fachwerks. Oder mit andern Worten: die wesentlichen Materialeigenschaften des Eisenbetons rechtfertigen zwar die Ausführung in Form des Vierendeelträgers, nicht aber in Form des Dreiecksfachwerks. Für die reine Eisenkonstruktion aber ist das letztere das natürlichste und unübertreffliche System, sofern man nicht aus bestimmten Gründen den Vollwandträger vorzieht. Während wir also die Zweckmäßigkeit des Vierendeelträgers in Eisenbeton voll anerkennen, soll man uns für die Eisenkonstruktionen endlich damit in Ruhe lassen!

Von dem Aufsatz des Herrn Balis können wir nicht scheiden, ohne noch der in einer guten Abbildung wiedergegebenen Kölner Hängebrücke zu gedenken. Dieser Brücke widmet der Verfasser im Text kein einziges Wort. Nur unter der Abbildung steht die Bemerkung: „dont la poutre de raideur du type Vierendeel a failli être adoptée"; d. h. also, daß für den Versteifungsträger leider kein Vierendeelträger angewandt worden sei. So muß also sogar unsere einzig dastehende Hängebrücke über den Rhein zu Köln dazu herhalten, das Vierendeelsystem zu verherrlichen, und der Verfasser weiß über diese Brücke sonst nichts zu sagen, als daß er offenbar bedauert, daß sie so ist wie sie ist, und daß kein Vierendeelträger daraus geworden ist. Der Unterzeichnete bedauert dagegen etwas anderes: nämlich daß deutsche Brückenbauanstalten dem Vierendeelschen Pfostenträger die Ehre angetan haben, ihn in einem solchen Wettbewerb wie damals für Köln überhaupt vorzuschlagen.

Dr. W. Schachenmeier.

Die Züricher Ingenieur-Tagungen.

In Zürich, einem der Brennpunkte internationalen Handels- und Wirtschaftslebens, fanden im Monat September eine Reihe bedeutsamer Tagungen statt. Auf dem zweiten internationalen Kongreß für technische Mechanik, der vom 12. bis 17. September tagte, waren sämtliche Kulturvölker vertreten. Von den Vorträgen in deutscher Sprache aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens seien folgende erwähnt: v. Kármán-Aachen, Über Spannungsprobleme im plastischen Bereich und Erddrucktheorie, Trefftz-Dresden, Über ein Gegenstück zum Ritzschen Verfahren, Roš-Zürich und Nádai-Göttingen, Über Versuche zur Aufklärung der Brucherscheinungen und des Fließvorganges, Pöschl-Prag, Über Bogenträger, Hawranek-Brünn, Über die Knicksicherheit von Bogenbrücken, Memmler-Berlin, Über die Knickversuche des Deutschen Eisenbauverbandes, die bekanntlich unter Mitwirkung von Zimmermann, Rein und Panzerbieter zu einem vorzüglichen Abschluß gebracht worden sind, Gehler-Dresden, Die Spannungsdehnungslinie im plastischen Druckbereich und die Knickspannungslinie, Ros-Zürich, Die Knickversuche des Vereins Schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken (insbesondere bei exzentrischem Lastangriff) O. Föppl-Braunschweig, Über Schwingungsversuche, Kögler-Freiberg, Über Versuche zur Bestimmung der Bodendruckverteilung, Probst-Karlsruhe, Über Versuche zur Bestimmung der Schwingungsfestigkeit von Eisenbetonkörpern. Eine gedrängte Inhaltsangabe sämtlicher Vorträge wird in dem amtlichen Bericht über diese wertvollen Verhandlungen und Aussprachen erscheinen, um deren Veranstaltung sich die schweizerischen Fachgenossen ein großes Verdienst erworben haben. Der dritte Kongreß für technische Mechanik soll 1930 in Stockholm veranstaltet werden.

Am 18. September fand ebenfalls in Zürich eine Aussprache über eine etwaige Wiederbelebung des früheren Internationalen Verbandes für Materialprüfungen der Technik statt, an der Vertreter von etwa 20 Völkern teilnahmen. Beschlossen wurde, Anfang September 1927 einen Kongreß in Amsterdam zu veranstalten, der unter der Leitung eines holländischen Organisationsausschusses stehen soll.

Die für den Bauingenieur bedeutsamste Veranstaltung war aber die sogen. „Aussprache über aktuelle Fragen des Brücken- und Hochbaues" am 20. bis 23. September in der Techn. Hochschule Zürich, veranstaltet von der Lehrkanzel für Brückenbau, der Eidg. Materialprüfungsanstalt, dem techn. Dienst des schweiz. Eisenbahn-Departements, dem Brückenbaubureau bei der Generaldirektion der Schweiz. Bundesbahnen, dem Verein schweiz. Brücken- und Eisenhochbaufabriken, sowie der Fachgruppe für Beton- und Eisenbetoningenieure des Schweiz. Ingenieur- und Architektenvereines. Über die wertvolle Festschrift dieser 6 Veranstaltergruppen werden wir noch besonders berichten. Sie gibt Zeugnis von dem regen Geistesleben und dem erfolgreichen Zusammenarbeiten der schweizerischen Bauingenieure und bildet einen Denkstein ihres großzügigen Schaffens. Von den 47 Vorträgen in deutscher, französischer und englischer Sprache seien folgende besonders erwähnt. In der ersten Gruppe gab Schaper-Berlin einen Überblick über die unter seiner Leitung in den drei letzten Jahren ausgeführten eisernen Brücken der Reichsbahn, fast sämtlich Parallelträger, schlicht, straff und sachlich in der Form, vorzüglich durchgebildet im einzelnen, zumeist aus St. 48. Die nüchterne Sachlichkeit mag heute dem Wesen unserer deutschen Gemütsverfassung entsprechen. Vielleicht kommt aber bald wieder die Zeit, in der man in einer zwar einfachen, aber doch schwungvollen Gestaltung das Schönheitsideal unserer Ingenieurbauten erblickt. Hiort-Lorenzen-Kopenhagen führte zahlreiche kleinere Eisenbetonbrücken der dänischen Staatsbahnen vor, als Beweis dafür, daß die Baustoffwahl von den besonderen Verhältnissen des Landes stark abhängt. Hieran schloß sich sinngemäß der Vortrag von Schaechterle-Cannstatt über wirtschaftliche Vergleiche zwischen Brücken aus Eisen und Eisenbeton. Nach seinen Erfahrungen in Württemberg sind Eisenbetonbrücken unter Eisenbahngleisen nur bis etwa 14 m Stützweite zweckmäßig. Schon in der Schweiz liegt jedoch dieser Grenzwert wesentlich tiefer. Der Grundsatz „Suum cuique" gilt nach meiner Erfahrung auch für die Baustoffe. Nur dann, wenn bei ganz erstklassiger Ausführung hinreichend starkes Schotterbett, vorzüglicher Aufbau des Mörtels im Beton und sehr reichliche Umhüllung der Eiseneinlagen zum Rostschutz gewährleistet sind, sollte man sich m. E. dazu entschließen, Balkenbrücken unter Eisenbahngleisen in Eisenbeton auszuführen.

In der zweiten Gruppe folgten Vorträge von Wyss-Olten Über die Kraftfelder in festen elastischen Körpern, Hübner-Bern über die Verteilung von Einzellasten in der Brückenquerrichtung, Meyer-Bern über Brücken-Meßinstrumente und Hort-Charlottenburg über rechnerische Ermittelung dynamischer Vorgänge. Hieran schlossen sich als dritte Gruppe die Erörterungen über neuzeitliche Baustofffragen: Gehler-Dresden über die Ausbildung des neuen Baustahles St. 48 und des Siliziumstahles, Kommerell-Berlin über Erfahrungen der Reichsbahn mit diesen Stählen, Hawranek-Brünn über Erfahrungen bei Berechnung von Brücken in hochwertigem Stahl und bei ihrer Ausarbeitung, Spindel-Innsbruck: Frühfester Zement und Beton, Petry-Oberkassel: Hochwertige Zemente. Sowohl der neue Baustahl St. 48 als auch der hochwertige Zement haben sich durchaus bewährt. Als weiteres Ziel der Zementerzeugung wurde die Erreichung einer Zugfestigkeit nach 28 Tagen von einem Zehntel der Druckfestigkeit, also von 45 kg/cm² bezeichnet, um bei Eisenbetonbauten aus hochwertigem Zement die gleiche Rostsicherheit wie bei denen aus Handelszement gewährleisten zu können. In der Schweiz werden diese Bestrebungen durch die Zementindustrie bereits lebhaft gefördert. Frölich-Bern machte Mitteilungen über elektrische Schweißungen im Eisenbahnbrückenbau und Hülsenkamp-Berlin über das neuerdings bedeutsame Gebiet der Prüfung von Rostschutzfarben.

Eine vierte Gruppe behandelte folgende noch offene Fragen. Dumas-Lausanne: Der Widerstand der rollenden Reibung bei Kugeln und Zylindern mit Versuchsergebnissen, Beggs-Princetown: Modellversuche bei hochgradig statisch unbestimmten Grundformen (unter Vorführung vorzüglicher Zelluloidmodelle), Schachenmeyer-München: Besondere Fragen beim Bau von Hängebrücken sehr großer Stützweite, Bažant-Prag und Hartmann-Wien: Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken, wobei von Hartmann zweckmäßige Überschlagsformeln gegeben wurden, Emperger-Wien: Versuche mit umschnürten Säulen (nebst Vorführungen in der Eidg. Materialprüfungsanstalt) und die Bogentragwerke aus Gußeisen mit tragendem Betonquerschnitt, Graf-Stuttgart: Neuere Eisenbeton-Plattenversuche, Saliger-Wien: Versuche mit Eisenbeton-Druckrohren, Nater-Bern: Berechnung elastischer Bogenreihen (bei der beträchtliche Ersparnisse an Pfeilerdicke erzielt werden) nebst Belastungsproben des Sitterviaduktes bei St. Gallen, Max Ritter-Zürich: Die Formgebung gelenkloser Brückengewölbe (wobei durch Einführung virtueller Zusatzlasten ein vorzügliches Hilfsmittel zur Ermittelung der günstigsten Bogenform gegeben und am Beispiel der Hundwilertobelbrücke nebst Belastungsproben erläutert wurde). Pasternak-Zürich: Graphische Berechnung der kontinuierlichen Träger auf elastisch drehbaren Stützen, die einen wertvollen Beitrag zur Vereinfachung dieser Lösung brachte.

Die letzte Gruppe endlich behandelte Einzelausführungen bedeutsamer Bauwerke aus Eisen, Beton- und Eisenbeton. Die Nennung der Vortragenden möge einen Anhalt für die Fülle des Stoffes

geben: Bühler-Bern, Schmuckler-Berlin, Nordhausen-Berlin, Lacroix-Genf, Luder-Solothurn, Hafner-Wien, Tils-Köln, Kreß-Hannover, Köhler-Stettin, Kado-Frankfurt a. O., Weidmann-München, Schroeder-Trier, Blunck-Altona und Lewerenz-Königsberg.

Das Verdienst an dem Zustandekommen dieser glänzend verlaufenen und vorbildlich organisierten Tagung gebührt in erster Linie dem Präsidenten des schweiz. Schulrates Professor Dr. Rohn, einem früheren Konstrukteur des deutschen Eisenbaues, dem bisherigen Inhaber des Lehrstuhls für Brückenbau in Zürich, der vor kurzem Kurator der Eidg. Techn. Hochschule geworden ist und mit dieser großartigen Veranstaltung Abschied von seinem Lehramt nahm, sodann vor allem Professor Dr. Roš, dem Leiter der Eidg. Materialprüfungsanstalt, dessen Tatkraft es gelang, alle Gruppen der schweizerischen Bauingenieure zu gemeinsamer wertvoller Versuchsarbeit zu einigen, ferner dem Sektionschef Brückeningenieur Bühler in Bern, unter dessen Leitung die großen Brückenumbauten, hauptsächlich infolge der Elektrisierung der Bundesbahnen, wie z. B. der bekannte Grand-Fey-Viadukt bei Freiburg, durchgeführt wurden, und endlich den übrigen Mitgliedern des Organisationsausschusses Bolleter, Holder, Hübner und Ritter.

An die Züricher Tagung schloß sich eine Besichtigung der Gotthardbahn an, die heute ebenfalls bereits elektrisch betrieben wird. Gerade der Gotthard, wo Rhein, Rhone, Reuß und Tessin nach den verschiedenen Himmelsrichtungen zu Tale stürzen und sodann lebenerweckend und segenspendend in die einzelnen Länder strömen, bildet ein Symbol des Wirkens der Bauingenieure, die, wie der Unterzeichnete in der Schlußansprache hervorhob, als Kämpfer die Naturgewalten bezwingen, als Schöpfer der Verkehrswege den Menschen dem Menschen näherbringen und als Geistesführer dazu beitragen, die Völker zu verbinden. Möge der Geist der Züricher Ingenieurtagung 1928 in Wien neu erstehen als Zeichen einer neuen Zeit gegenseitiger Achtung und Wertschätzung im Kreise der auf unserem Wissensgebiete führenden Völker.

W. Gehler.

Eine ungewöhnliche Fachwerkkonstruktion.

(Aus Engineering News-Record vom 22. April 1926.)

Der in den Abb. 1 und 2 dargestellte Fachwerkträger dürfte hinsichtlich seiner konstruktiven Ausbildung selbst für amerikanische Verhältnisse stark aus dem Rahmen des Gewohnten herausfallen. Veranlassung dazu gaben in der Hauptsache konstruktive Schwierigkeiten. Das zur Zeit im Bau befindliche, 25 Stock hohe Stevens Hotel in Chicago erhält einen durch drei Stockwerke hindurchgehenden Festsaal von 58,4 × 25,6 m Fläche. Zur Abfangung der darüber liegenden 22 Stockwerke dienen 4 schwere Fachwerkträger von 26,2 m Spannweite, 9,45 m Höhe (also 3 Stockwerke) und je 220 t Gewicht. Was bei diesen Trägern vor allem auffällt, ist die Verwendung von Augenstäben und Gelenkbolzen neben genieteten Stäben und Knotenblechen in einem und demselben Träger. Hierzu führten mehrere Gründe. Aus baulichen Rücksichten durften die Gurtquerschnitte eine gewisse Höhe nicht überschreiten, man mußte sie daher, um genügend Querschnittsfläche zu erhalten, dreiwandig ausbilden. Derartige Querschnitte bieten aber an den Knotenpunkten unüberwindliche konstruktive Schwierigkeiten; außerdem sollten auch die Knotenbleche wegen der vorzusehenden Wandöffnungen nicht zu groß werden. Nun hätte man ja schließlich das Augenstab- und Gelenkbolzensystem durchweg zur Anwendung bringen können; dem stand aber im Wege, daß die Gurte zum Teil zur Aufnahme der Deckenkonstruktion herangezogen werden mußten. Die Deckenträger an Augenstäbe anzuschließen, war aber auch wiederum nicht gut möglich; so kam man schließlich zu dem kombinierten System. Der Träger hat aber auch sonst noch mehrere bemerkenswerte Einzelheiten aufzuweisen. So war es augenscheinlich konstruktiv nicht durchführbar, die Gelenkbolzen an den Stellen, wo die Augenstäbe an den genieteten Teil anschlossen, bis zu den Systemschnittpunkten zu führen, so daß die Gelenke zum Teil in den überstehenden Enden des Untergurtes, zum Teil in den Knotenblechen angeordnet werden mußten. Die südliche Endvertikale konnte man nur mit Hilfe eines zweiten, etwas tiefer liegenden Gelenkbolzens an den oberen Eckpunkt anschließen, um die Hineinführung des genieteten Stabes in den oberen Gelenkpunkt zu vermeiden. Bei der nördlichen Endvertikale stieß man noch auf eine weitere Schwierigkeit, da hier auf durchgehende Korridore Rücksicht

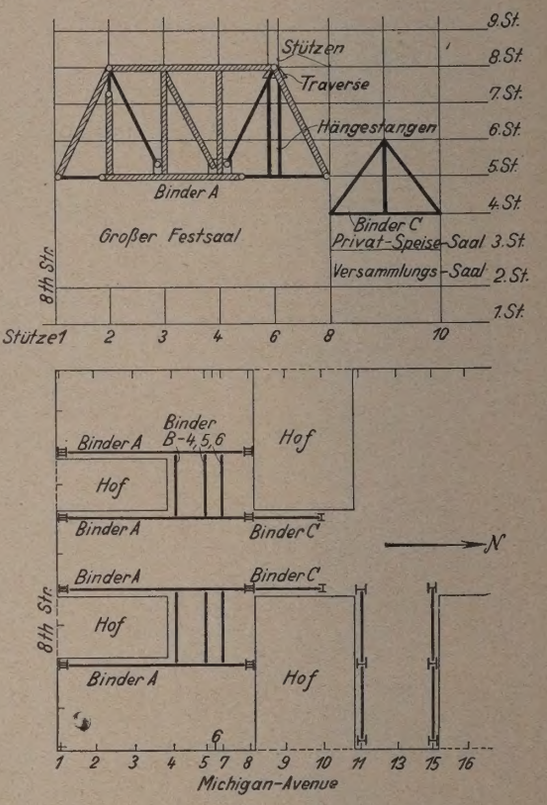


Abb. 1. Lageplan des Binders A.

genommen werden mußte. Es entstanden so zwei durch eine obere Traverse verbundene Hängeeisen zu beiden Seiten der Korridore. Auf eine Verbindung dieser Doppelvertikale mit dem Untergurt mußte man verzichten. Es wurden nur an den unteren Enden Bügel angebracht, um die etwa 10 m langen Augenstäbe des Untergurtes, die

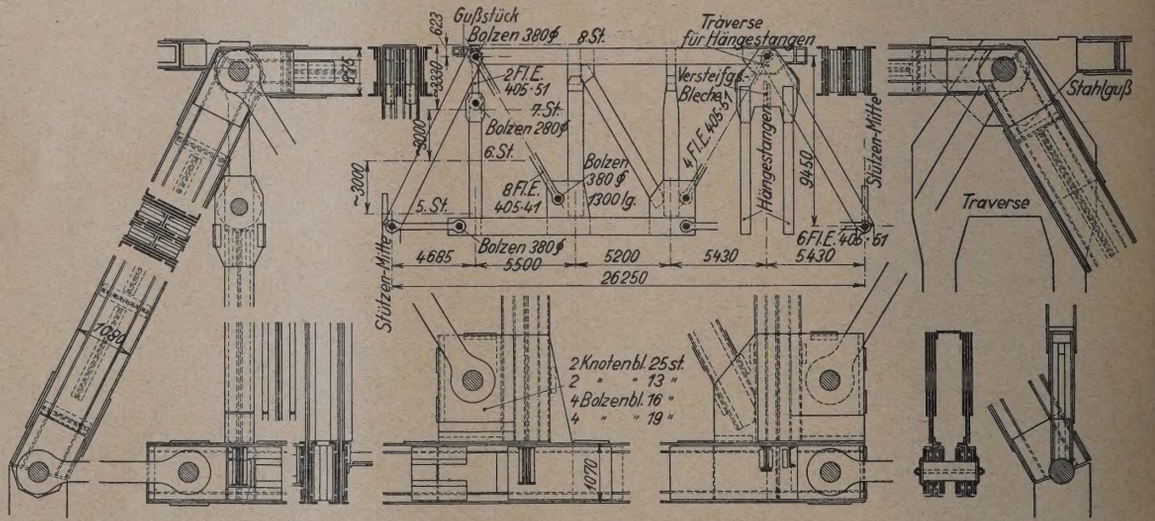


Abb. 2. Binder A.

sonst zu sehr durchhängen würden, zu unterstützen. Über dem nördlichen oberen Eckpunkt stehen wiederum zwei Stützen neben den Korridoren in 2,40 m Entfernung. Eine unmittelbare Aufstellung dieser Stützen auf dem Binderobergurt verbot sich wegen der hohen Biegungsbeanspruchungen; man ordnete daher am oberen Eckpunkt Gußstücke an, welche diese Lasten direkt auf die Gelenkbolzen übertragen sollten, und deren Enden zur Verankerung mit den nächsten Gebäudestützen verbunden waren.

Abb. 3 zeigt die Stützen für diesen schweren Träger. Sie sind dreiwandig mit durchgehenden Versteifungsblechen ausgebildet, 23,7 m lang, 64—82 t schwer und haben am Fuß eine Last von 2700—3600 t zu übertragen.

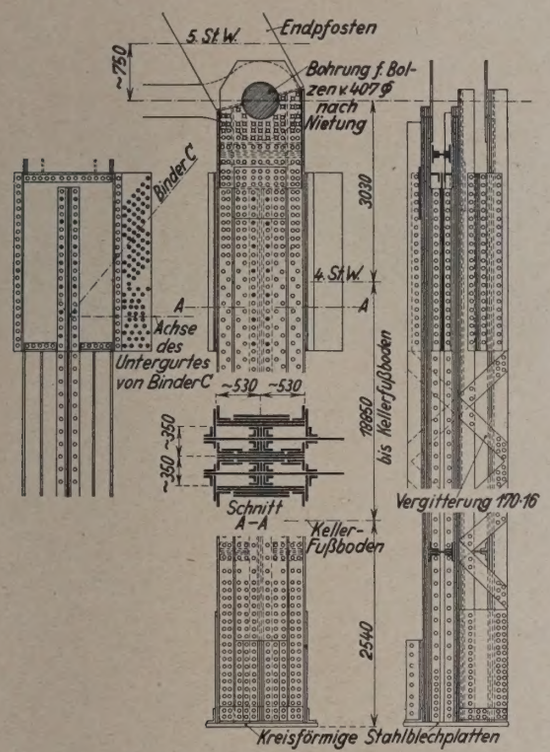
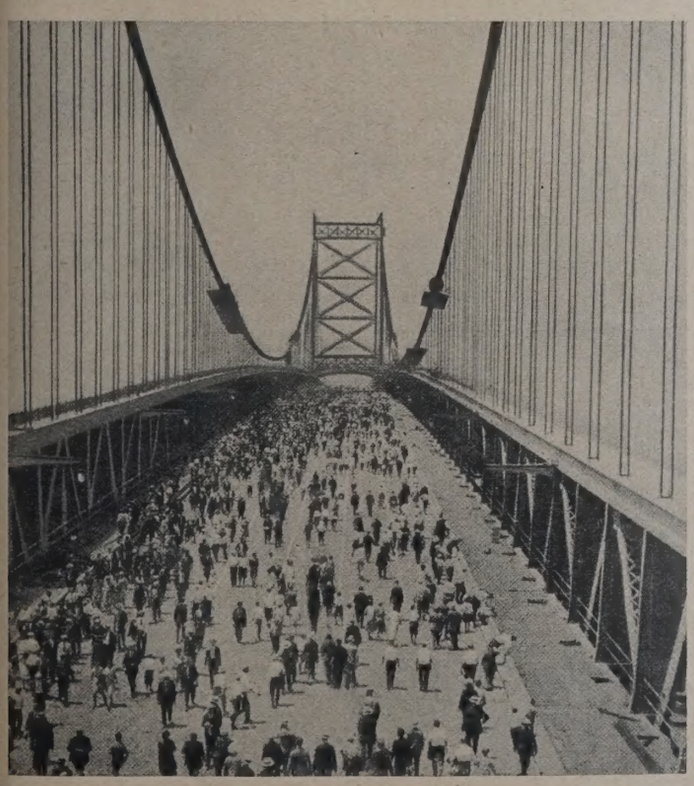


Abb. 3. Stütze für Binder A.

Die Deckennutzlasten betragen in den unteren Stockwerken, wo starke Menschenansammlungen zu erwarten waren, rd 450 kg/m², in den oberen Stockwerken 225 kg/m². Cajar.

Eröffnung der längsten Hängebrücke der Welt.

Am 1. Juli 1926 ist die längste Hängebrücke der Welt über den Delawarefluß, zwischen Philadelphia und Camden, dem Verkehr übergeben worden. Sie hat eine Spannweite der Mittelöffnung von 534 m, eine lichte Höhe über dem Wasserspiegel von 41 m, eine Gesamtbreite von 38,5 m und trägt vier Eisenbahnlinien, eine 17,4 m breite Fahrstraße für sechs Fahrstreifen und Fußwege außerhalb der Hauptträger über den Außengleisen. Das Bild (s. Abb.) zeigt die Menschenmenge auf der Fahrbahn nach der feierlichen Eröffnung. (Nach Engineering News-Record vom 8. Juli 1926, S. 46—47 und 77 mit 2 Abb.) N.



Die ersten bleibenden Formänderungen weicher Stähle.

Die ersten Formänderungen weichen Stahles, die unmittelbar nach dem Überschreiten des elastischen Bereichs bei langsamem Ansteigen der Belastung eintreten und sich als Linien oder Flächen auf polierter Oberfläche erkennen oder durch Anlassen und Schmirgeln oder durch Ätzen sichtbar machen lassen, hat Professor J. Seigle von der Berg- und Hüttenschule in Nancy bei Zug-, Druck- und Biegungsbeanspruchung untersucht und mit 45 Abbildungen die Ergebnisse im „Génie civil" vom 3., 10. und 17. April 1926 (S. 315—317, 332—336 und 357—358) veröffentlicht. Er hat Stäbe verschiedener Querschnittsform und -größe und mit verschiedenen Arten von Einkerbungen geprüft, und, zwar im allgemeinen, schräge Formänderungslinien und das erste Auftreten an den Einkerbungen oder den Enden, aber kein regelmäßiges Fortschreiten gefunden. Er erklärt die Ungleichheiten aus den Unregelmäßigkeiten im äußeren und inneren Aufbau des Stahles und aus den großen Formänderungen nach Überschreiten der Proportionalitätsgrenze. Auch führt die erste Formänderung eine Art Härtung herbei und die Formänderungslinien erscheinen bei einem zweiten Versuch nicht wieder. Ebenso wirkt die Ätzprobe bei verschiedenen Stahlsorten ungleich und bedarf bei manchen einer Erwärmung bis auf 200°. N.

Errichtung einer stählernen Bogenbrücke mit Hilfe einer Kabelbrücke.

Eine neue stählerne Straßenbogenbrücke über die Crooked-River-Schlucht in Oregon (Abb. 4) mit 101 m Stützweite und reichlich 90 m

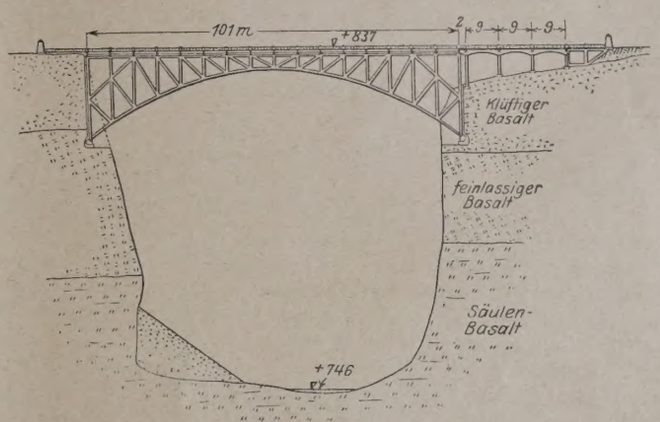


Abb. 1.

Höhe der Fahrbahn über der Talsohle (Abb. 1) ist nicht in gewöhnlichem freiem Verlauf, sondern mit Hilfe einer Kabelbrücke errichtet worden,

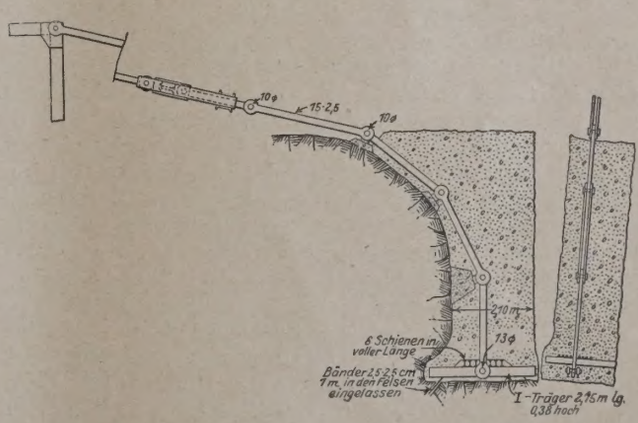


Abb. 2.

von der aus die einzelnen Bauglieder eingesetzt worden sind (Abb. 3). Durch dieses Verfahren und den Einbau der Fahrbahnträger erst nach dem Scheitelschluß haben die Beanspruchungen während des

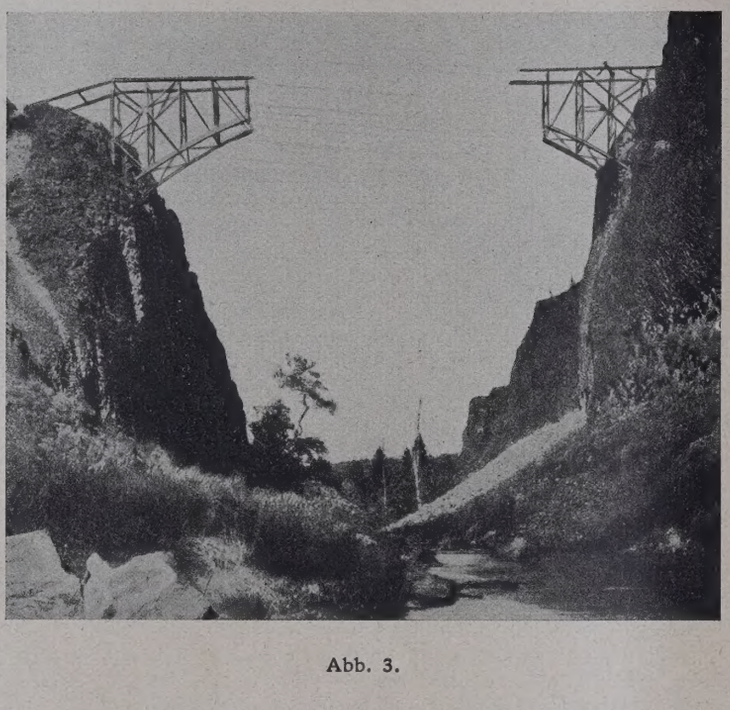


Abb. 3.

Baues und damit die Stärken der Bauteile geringer gehalten werden können. Die Rückhaltanker für den Vorbau (Abb. 2) sind aus Augenstäben gebildet und mit nachstellbaren Winden ausgestattet worden. Zur weiteren Abminderung des Eigengewichts ist für die 15 bis 20 cm starke Eisenbetonfahrbahn (7,2 m Verkehrsbreite, 2 × 25 cm breite Borde) eine Betondruckspannung von 52 kg/cm² und für alle Stahlteile eine Zugspannung von 1050 kg/cm² zugrundegelegt worden. Während des Zusammenbaues wurde die Scheitelverbindung gelenkig

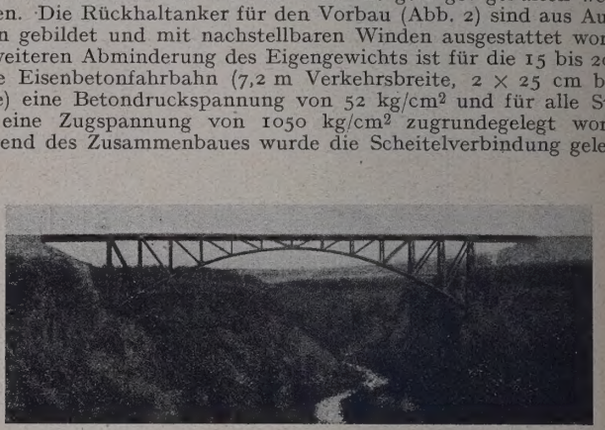


Abb. 4.

gehalten, dann aber zur Erhöhung der Steifigkeit fest vernietet so daß der Bogen für die bewegliche Last ein Zweigelenkbogen ist. (Nach C. B. McCullough, Brückeningenieur der staatl. Straßenbauverwaltung von Oregon Engineering News-Record vom 13. Mai 1926, S. 760—762 mit 4 Abb. und 1 Zahlentafel.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Praktische Verdingungsfragen (4).

Von Dr.-Ing. Friedrich Hasse, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

Die Frage des „angemessenen" Preises bei Verdingungen wird um so lebhafter erörtert, je schwerer die Unternehmerschaft mit den Folgen wirtschaftlichen Rückganges zu kämpfen hat. Auch jetzt, wo das Angebot auf dem Baumarkt bei weitem die Nachfrage übersteigt und kopflose Unterbietungen an der Tagesordnung sind, beginnt wieder der Kampf gegen den Zuschlag an den Billigsten.

Fabrikantenverbände sichern sich gegen schlechte Konjunktur durch Preisverabredungen; jedermann findet das selbstverständlich. Ebenso selbstverständlich würde man es wahrscheinlich beim Bauunternehmertum finden, wenn es dort nicht bedeutend schwieriger wäre als bei den Fabrikanten, die Dinge gewissermaßen auf einen Nenner zu bringen und die vielen subjektiven Einflüsse auszuschalten, die im Baugewerbe in diese Frage hineinspielen. Dies findet auch darin seinen Ausdruck, daß die Frage nach dem angemessenen Preis und seiner Ermittlung von seiten der Baubehörden mit mindestens dem gleichen Ernst verfolgt wird wie bei den Unternehmern.

Geht man der Frage auf den Grund, so findet man immer wieder die gleiche Erscheinung: Das Mindestpreisverfahren, selbst in gemilderter Form, befriedigt nicht, weil es in reiner Form wirtschaftlich bedenklich, in gemilderter zu subjektiv ist. Das teils bewußte teils unbewußte Streben geht eben nach einer Objektivierung, die dem Mindestpreisverfahren praktisch gleichwertig ist, aber den Zuschlag an einen zu Billigen sozusagen selbsttätig ausschaltet und eine überzeugende Begründung liefert, wenn nicht der Billigste den Zuschlag bekommt. Gleichzeitig aber soll das Verfahren so beschaffen sein, daß die Ergebnisse nicht durch Preisverabredungen der Unternehmer beeinflußt werden können. Es soll also gewissermaßen gesetzmäßig aus dem Verdingungsergebnis heraus gefolgert werden, welches Angebot nach dem billigsten das wirtschaftlichste ist[1]).

[1]) Vgl. den Aufsatz des Verfassers über die gleiche Frage im Zentralblatt der Bauverwaltung Jahrg. 1921, Heft 67.

Trägt man die Ergebnisse einer zahlreicher beschickten öffentlichen Verdingung als Ordinaten gleichen Abstandes nach steigenden Werten geordnet auf, so erhält man zwar nicht das Bild einer Funktion, denn dazu fehlt das Erfordernis der Stetigkeit, aber immerhin eine Punktreihe, die in ihrem Ablauf manche Ähnlichkeit mit dem Bilde einer stetigen Funktion aufweist. Trägt man mehrere Ergebnisse solcher Ausschreibungen, bei denen eine größere Anzahl von Angeboten vorlag, wie vorstehend beschrieben, auf, so sondern sich bei näherer Betrachtung der Punktreihen je nach dem Gegenstand der Verdingung alsbald zwei deutlich unterscheidbare Arten voneinander ab. Bei genau übersehbaren Voraussetzungen und vorhandener Überlieferung, wie meist im Hochbau vorhanden, steigt die Punktreihe vom niedrigsten bis zum höchsten Angebot im allgemeinen ziemlich gleichmäßig, zeigt also im wesentlichen das Bild einer nach rechts ansteigenden Geraden. In diesem Falle läßt sich aus der Punktreihe keine besondere Gesetzmäßigkeit ableiten. Man könnte höchstens sagen, der Preiswürdigste ist der, dem der nächst höhere Nachbar im geringsten Abstand folgt. Ganz sicher würde dieses Verfahren aber deshalb nicht sein, weil dieser geringste Abstand durch Verabredung bis auf Null herabgesetzt werden kann. Zeigt die Verdingung einen derart gleichmäßigen Verlauf der Punktreihe (Abb. 1), so kann man auch tatsächlich weiter nichts tun, als die nicht vertrauenswürdigen Firmen von unten her abstreichen und unter den dann verbleibenden nach irgend einem Gesichtspunkt die preiswürdigsten suchen. Ist nach Abstreichung der „Unwahrscheinlichen" eine anerkannt gute Firma die Mindestfordernde, so wird man ihr im allgemeinen den Zuschlag erteilen, wenn sie sich nach nochmaliger ausdrücklicher Vorhaltung zu den Preisen bekennt. Fällt die Erklärung nicht befriedigend aus, so greift man solange zum Nächsthöheren dieser engeren Wahl, bis eine befriedigende Erklärung abgegeben wird. An dieser Stelle ist dann auch Raum für die Vorlage der Preisbildung, aber nicht als Forderung, sondern als Ergänzung und Unterstützung des anderweit bereits gewonnenen Urteils. Ganz ohne subjektive Merkmale geht es also bei dieser Form der Punktreihe nicht ab.

Etwas günstiger gestalten sich die Dinge für den, der nach solchen Merkmalen sucht, wenn die Punktreihe stark ein- und ausspringt (Abb. 2). Diese Form ist typisch für Ausschreibungen mit schwerer übersehbaren örtlichen Voraussetzungen, also bei Ingenieurbauten und bei starker Beteiligung nicht ortsansässiger Firmen. Hier gibt die Anschauung ein sehr überzeugendes Bild, wenn man die Linie der mittleren Neigung bis zur ersten Ordinate nach rückwärts verlängert und dann feststellt, um wieviel die ganz billigen darunter bleiben. Man darf sich doch nicht der Tatsache verschließen, daß hier auch eine ganze Menge Wahrscheinlichkeitsrechnung hineinspielt und daß man aus der zunehmend dichteren Lagerung der höheren Preise auch allerhand Schlüsse ziehen kann. Man wird also jedenfalls gut daran tun, den Zuschlagswürdigen in diesem Falle da zu suchen, wo die flachere Neigung der Punktreihe einsetzt. Damit ist der objektive Hinweis schon sehr viel deutlicher. Eine derartige Veranschaulichung durch Auftragen der Punktreihe sollte man also auf keinen Fall unterlassen.

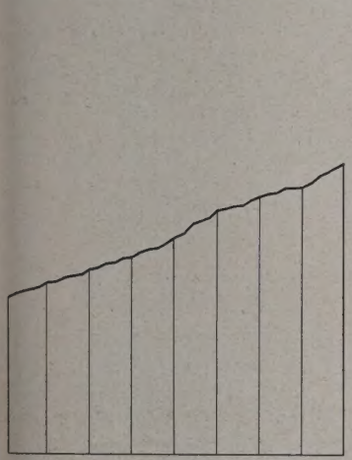


Abb. 1.
Gleichmäßig ansteigende Punktreihe.

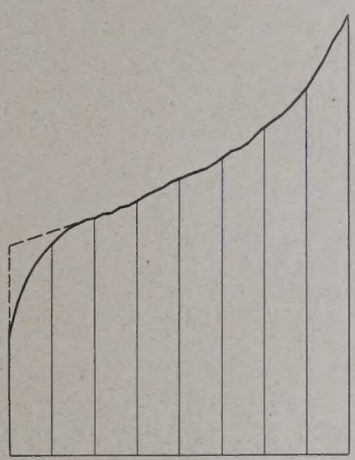


Abb. 2.
Mehrfach gebrochene Punktreihe.

Man soll aber von solchen Hilfsmitteln nach der objektiven Seite nicht allzu viel verlangen und auch das eigene Urteil mitsprechen lassen. Für den korrekt denkenden Beamten ist es wohl wünschenswert, die objektiven Merkmale in den Vordergrund zu stellen, er muß aber für seine Entscheidung unter allen Umständen das Vertrauen verlangen, daß er nach bestem Wissen pflichtgemäß vorgegangen ist, selbst wenn der äußere Augenschein vielleicht zugunsten eines anderen spricht. Auf keinen Fall sollten nicht zuständige Körperschaften auf die Entscheidung Einfluß auszuüben suchen. Es ist kein würdiger Zustand, wenn die ausschreibende Stelle aus solchen Rücksichten heraus gegen ihre Überzeugung entscheiden muß.

Auch sollte eine Verdingung niemals erlassen werden, bevor die ausschreibende Stelle sich selbst ein möglichst zuverlässiges Bild von den zu erwartenden Preisen gemacht hat. Dieser eigne Voranschlag muß bei der Beurteilung der Angebote sogar entscheidend mitwirken.

Bei der engeren Verdingung fallen ja alle diese Schwierigkeiten weg, weil dort grundsätzlich der Billigste den Zuschlag erhalten soll. Man ist aber vielfach mißtrauisch, weil man hier die Preisverabredungen fürchtet. Zu dieser Besorgnis würde aber viel weniger Anlaß vorliegen, wenn bei den öffentlichen Verdingungen auskömmlichere Preise erzielt würden. Es wird also auch das Ergebnis der engeren Verdingungen günstig beeinflußt, wenn bei öffentlichen Ausschreibungen bessere Preise erzielt werden.

Die in der Privatwirtschaft übliche freihändige Aufforderung ist ebenfalls engere Verdingung, aber ohne förmlichen Verdingungstermin und ohne Bindung an den Mindestfordernden. Hier greift, nachdem die Angebote preisbildende Unterlagen geschaffen haben, meist freie Vereinbarung Platz, so daß der Unternehmer nicht auf Ja und Nein an seine Preise gebunden ist, sondern ein gewisses Mitbestimmungsrecht behält. Infolgedessen haben diese privatwirtschaftlichen Vergebungen keinen unmittelbaren Einfluß auf die Preisbildung, sondern suchen umgekehrt nur die Konjunktur auszunutzen.

Werden also bei öffentlichen Verdingungen bessere Preise erzielt, so wird das auch auf die privatwirtschaftlichen Angebote zurückwirken. Vor allem aber muß sich die Erfahrung einbürgern, daß es mit billigsten Angeboten nicht mehr zu schaffen ist. Wird planmäßig und allgemein nach den oben ausgeführten Gesichtspunkten entschieden, so werden auch die Punktreihen nach Abb. 2 aussterben und diejenigen nach Abb. 1 immer flachere Neigung erhalten.

Zum Schluß sei noch ein besonders merkwürdiges Beispiel für die subjektiven Einflüsse bei der Preisbildung und Vergebung angeführt.

Eine Hafenbefestigung (vorwiegend Holz) war zum Zwecke der Ausschreibung in drei ziemlich gleichwertige Lose zerlegt, in denen auch überall nahezu die gleichen Leistungen und Vordersätze vorkamen. Um einen sicheren Überblick über die Mittel zu behalten, schrieb man zunächst nur das erste Los öffentlich aus und erhielt dabei Angebote von 10 Firmen, die sich etwa zwischen 180 000 und 280 000 Mark bewegten. Den Zuschlag bekam die billigste Firma, weil sie sich guten Rufes erfreute und besonders vorteilhaften Einkauf nachweisen konnte.

Da die erste Ausschreibung noch Mittel für eine weitere übriggelassen hatte, wurde das zweite Los ausgeschrieben. Die Firma, die bereits an Ort und Stelle saß, ermäßigte die Einheitspreise ihres ersten Angebots um etwa 5%, was der Vereinfachung entsprach, die der zusammengefaßte Betrieb beider benachbarten Baustellen mit sich gebracht hätte. Mindestfordernde wurde aber eine Firma, die um noch 25% billiger anbot als die erste. Zwischen beiden lagen noch fünf andere Bieter. Diese zweite Firma war beim ersten Los um ungefähr 50 000 Mark teurer gewesen als die Zuschlagträgerin, hatte also ihre eigenen Preise aus der ersten Verdingung um ungefähr 40% unterboten. Es lag auf der Hand, daß bei dieser Art der Ausschreibung von einer unbefangenen Preisbildung nicht mehr die Rede sein konnte. Die erste Firma beanstandete deshalb auch die Verdingung, insbesondere angesichts der großen Wahrscheinlichkeit, daß die Einheitspreise der ersten Ausschreibung unmittelbar als Richtschnur für die zweite gedient haben mußten, denn sie waren bei der Gleichartigkeit des zweiten Loses erstens leicht zu erraten und zweitens den Wettbewerbern wahrscheinlich unmittelbar zugänglich geworden. Die beschwerdeführende Firma drang mit ihren Einsprüchen rechtlich nicht durch. Die Mindestfordernde bekam den Zuschlag, der praktische Erfolg des Einspruches bestand aber darin, daß das dritte Los freihändig zwischen den beiden Zuschlagträgern zu mittleren Preisen geteilt wurde. Hierdurch wurde das durch die zweite Ausschreibung an der ersten Firma immerhin begangene Unrecht wenigstens zum Teil wieder gut gemacht und zwar in einer Form, die auch den Interessen der Verwaltung ausreichend Rechnung trug.

Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) für den Geschäftsbereich der Reichspost. Der Reichspostminister hat in einem Erlaß vom 5. Oktober 1926 bestimmt, daß die Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB) und die neuen Besonderen Vertragsbedingungen für den Geschäftsbereich der Deutschen Reichspost zunächst probeweise als Dienstvorschrift eingeführt werden. Alle bisher ergangenen das Verdingungswesen für Bauarbeiten betreffenden Verfügungen werden, soweit sie der neuen VOB widersprechen, bis auf weiteres außer Kraft gesetzt. — Der Reichspostminister gibt der Erwartung Ausdruck, daß eine wesentliche Vereinfachung und wirtschaftlichere Durchführung der Verdingungen eintreten wird, wenn die neue VOB zusammen mit den Technischen Vorschriften für Bauleistungen einheitlich bei allen vergebenden Dienststellen eingeführt sein wird. Über die mit den neuen Bestimmungen gemachten Erfahrungen und über etwaige Abänderungsvorschläge haben die zuständigen Stellen am 1. Oktober 1927 zu berichten.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 16. September 1926.

Kl. 12 f, Gr. 3. E 31 465. Fa. Bruno Ehrig & Co., Bautzen i. Sa. Verfahren zur Herstellung von säure- und laugefesten gemauerten oder betonierten Gefäßen. 25. X. 24.

Kl. 12 f, Gr. 3. E 33 325. Fa. Bruno Ehrig & Co., Bautzen i. Sa. Herstellung säure- und laugenfester Behälter; Zus. z. Anm. W 31 465. 9. XI. 25.

Kl. 20 i, Gr. 3. W 70 313. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Company, Limited, London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 29. VIII. 25. V. St. Amerika 20. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 37 vom 16. September 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 434 675. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Gestell zum Abstützen der Rundholzlagen für den Grubenausbau. 16. XI. 22. B 107 166.

Kl. 5 c, Gr. 9. 434 676. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Grubenausbau. 17. X. 24. B 116 149.

Kl. 5 c, Gr. 10. 434 826. Hans Hahn, Osnabrück, Gertrudenstr. 22. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 18. IX. 24. H 98 542.

Kl. 5 d, Gr. 10. 434 679. Emil Kellenberger, St. Gallen, Schweiz; Vertr.: Georg Schmidt, Freiburg i. Baden, Kaiserstr. 89. Selbsttätiger Antrieb für Geschwindigkeitsregler bei Bremsbergförderung. 3. V. 25. K 94 072.

Kl. 5 d, Gr. 15. 434 680. Fa. Deutsche Ton- und Steinzeug-Werke Akt.-Ges., Charlottenburg. Rohrleitung zum Fördern von Versatzgut. 19. XII. 24. D 46 848.

Kl. 5 d, Gr. 17. 434 681. Heinrich Kluse, Karnap. Aufhängevorrichtung für Rohrleitungen. 10. III. 25. K 93 371.

Kl. 19 a, Gr. 29. 434 850. Julius Brune, Hamborn, Marienstr. 3. Als Handstock ausgebildete Meßvorrichtung mit aufklapp- und feststellbaren Schenkeln. 6. IX. 25. B 121 661.

Kl. 20 h, Gr. 6. 434 926. Fa. Etablissements de Dion-Bouton, Société Anonyme, Puteaux, Seine, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Vorrichtung zur Umkehrung von auf Schienensträngen fahrenden Fahrzeugen. 9. III. 26. E 33 808. Frankreich 18. III. 25.

Kl. 20 i, Gr. 17. 434 853. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Elektrische Weichenstellvorrichtung. 23. VIII. 25. A 45 764.

Kl. 20 i, Gr. 17. 434 927. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung für elektrische Weichenstellvorrichtungen. 23. IX. 25. A 45 944.

Kl. 20 k, Gr. 7. 434 789. Josef Mitterer, Regensburg, Sternberger Str. 5. Bolzenverbindung zur Befestigung von Erdungsdrähten u. dgl., insbes. an Bahnschienen. 19. V. 25. M 89 780.

Kl. 37 a, Gr. 4. 434 874. Cristian Olbertz, Köln-Klettenberg, Breibergstr. 13. Hohlwand aus Hohlsteinen mit Plattenbekleidung. 20. I. 21. O 12 055.

Kl. 80 b, Gr. 25. 434 779. Fa. Continentale Prodorit A. G., Mannheim-Rheinau. Pechbetonmasse. 15. I. 25. C 36 020.

Kl. 81 e, Gr. 136. 434 662. Zeitzer Eisengießerei und Maschinenbau Akt.-Ges., Zeitz. Entleerungsvorrichtung für Großraumbunker. 17. VI. 25. Z 15 371.

Kl. 85 e, Gr. 8. 434 908. „Phoenix" Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abt. Hoerder Verein, Hoerde i. W. Verfahren zum Verlegen von Rohrsträngen; Zus. z. Pat. 427 071. 1. II. 25. P 49 655.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Bericht über die VIII. Tagung der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands in Freiburg i. Br. am 12. September 1925. Erstattet vom Vorstande. Verlag Curt R. G. Vincentz, Hannover 1926. Preis RM. 2,60. (Zu erhalten vom Geschäftsführer der Vereinigung Oberbaurat Todt, Hamburg, Admiralitätsstraße 56 I, gegen Voreinsendung des Betrages.)

Die Niederschrift der vorstehend genannten Verhandlungen besitzen zu können, wird vielen Fachgenossen von besonderem Werte sein, liegen doch in ihr die vielgestaltigen Erfahrungen festgelegt, welche deutsche Baupolizeibeamten in ihrer praktischen Arbeit gemacht haben, und werden doch in Verbindung hiermit in der Schrift eine Anzahl allgemein bedeutsamer Fragen behandelt; unter ihnen seien herausgegriffen die Vorträge über die Musterbauordnung (Stadtbaurat Dr.-Ing. Küster, Görlitz); Baupolizei und Stadtbaukunst (Stadtbaudirektor Plotz, Mannheim); Entwurf eines Städtebaugesetzes (Magistratsoberbaurat Berger, Breslau); Bauunfälle und Strafrecht (vom Vorsitzenden der Vereinigung Magistratsbaurat Dr.-Ing. Sachs, Dortmund); Baupolizeiliche Bestimmungen für Kraftwagenhalter usw. (Magistratsbaurat Schwarz, Königsberg) u. a. m. Für die größere Allgemeinheit der Ingenieure sind im besonderen die Leitsätze wichtig, welche im Anschlusse an den oben genannten Vortrag von Dr. Sachs angenommen wurden und u. a. für die strafrechtliche Behandlung technischen Verschuldens Sondergerichte von Richtern und voll ausgebildeten Technikern fordern, ferner eine neuzeitliche Definition für einen „Verstoß gegen allgemein anerkannte Regeln der Baukunst", bis dahin aber eine Untersuchung wünschen, ob die Tatbestandsmerkmale der § 222 und 230 des R. Str. G. B. auch erfüllt sind, und endlich eine Einteilung der gerichtlichen Bausachverständigen nach Spezialfächern vorschlagen. Schon alle diese kurzen Andeutungen lassen erkennen, welch allgemein wertvolles, der Praxis entnommenes und ihr dienstbares Material der Tagungsbericht — vor allem auch für die in der baulichen Praxis stehenden Bauingenieure — enthält. M. F.

Betonstraßen in Deutschland. Herausgeber Baurat Dr.-Ing. Riepert. Berlin. 1926. Zementverlag G. m. b. H. Preis geh. RM. 2,40, geb. RM. 3,30.

Die klar und übersichtlich verfaßte Broschüre führt bestens in den Betonstraßenbau in Deutschland ein. Nach einer Einleitung, die sich auf die Fragen: Kraftwagen und Straße, Straße und Beton, und ältere Betonstraßen beschränkt, folgt der Hauptteil: neuzeitliche deutsche Betonstraßen. Behandelt und ausführlich gewertet werden hier die verschiedenen Versuchsstrecken reiner Betonstraßen bei München, dann die bei Braunschweig, in Gelsenkirchen, dann die Ausführungen im Kreis Teltow, in Wiesbaden, bei Magdeburg und bei Barby; es folgen Betonstraßen in Sonderbauweise, in Soliditit-Beton bei Münster, Düsseldorf, Köln, Dresden-Pirna und anderen Orten, weiter Versuchsstrecken mit Stahlbeton, solche mit dem Betonspritzverfahren hergestellt, und endlich mit Hartsteinschlackenbelag. Im Anhang sind die vorläufigen Merkblätter (herausgegeben von der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau) für den Bau von Automobilstraßen in Beton und für deren Unterhaltung gegeben. Zahlreiche Abbildungen unterstützen die besonders durch Mitteilung der Bauergebnisse wertvollen Ausführungen. Bei der hohen Bedeutung, die z. Z. dem Betonstraßenbau zukommt, wird die Riepertsche Schrift in allen Kreisen der Ingenieurwelt besten Widerhall finden und der weiteren Einführung des Betonbaues auch im Straßenbau neue Wege bahnen. M. F.

Tafel zur Bemessung der Druckstäbe für Stahl 37 und Stahl 48 (ω-Verfahren) nach den amtlichen Vorschriften für Eisenbauwerke. (B. E.) 1925. (1 Tafel, 4 Seiten) 50×65 cm. Von Regierungsbaumeister Fr. Eisner. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin. 1926. Preis RM. 3,40.

Die Tafel stellt eine Erweiterung der Tafel dar, die der durch seine Arbeiten auf dem Gebiete der Nomographie bekannte Verfasser im Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1925 veröffentlicht hat. Sie ist für Stahl 37 und Stahl 48 gesondert gedruckt — auf starkem Papier beiderseits — und ermöglicht nach Wahl des Querschnitts (F und J) die sofortige Bestimmung der Knickzahl ω ohne vorherige zahlenmäßige Ermittelung des kleinsten Trägheitshalbmessers und des Schlankheitsgrades. Außerdem gestattet sie eine sehr schnelle Prüfung, ob die in dem gewählten Querschnitt auftretende Spannung den zulässigen Wert überschreitet oder nicht, und eine etwaige schnelle Berichtigung.

Eine drei Seiten starke Druckschrift mit Erläuterungen ist beigegeben und ermöglicht auch dem mit nomographischen Verfahren Nichtvertrauten das Verständnis. Die Benutzung der Tafel ist zweifellos sehr zeitsparend und kann jedem Statiker und statischen Büro durchaus empfohlen werden. Petermann.

Mein Lebensweg und meine Tätigkeit. Eine Skizze. Von C. Bach. VI, 108 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geh. RM. 4,20, geb. RM. 5,10.

Ein prachtvolles Buch! Der äußere und innere Werdegang von C. Bach liegt vor uns. Wie viel Mühe und Arbeit, welche Entbehrung und Entsagung, welche ideale Hingabe an den Beruf, welche Kraft von Körper und Geist hat es gekostet, bis der Verfasser sein einmal gestecktes Ziel erreichte — ein selbstgewordener Mann im besten Sinne dieses Wortes! Ein jeder junge Deutsche, nicht nur der, welcher als Fachgenosse den Spuren des Meisters folgen will, sollte das Buch lesen, sollte aus ihm ersehen und lernen, was in den vergangenen Jahrzehnten unsere Industrie groß und maßgebend gemacht, unser Land vom Agrarstaat zu einem der bedeutendsten Industrielande umgewandelt und das ehemalige „Schlecht und billig" in beste Artarbeit umgewandelt hat. Und wieviel reiche Lebenserfahrung als Mensch und als Ingenieur wie als Jugenderzieher, welche Abklärung, welche wertvolle Behandlung und Beurteilung unserer sozialen Verhältnisse spricht aus allen den Anlagen zur Darstellung des äußeren Lebensweges, die C. Bach seinem Werke beifügt. Eine Schrift liegt vor uns, wert, Allgemeingut unserer deutschen Jugend, namentlich der akademischen, zu werden. M. F.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 29. Oktober 1926 Heft 44

MASCHINENFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin.

Übersicht. Einleitung. Betrachtungen über den Einfluß der Fundamentmassen. Herleitung von allgemeinen Schwingungsformeln. Schwingungen des Fundamentes auf dem Baugrund. Formeln für lotrechte und wagerechte Eigenfrequenz bei Flach- und Pfahlgründungen. Pfahlböcke zur Sicherung der seitlichen Steifigkeit und deren günstigste Anordnung. Bewegungserscheinungen an Maschinenfundamenten und deren Ursachen. Die Kreiselwirkung bei Turbinenfundamenten. Einfluß der anschließenden Dampf-Rohrleitungen. Schwingungen innerhalb des Fundamentkörpers. Berechnung der Massenkräfte bei rotierenden, hin- und hergehenden und stoßweise wirkenden Massen. Von der bisherigen abweichende Formel für die Fliehkräfte. Betrachtungen über den dynamischen Faktor und Ermittlung desselben aus dem Frequenzverhältnis. Der Vorteil von starren Fundamenten. Zahlenbeispiel. Zulässige Spannungen bei periodischen Kraftwirkungen. Massenkräfte bei Fördergerüsten, Aufzügen usw. — Zusammenfassung. — Erwiderung auf die Ausführungen von Prof. Mörsch.

Es unterliegt wohl keinem Zweifel, daß die Maschinenfundamente wichtige Bauwerke sind. Zur Betriebssicherheit eines jeden Werkes ist die zuverlässige Gründung seiner Maschinen Vorbedingung. Wenn das Fundament nicht standhält, dann entsteht nicht nur der Schaden an der Maschine selbst, es können vielmehr Betriebsstörungen von großer Tragweite eintreten. Man braucht nur an eine Maschine zu denken, die für einen großen Betrieb als Kraftquelle dient und wegen erforderlich gewordener Fundament-Verstärkungsarbeiten längere Zeit außer Betrieb gesetzt werden muß. Vom Standpunkt des Bauingenieurs ist die Frage der Maschinengründungen von besonderer Bedeutung, weil er beim Bau derselben meistens weitgehende Garantien übernimmt.

Trotz alledem ist die Berechnung und konstruktive Ausbildung der Maschinenfundamente — von Turbinenfundamenten abgesehen — noch nicht geklärt. Das ist wohl z. T. darauf zurückzuführen, daß dieses Gebiet zwischen dem Maschinen- und Bauingenieur liegt und keiner sich dazu berufen fühlt. Andererseits sind auch diese Bauwerke einer Berechnung nicht leicht zugänglich.

Es soll hier nun versucht werden, für die Konstruktion von Maschinenfundamenten allgemeine Richtlinien zu geben; damit im Zusammenhang sollen auch die vom Verfasser bereits ausgearbeiteten Leitsätze für Turbinenfundamente[1]) ergänzt und weiter ausgebaut werden.

Die Maschinenfundamente unterscheiden sich von anderen Bauwerken hauptsächlich dadurch, daß auf sie immer wiederkehrende Kraftimpulse im Takte der laufenden Maschine einwirken, wodurch das Fundament in Schwingungen gerät. Die Schwingungsausschläge und die hierdurch hervorgerufenen Beanspruchungen werden um so größer, je näher die eigene Schwingungszahl, die Eigenfrequenz des Fundamentes, zur Maschinen-Tourenzahl steht. Bei Übereinstimmung beider Frequenzen (Resonanz) wird der Schwingungsausschlag mit jedem auch noch so kleinen Impulse verstärkt und das Fundament muß — bei Vernachlässigung der Schwingungsdämpfung — in die Brüche gehen, wenn es auch noch so stark gebaut ist. Wie bei den Turbinenfundamenten, so ist also auch bei der Konstruktion von Maschinengründungen im allgemeinen erste Vorbedingung, daß die Eigenfrequenz und die Maschinen-Tourenzahl einen genügend großen Unterschied aufweisen. Zur Befriedigung dieser Resonanzklausel muß somit die Eigenfrequenz des Fundamentkörpers bestimmt werden. Neben der schwingungstechnischen Untersuchung hat dann noch die Berechnung des Fundamentes gegen statische und dynamische Kräfte zu erfolgen.

Wie steht es nun mit der Eigenfrequenz des Fundamentkörpers?

Die konstruktive Unsicherheit und der Wunsch nach standhaften Fundamenten lassen meistens überaus klobige Gründungskörper entstehen (von Turbinenfundamenten sei hier nicht gesprochen). Die Eigenfrequenz eines so kompakten starren Körpers liegt sehr hoch, so daß eine Resonanz mit der Maschinen-Tourenzahl kaum zu befürchten ist. Wie kommt es nun, daß diese massigen Fundamente trotzdem manchmal in Schwingungen geraten und der Schwingungsausschlag so groß wird, daß die Maschine abgestellt und das Fundament verstärkt werden muß? Die Antwort findet sich von selbst, wenn man bedenkt, daß der Fundamentkörper in sich zwar starr ist, daß er aber auf dem elastischen Baugrund ruht. Es genügt nicht, die Untersuchung der Schwingungszahl auf den Fundamentkörper zu beschränken, sie muß vielmehr auch auf den Baugrund ausgedehnt werden. Man denke sich z. B. einen starren Beton-Fundamentklotz, der eine Dampfmaschine mit 150 Touren trägt, auf einen Hartgummiboden gestellt. Wenn man das Fundament beispielsweise seitlich anschlägt, dann entsteht eine hin- und herpendelnde, schaukelnde Bewegung mit einer Eigenfrequenz, die ziemlich niedrig liegt (langsames Schwingen), da der Boden sehr elastisch ist. Nehmen wir an, daß die Eigenfrequenz 200 beträgt, dann ist die Sicherheit gegen Resonanz nicht groß, trotzdem das starre Betonfundament sehr hoch über der Tourenzahl liegende Frequenzen aufwiest. Wird dieses Fundament unter Beibehaltung derselben Maschine und desselben Untergrundes im landläufigen Sinne „stärker" ausgebildet, d. h. mit noch mehr Betonmassen ausgestattet, so wird dadurch die Eigenfrequenz vermindert, da die größere Masse langsamer schwingt, und es wird das Gegenteil vom Bezweckten erreicht, indem man sich der Resonanz noch mehr nähert. Dieses Beispiel zeigt gleich, daß die Güte der Fundamente nicht unbedingt mit den hineingepackten Massen wächst.

Man kann vielfach die irrige Ansicht hören, daß allein die Vergrößerung der Fundamentmassen die Schwingungsausschläge verkleinert, und diese Auffassung wird wie folgt begründet: Die ruhenden Teile der Maschine bilden mit dem Fundament zusammen die Masse m_1 mit dem Schwerpunkt S_1, die hin- und hergehenden Teile die Masse m_2 mit dem Schwerpunkt S_2; die Gesamtanlage hat dann die Masse $m = m_1 + m_2$ mit dem Gesamtschwerpunkt S, der sich als Resultierende der beiden Teilschwerpunkte ergibt. Man geht nun davon aus, daß der Gesamtschwerpunkt S in Ruhe bleibt (dynamisches Prinzip der Erhaltung der Ruhe des Schwerpunktes). Verschiebt sich also bei der hin- und hergehenden Bewegung die Masse m_2, so muß auch eine entgegengesetzte Verschiebung der Masse m_1 (Fundament) eintreten, damit die beiden Schwerpunkte S_1 und S_2 als Resultierende wieder den (ruhenden) Schwerpunkt S ergeben. Je größer nun die Masse m_1 im Verhältnis zu m_2 ist, um so kleiner werden die Bewegungen, die der Schwerpunkt S_1 bzw. das Fundament auszuführen hat, und daraus wird die günstige Wirkung der Massenvergrößerung hergeleitet. Dieser Gedankengang übersieht, daß das Prinzip der Schwer-

[1]) „Dampfturbinen-Fundamente", veröffentlicht in dieser Zeitschrift, Jahrgang 1924, S. 772, ferner Diskussion darüber mit Herrn Dr. Geiger und Prof. Kayser, 1925, S. 339, 343 u. 379.

punktserhaltung nur dann anwendbar ist, wenn keine Führungen vorhanden sind, aber nicht im vorliegenden Falle, wo doch die Masse m_1 durch die Auflagerung des Fundamentes am Baugrund festgehalten ist. Die Vergrößerung der Fundamentmassen kann u. U. geradezu schädlich werden, wie es das obige Beispiel beweist, wobei zur Erhöhung der Sicherheit im Gegenteil eine Verminderung der Massen oder andere weiter unten zu erörternde Maßnahmen am Platze sind. Außerdem ist es die Aufgabe eines jeden Konstrukteurs, aus wirtschaftlichen Gründen Materialverschwendung — und noch dazu an unrechter Stelle — zu vermeiden, auch wenn dem entgegengehalten werden sollte, daß die Baukosten der Maschinenfundamente im Verhältnis zu den Beschaffungskosten der Maschinen keine Rolle spielen.

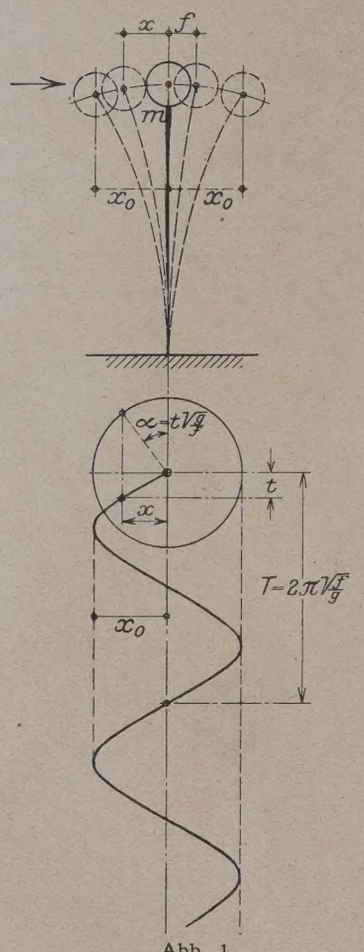


Abb. 1.

Zur rechnerischen Bestimmung der Eigenfrequenz des am Boden schwingenden Fundamentes sollen nun zuerst einige grundlegende Formeln für die Schwingung einer elastisch gestützten Masse m hergeleitet werden[2]). Zu diesem Zwecke wollen wir von der auf Abb. 1 dargestellten Anordnung ausgehen, wobei die Masse m am oberen Ende eines lotrecht stehenden masselosen elastischen Stabes (Feder) sitzt und durch einen wagerechten Impuls ausgelenkt wird. Die Masse führt dann bekanntlich um ihre Ruhelage Schwingungen aus und befindet sich im Zeitpunkt t im Abstande x; ihre Geschwindigkeit in dieser Lage beträgt $v = \frac{dx}{dt}$, ihre Beschleunigung $p = \frac{d^2x}{dt^2}$. Die einzige auf die Masse wirkende Kraft ist die elastische Spannkraft der Feder, die nach der Ruhelage gerichtet und deren Größe mit dem Ausschlage x proportional ist (Proportion zwischen Dehnungen und Spannungen in der Feder). Die Bestimmung der zum Ausschlag x gehörenden Kraftgröße ist auf Grund der Elastizitätslehre ohne weiteres möglich, genau so, wie der Statiker umgekehrt die von einer Kraft hervorgerufene Durchbiegung ermittelt. Wir wollen uns nicht in Spezialformeln verlieren und denken uns aus den elastischen Auflagerbedingungen der Masse m denjenigen Ausschlag f ermittelt, der vom Gewicht G der Masse hervorgerufen wird, wenn die Kraft G in der Schwingungsrichtung, also in unserem Falle wagerecht, wirken würde. Die gesuchte Spannkraft der Feder in der Lage x ist dann:

$$P = \frac{x}{f} G;$$

da ferner $G = m.g$, so erhalten wir weiter:

$$P = \frac{x}{f} m g.$$

Zwischen der Kraft P und der von ihr hervorgerufenen Beschleunigung p besteht nun die bekannte dynamische Gleichung:

$$p = \frac{P}{m},$$

in unserem Falle also:

$$(1) \qquad \frac{d^2x}{dt^2} = -\frac{g}{f} x,$$

wobei durch das Minuszeichen ausgesprochen ist, daß die Kraft die Abszisse x zu verkleinern sucht. Die Lösung dieser Differentialgleichung lautet:

$$(2) \qquad x = C_1 \sin\left(t\sqrt{\frac{g}{f}}\right) + C_2 \cos\left(t\sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Mit der Anfangsbedingung $t = o$, $x = o$ erhält man $C_2 = o$, und die Gleichung geht dann über in

$$x = C_1 \sin\left(t\sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Die Bedeutung von C_1 ist leicht zu erkennen, wenn man t so wählt, daß der Sinusausdruck Größtwert, also = 1 wird; dann erhält man die Amplitude $x_0 = C_1$, und die Schwingungsgleichung lautet schließlich wie folgt:

$$(3) \qquad x = x_0 \sin\left(t\sqrt{\frac{g}{f}}\right).$$

Der Schwingungsausschlag x ist also eine Sinusfunktion der Zeit t. Am meisten interessiert hierbei die Periode T, d. h. die Zeitspanne einer ganzen Schwingung. In dieser Zeit muß der Winkelausdruck um 2π anwachsen (volle Kreisdrehung auf Abb. 1), es ist demnach

$$2\pi = T\sqrt{\frac{g}{f}}$$

oder

$$(4) \qquad T = 2\pi\sqrt{\frac{f}{g}}.$$

Will man die Frequenz n, d. h. die Anzahl der ganzen Schwingungen pro Minute haben, dann erhält man:

$$(5) \qquad n = \frac{60}{T} = \frac{60\sqrt{g}}{2\pi} \cdot \frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{300}{\sqrt{f}}.$$

Diese allgemeinen Formeln wollen wir nun zur Bestimmung der Eigenfrequenz eines am Baugrund schwingenden Maschinenfundamentes benutzen. Vorausgesetzt, daß der Boden elastisch ist, und auch Proportionalität zwischen Dehnungen und Spannungen besteht (wie es auch bei Langschwellenberechnungen u. dgl. angenommen wird), ferner daß das Fundament als starre, im Schwerpunkt vereinigte Masse angesehen werden kann, erhält man bei zentrisch wirkender Schwerkraft

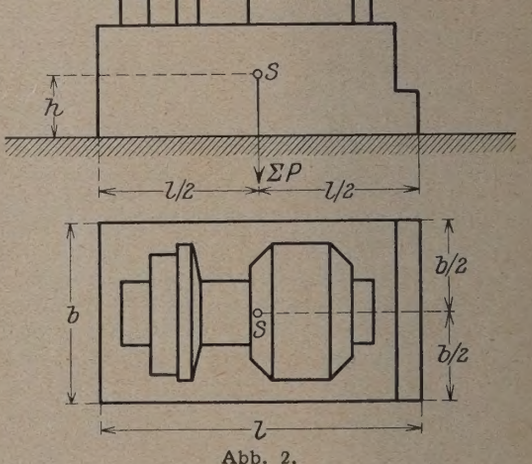


Abb. 2.

[2]) Näheres darüber siehe Vorlesungen über technische Mechanik von Prof. Dr. A. Föppl; Technische Schwingungslehre von Prof. Dr. Hort, Grundzüge der technischen Schwingungslehre von Prof. Dr. O. Föppl.

und rechteckiger Grundfläche für Schwingungen in lotrechter Richtung (vgl. Abb. 2):

$$f_1 = \frac{\sigma}{C} = \frac{\sum P}{b\,l\,C}, \tag{6}$$

wobei

$\sum P$ die gesamten Lasten, also Fundament- und Maschinengewicht,

b die Breite,

l die Länge der Fundamentgrundfläche und

C die Bettungsziffer des Bodens, d. h. die Verhältniszahl zwischen Pressung und zugehöriger Einsenkung

bedeuten. Durch Einsetzen der obigen Senkung f_1 in die Gleichung (5) erhält man die lotrechte Frequenz der Gründung. Aus Gleichung (6) ist zu entnehmen, daß die lotrechte Frequenz um so höher liegt, je kleiner die Masse und je größer die Grundfläche sowie die Bettungsziffer (je fester der Boden) ist.

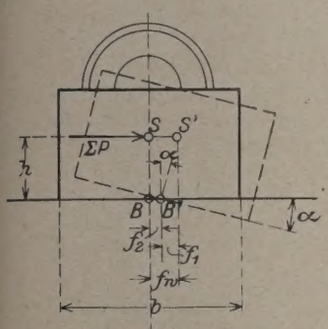


Abb. 3.

Die Frequenzermittlung in wagerechter Richtung ist schwieriger. Wie aus Abb. 3 zu ersehen ist, setzt sich der Ausschlag f_w des Schwerpunktes aus zwei Teilen zusammen, aus der Verschiebung f_1, die durch das Kippen des Fundamentkörpers, und aus der Verschiebung f_2, die von der Verschiebung der Grundfläche herrührt, beide hervorgerufen durch die in Schwerpunktshöhe wagerecht angesetzte Schwerkraft. Als Schwerpunkt gilt hierbei der gemeinsame Schwerpunkt der Fundament- und Maschinengewichte.

Die Ermittlung von f_1 kann mit Hilfe der Bettungsziffer erfolgen. Die Kantenpressung ist

$$\sigma = \frac{6\,h\sum P}{b^2\,l}$$

und die zugehörige elastische Kantensenkung:

$$\delta = \frac{\sigma}{C} = \frac{6\,h\sum P}{C\,b^2\,l};$$

durch das Kanten des Fundamentkörpers entsteht demnach die Neigung:

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\delta}{\frac{b}{2}} = \frac{12\,h\sum P}{C\,b^3\,l}$$

und daraus ergibt sich die gedachte wagerechte Verschiebung des Schwerpunktes infolge Kippens zu

$$f_1 = h\operatorname{tg}\alpha = \frac{12\,h^2\sum P}{C\,b^3\,l}, \tag{7}$$

wobei h die Höhenlage des Gesamtschwerpunktes über Fundamentunterkante bedeutet.

Der Deformationsanteil f_2 kann durch die Bettungsziffer, die die Bodenelastizität in lotrechter Richtung kennzeichnet, nicht ausgedrückt werden, und es muß hier ein neuer Zahlenwert S eingeführt werden, den wir Schubziffer nennen wollen, und der das Verhältnis zwischen der Schubspannung in der Grundfläche und der dazugehörigen Verschiebung angibt. Es ist also

$$S = \frac{\tau}{f_2}, \tag{8}$$

und man erhält analog zu Gleichung (6):

$$f_2 = \frac{\tau}{S} = \frac{\sum P}{S\,b\,l}. \tag{9}$$

Die gesamte Verschiebung des Schwerpunktes ergibt sich zu

$$f_w = f_1 + f_2 = \frac{12\,h^2\sum P}{C\,b^3\,l} + \frac{\sum P}{S\,b\,l} = \frac{\sum P}{b\,l}\left[\frac{12\,h^2}{C\,b^2} + \frac{1}{S}\right], \tag{10}$$

woraus nach Formel (5) die Eigenfrequenz berechnet werden kann. Wie aus der Formel (10) zu ersehen ist, wird die wagerechte Frequenz um so höher, je kleiner die Masse und je größer die Grundfläche sowie die Bettungs- und Schubziffer ist (wie bei der lotrechten Frequenz); besonders stark wächst sie ferner mit der Verringerung des Schwerpunktshöhe h und mit der Verbreiterung b der Grundfläche in der Schwingungsrichtung.

Nun ist die Schubziffer S nicht bekannt, und es liegen auch für die Bettungsziffer C leider nur sehr mangelhafte Angaben vor; der Verfasser hat infolgedessen zur Ermittlung der Bodenelastizität die Vornahme von Versuchen beantragt und hierzu einen Versuchsplan ausgearbeitet, worüber zu gegebener Zeit berichtet werden soll. Für die Bettungs- und Schubziffer kann man sich übrigens auf verhältnismäßig einfache Weise an der Baustelle Anhaltspunkte verschaffen. Zur Ermittlung der Bettungsziffer ist nur die Messung von Einsenkungen einer möglichst großen Probegrundplatte unter verschieden großen Lasten erforderlich. Die Schubziffer erhält man nach Abb. 4 aus der gegenseitigen Annäherung von zwei Probe-Fundamentklötzen, die durch ein Zugband mit wechselnder Zugkraft Z zueinander gezogen werden. Die Größe der Zugkraft kann aus der Deformation des durch Spannschloß gespannten Zugbandes gemessen werden. Die zur jeweiligen Zugkraft gehörende gegenseitige Verschiebung der Fundamentkörper erhält man aus der Ganghöhe und Umdrehungszahl des Spannschlosses nach Abzug der Zugbanddeformation. Die Zugkraft kann nicht beliebig gesteigert werden, weil die Resultierende des Fundamentgewichtes mit der Zugkraft innerhalb des Reibungskegels bleiben muß, da sonst Gleiten stattfindet.

Wenn die auf Grund der vorigen Formeln errechnete Eigenfrequenz der Maschinen-Tourenzahl nahesteht, so muß durch Änderung der Fundamentmassen bzw. der Abmessungen die Eigenfrequenz erhöht oder verringert werden. Ist das im

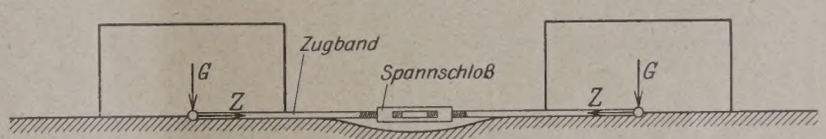


Abb. 4.

gewünschten Maße nicht möglich, dann kann eine künstliche Änderung der Bettungsziffer durch Pfahlgründung oder durch Einschaltung einer elastischen Schicht, wie es aus Gründen der Isolierung gegen Erschütterungen und Geräusche vielfach gemacht wird, erfolgen. Die Pfähle bewirken in diesem Falle eine größere Steifigkeit des Baugrundes, wogegen bei unzuverlässigem Boden das Fundament überhaupt auf Pfähle gesetzt oder eine andere Tiefgründung vorgenommen werden muß.

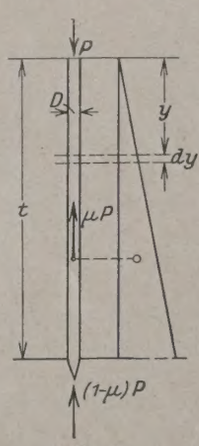


Abb. 5.

Bei Einschaltung einer elastischen Schicht erfolgt die Frequenzberechnung ebenfalls nach den Formeln (6) und (10), nur müssen die durch diese elastische Schicht bedingten niedrigeren Bettungs- und Schubziffern eingesetzt werden.

Zur Berechnung der Eigenfrequenz bei Pfahlgründung wollen wir uns zuerst mit der Deformation des einzelnen Pfahles befassen. Von der Pfahlbelastung P (Abb. 5) wird ein Teil μP am Pfahlumfange durch die Reibung zwischen Pfahloberfläche und Boden auf den Baugrund übertragen; da der auf die Pfahloberfläche wirkende Erddruck mit der Tiefe linear zunimmt, ist anzunehmen, daß auch die Reibungskraft in derselben Weise nach unten anwächst.

Der andere Teil $(1-\mu)\,P$ der Last wirkt an der Pfahlspitze als Einzellast. Auf den Pfahlquerschnitt in der Tiefe y wirkt dann die Kraft

$$(11)\qquad P_y = P - \frac{y^2}{t^2}\,\mu P = P\left(1-\frac{y^2}{t^2}\,\mu\right),$$

und die Längenänderung des Pfahles ist

$$(12)\qquad f = \int_0^t \frac{P_y}{E\,F}\,dy = \frac{P}{E\,F}\int_0^t \left(1-\frac{y^2}{t^2}\,\mu\right)dy = \frac{P\,t}{E\,F}\left(1-\frac{\mu}{3}\right),$$

wobei t die Pfahllänge,
F den Querschnitt und
E die Elastizitätszahl des Pfahles

bedeuten. Wenn $\mu = 0$, die Lastübertragung also nur an der Pfahlspitze erfolgt und Reibungskräfte nicht auftreten, dann ist $f = \frac{P\,t}{E\,F}$; wenn dagegen die ganze Last nur durch die Reibung zwischen Pfahl und Boden übertragen wird und dementsprechend $\mu = 1$ ist, dann entsteht die Deformation $f = \frac{2}{3}\cdot\frac{P\,t}{E\,F}$. Je schlechter der Boden ist, der den Pfahl umschließt, um so kleiner wird die Reibungskraft, man nähert sich dann dem ersten Werte, wogegen bei gutem Baugrund eher der zweite, kleinere Wert anzuwenden ist.

Vorausgesetzt, daß die Pfahlspitze im Boden unbeweglich feststeht, ergeben die obigen Längenänderungen gleichzeitig die absolute Senkung der Pfahlköpfe bzw. des daranf sitzenden Fundamentes, und die Formel (12) dient dann gleich zur Ermittlung der Eigenfrequenz. Für die lotrechte Frequenz der auf Abb. 6 dargestellten Pfahlgründung ist darin einfach $\frac{\sum P}{r}$ für die Pfahlbelastung zu setzen, wobei r die Anzahl der Pfähle bedeutet, und man erhält:

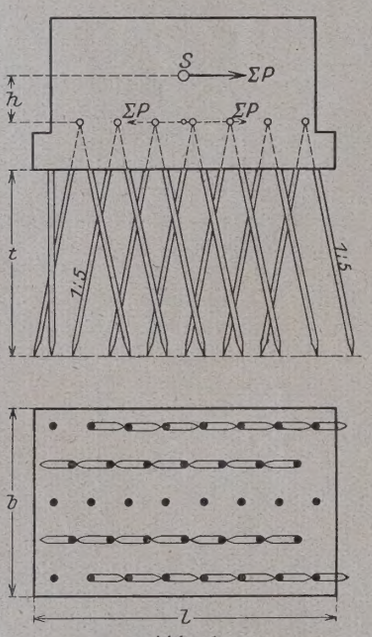


Abb. 6.

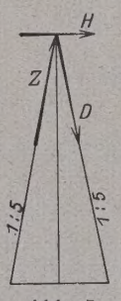


Abb. 7.

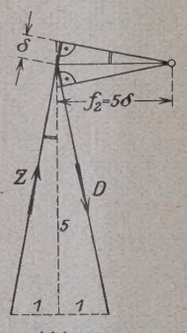


Abb. 8.

$$(13)\qquad f = \frac{\sum P}{r}\cdot\frac{t}{E\,F}\left(1-\frac{\mu}{3}\right).$$

Die Frequenz ergibt sich wieder aus Formel (5). Die obige Formel besagt, daß die Vergrößerung der Last und der Pfahllänge eine Verminderung der Frequenz zur Folge hat, während die Vergrößerung der Pfahlanzahl und des Pfahlquerschnittes höhere Eigenfrequenzen hervorruft.

In wagerechter Richtung leisten nur die Pfahlböcke Widerstand, sie können in der Höhe, wo sich die zugehörigen beiden Schrägpfähle kreuzen, wagerechte Kräfte H aufnehmen, die sich nach den beiden Pfahlrichtungen in eine Zug- und eine Druckkomponente (Z und D) zerlegen (Abb. 7). Da die Widerstandsfläche in Höhe der Bockköpfe liegt, so muß die gedachte durch den Schwerpunkt gehende wagerechte Kraftwirkung auf diese Fläche bezogen werden. Nach Abb. 6 wirken dort: ein Moment $\sum P\,h$ und eine Schubkraft P. Wie bei der wagerechten Bodenfrequenz für Flachgründungen, so besteht auch hier die Verschiebung des Schwerpunktes aus zwei Teilen, hervorgerufen durch das Kippmoment und die Schubkraft.

Die Verschiebung infolge des Kippmomentes kann bei gleichmäßiger Pfahlteilung aus Formel (7) bestimmt werden, wenn für die Bettungsziffer C der entsprechende Wert gesetzt wird. Da die Bettungsziffer die Verhältniszahl zwischen Pressung und Einsenkung bedeutet, muß gesetzt werden:

$$C = \frac{\sum P}{b\,l}\cdot\frac{r\,E\,f}{\sum P\,t\left(1-\frac{\mu}{3}\right)} = \frac{r\,E\,F}{b\,l\,t\left(1-\frac{\mu}{3}\right)},$$

und nach Formel (7) ergibt sich dann:

$$(14)\qquad f_1 = \frac{12\,h^2\,t\sum P\left(1-\frac{\mu}{3}\right)}{l^2\,r\,E\,F},$$

wobei l die Grundflächenabmessung in der Schwingungsrichtung und
h den Abstand des Schwerpunktes von der wagerechten Pfahlkreuzungslinie bedeutet.

Der Deformationsanteil infolge Schubkraft läßt sich wie folgt ermitteln: Wenn die r Pfähle r_1 lotrechte und r_2 Schrägpfähle enthalten ($r = r_1 + r_2$), so daß $\frac{r_2}{2}$ Pfahlböcke vorhanden sind, dann entfällt von der Schubkraft auf jeden Pfahlblock der Anteil $H = \frac{2\sum P}{r_2}$. Diese Kraft zerlegt sich nach Abb. 7 bei einer Pfahlneigung 1 : 5 in die Komponenten

$$D = -Z = \frac{5}{2}H = \frac{5}{r_2}\sum P.$$

Die von der Kraft verursachte Verlängerung des Zug- bzw. Verkürzung des Druckpfahles ist nach der Formel (12):

$$\delta = \frac{5}{r_2}\sum P\,\frac{t}{E\,F}\left(1-\frac{\mu}{3}\right)$$

und die hierdurch hervorgerufene wagerechte Verschiebung nach Abb. 8:

$$(15)\qquad f_2 = 5\,\delta = \frac{25\sum P}{r_2}\cdot\frac{t}{E\,F}\left(1-\frac{\mu}{3}\right).$$

Die gesamte wagerechte Verschiebung ergibt sich durch Addition zu

$$(16)\qquad \begin{cases} f_w = f_1 + f_2 = \dfrac{12\,h^2\,t\sum P\left(1-\frac{\mu}{3}\right)}{l^2\,r\,E\,F} + \dfrac{25\sum P\left(1-\frac{\mu}{3}\right)t}{r_2\,E\,F} \\ \quad = \backsim\ \dfrac{25\,t\sum P\left(1-\frac{\mu}{3}\right)}{E\,F}\left(\dfrac{h^2}{2\,r\,l^2}+\dfrac{1}{r_2}\right). \end{cases}$$

Nach Einsetzen obigen Wertes in Gleichung (5) ergibt sich die Eigenfrequenz in wagerechter Richtung. Wie bei der lotrechten Frequenz, so wirken auch hier die Last und die Pfahllänge frequenzvermindernd, während die Vergrößerung der Pfahlanzahl und des Pfahlquerschnittes die Frequenz erhöht. Die wagerechte Frequenz hängt ferner von der Anzahl der Schrägpfähle ab: je mehr Pfahlböcke, um so höhere Frequenz; auch die Verlängerung der Grundfläche in der Schwingungsrichtung (bei gleichmäßiger Pfahlaufteilung) verursacht eine Frequenzerhöhung. Schließlich ist aus Formel (16) zu entnehmen, daß die größte seitliche Steifigkeit des Fundamentes dann eintritt, wenn die Schrägpfahl-Kreuzungspunkte in Höhe des Gesamtschwerpunktes liegen (h = o), wie dies auch aus den Abb. 9 a bis c zu ersehen ist. Je weiter sich diese Kreuzungslinie vom Schwerpunkt entfernt, um so labiler wird auch die seitliche Stützung. Bei nur lotrechten Pfählen rückt diese Höhenlage ins Unendliche, so daß dann theoretisch eine freie Beweglichkeit

in seitlicher Richtung vorhanden ist, bezw. nur die bei den bisherigen Betrachtungen vernachlässigte Biegungssteifigkeit der Pfähle mitwirkt, die durch stärkere Bewehrung event. erhöht werden kann. Auf dieselbe Weise wie für die Pfahl-

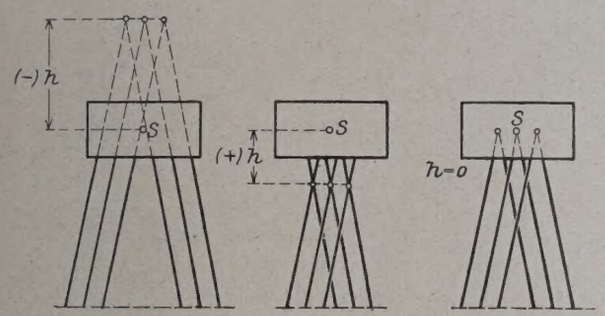


Abb. 9.

böcke ist eine Frequenzberechnung auch für nur lotrecht gestellte Pfähle möglich, indem die wagerechte Verschiebung der unten eingespannt gedachten, durch die wagerechte Kraft $\frac{\sum P}{r}$ auf Biegung beanspruchten Pfähle am oberen Ende ermittelt wird (f_2), wozu noch der Wert f_1 nach Formel (14) kommt.

Nach den gegebenen Formeln kann nun eine Resonanz des Fundamentes mit dem Untergrund vermieden werden, indem man das Maschinenfundament so konstruiert, daß die Eigenfrequenz weit genug von der Tourenzahl der Maschine entfernt ist. Da die Ermittlung der Bodenfrequenzen größere Ungenauigkeiten in sich schließen wird, so ist zu empfehlen, den Unterschied zwischen beiden Frequenzen mindestens zu etwa 100% zu wählen. Es sei im übrigen auf die weiter unten folgenden Ausführungen verwiesen, wo die Abhängigkeit der Schwingungsausschläge vom Verhältnis beider Frequenzen besprochen wird. Je größer dieser Unterschied ist, um so kleiner werden die Ausschläge bzw. die dem Boden übertragenen Vibrationen. Das ist nicht nur für die Maschine selbst, sondern auch für ihre Umgebung von Wichtigkeit, da sich die Vibrationen im Boden fortpflanzen. Ein großer Unterschied zwischen den Frequenzen ist auch für den Wirkungsgrad der Maschine von Vorteil, da bei geringen Vibrationen auch weniger Energie in den Boden geleitet wird.

Nach den Erfahrungen des Verfassers haben diese Gründungs- bzw. Bodenschwingungen verhältnismäßig niedrige Frequenzen, so daß ihre Berücksichtigung vorwiegend bei Maschinen mit niedriger Tourenzahl von Wichtigkeit ist. Bei rasch rotierenden Maschinen, wie Turbinenfundamenten, wird eine Resonanz mit den Bodenschwingungen kaum zu befürchten sein, obwohl sie auch hierbei insofern eine Rolle spielen können, als die niedrige Bodenfrequenz beim Anfahren der Maschine durchschritten werden muß.

Wenn man auf die Vermeidung der Bodenresonanz beim Entwurf genügend achtet, dann werden die vielfach beobachteten Bewegungen und Sackungen von Fundamenten kaum noch vorkommen. Solche Sackungen können allerdings auch andere Ursachen haben, die mit den Bodenschwingungen nicht zusammenhängen. Vielfach ist eine Ungleichmäßigkeit in der Bodenbeschaffenheit unter dem Fundamentkörper an den Bewegungen schuld; durch die Übertragung der Vibrationen ist auch eine Veränderung in der Bodenlagerung möglich, der Boden wird „eingerüttelt". Um hierbei eine möglichst gleichmäßige Setzung zu erzielen, ist es von Wichtigkeit, daß die Resultierende aller Kräfte — nach dem Vorschlage des Herrn Ob.-Ing. Dohme[3]) — durch die Mitte der Grundplatte geht. Manchmal sind aber die Bewegungserscheinungen auch damit nicht zu erklären. Es ist z. B. beobachtet worden, daß Turbinen-Fundamente kleine Deformationen erlitten haben, wenn die Maschine in Betrieb genommen wurde; außer Betrieb stellte sich jedoch wieder der ursprüngliche Zustand ein. Es müssen in solchen Fällen Kräfte im Spiele sein, die nur während des Betriebes wirken. Da es sich um rasch rotierende Maschinen handelt, könnte man hierbei an die Kreiselwirkung denken. Ein jeder rotierende Körper hat bekanntlich das Bestreben, seine Achse beizubehalten, sie kann nur durch Anwendung eines in der Achsebene wirkenden Momentes verdreht werden. Der Rotor eines Turbinenfundamentes ist nun auch als Kreisel aufzufassen, der seine Achse infolge der Erddrehung ständig ändert, und diese Winkeländerung kann während des Betriebes nur so erfolgen, wenn das Fundament mittels der Lager auf den Rotor Kräfte überträgt, oder umgekehrt als Reaktion aufgefaßt, der Rotor dem Fundament Momente übergibt, deren Drehebene durch die Maschinenachse geht. Eine in diesem Sinne angestellte Berechnung ergab jedoch, daß die von der Kreiselwirkung hervorgerufenen Kräfte viel zu gering sind, um bei Fundamentbewegungen eine Rolle spielen zu können. Bei der Annahme eines Rotors in der gemäßigten Zone mit 50 t Gewicht, das auf dem Umfang eines Kreises von 3 m Dmr. gleichmäßig verteilt ist, ergab sich z. B. bei 3000 Umdrehungen in der Minute und 5 m Lagerabstand der Druck auf eine Lagerschale infolge Kreiselwirkung zu ca. 20 kg. Die Ursache zu obigen Deformationserscheinungen kann weiter in den anschließenden Dampfzuleitungsrohren gesucht werden, die bei Inbetriebnahme eine starke Erwärmung erfahren und daher bestrebt sind, sich auszudehnen. Wenn auch in die Rohre Kompensationsstücke eingeschaltet sind, so erfordert deren Betätigung immerhin recht erhebliche Kräfte, und so kann das Fundament bei unsymmetrischen Rohranschlüssen starken Schubkräften ausgesetzt werden, die ev. elastische Verschiebungen des Fundamentes bewirken. Um derartige nachteilige Einflüsse zu vermeiden, werden die Zuleitungen am besten nach Abb. 10 von beiden Seiten angeschlossen, wodurch sich die Schubkräfte aufheben. (Fortsetzung folgt.)

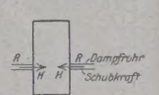


Abb. 10.

[3]) „Vom Bau der Fundamente für Turbogeneratoren" von Ob.-Ing. Dohme in der Elektrotechnischen Zeitschrift 1925, Heft 8.

BETRIEBSBAHNHOF DER MAGDEBURGER STRASSEN-EISENBAHN-GESELLSCHAFT.

Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg.

Bei Elektrisierung der alten Pferdebahnen um die Jahrhundertwende war der Eisenbeton für weitgespannte Konstruktionen so gut wie unbekannt, weshalb für Wagenhallen und Werkstätten fast ausschließlich Eisen Verwendung fand. Als die Stabilisierung den durch Krieg und Inflation heruntergewirtschafteten Bahnen die Mittel in die Hand gab, ihre meist veralteten Anlagen und Betriebsmittel wieder leistungsfähig zu gestalten, konnte der Eisenbeton neben den alten Baustoffen als Wettbewerber auftreten. Seine Billigkeit bei Herstellung und Unterhaltung und besonders die vollkommene Feuersicherheit schufen ihm bald Freunde. Gerade hierauf wurde seit dem Brande bei der Großen Leipziger Straßenbahn im Juni 1920, wo 64 Wagen ein Raub der Flammen wurden, besonderer Wert gelegt.

Diese Gründe bewogen auch die Magdeburger Straßenbahn, beim Umbau ihres noch aus der Pferdebahnzeit stammenden Betriebsbahnhofes Buckau (Abb. 1) den Eisenbeton als Baustoff für die Tragkonstruktionen der Halle zu wählen. Den Hauptbestandteil des Depots bildet eine 105 m lange und 30 resp. 23 m breite Wagenhalle (Abb. 2) mit neun Gleisen, die insgesamt 80 Stück 10 m-Wagen aufnehmen kann. Die Form des Grundstückes führte zu einem betrieblich nicht gerade wünschenswerten langen

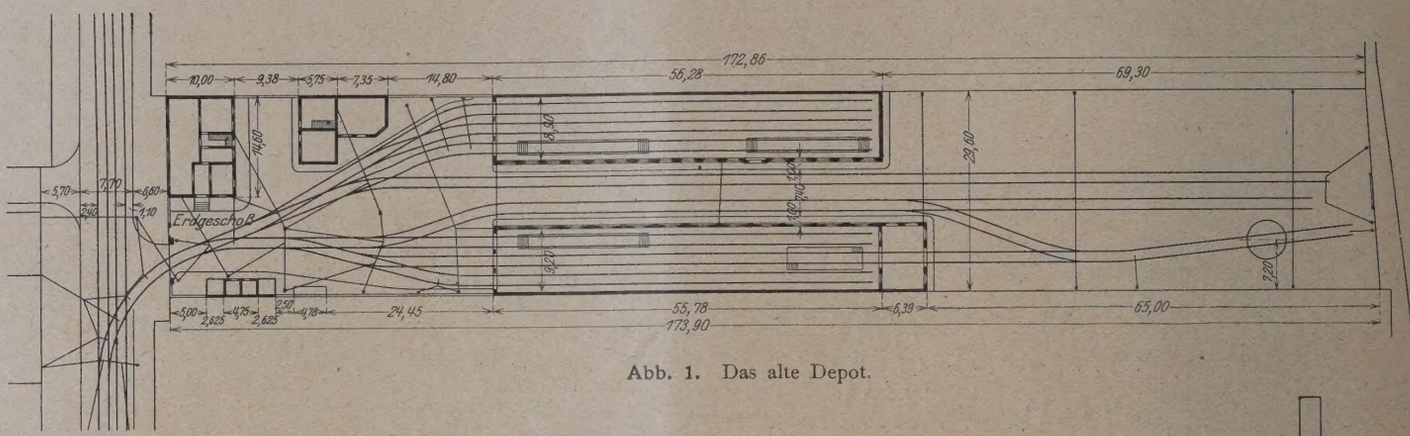


Abb. 1. Das alte Depot.

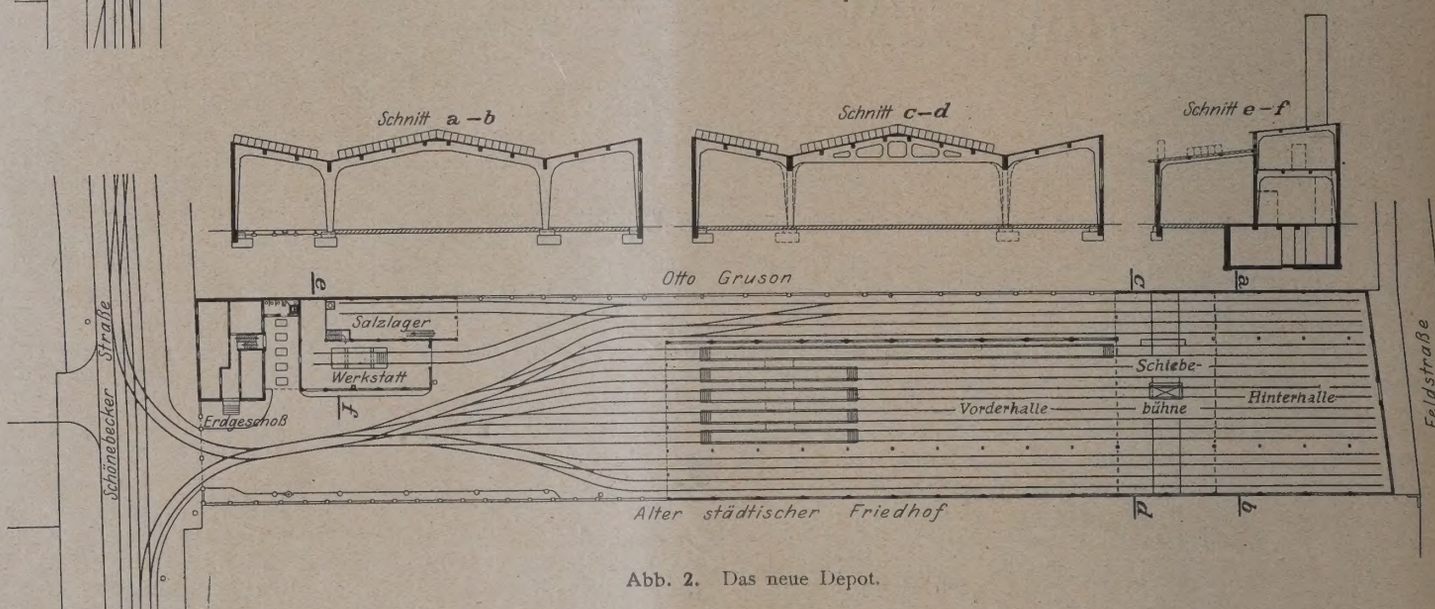


Abb. 2. Das neue Depot.

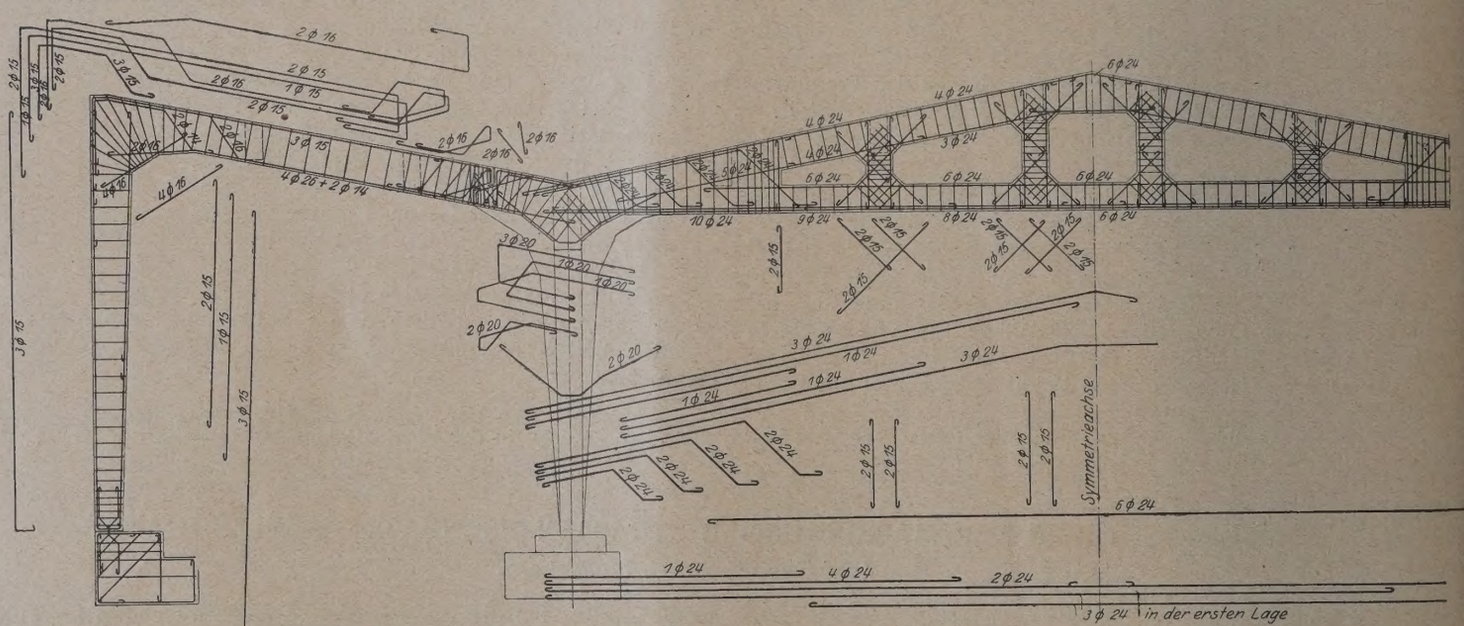


Abb. 3. Armierung des Vierendeelträgers.

Bandgrundriß (Abb. 2). Es ist versucht worden, diesen Nachteil durch eine unversenkte Niveauschiebebühne, die ein Durchfahren der Bühnengrube gestattet, abzuschwächen. Die Schiebebühne (Abb. 2) ist über zwei im Freien liegende Gleisstränge an der Südostseite der Halle direkt von außen zu erreichen. Der Hof ergab sich aus der zulässigen Bebauungsfläche. Die Vollausnutzung des schmalen Geländes, verbunden mit der Unmöglichkeit, nach dem Nachbar hin zu entwässern, bedingten ein mittleres Satteldach mit seitlichen Pulten und zwei Mittelstützen. Da die Fundamente der Außenstiele nicht auf das Nachbargrundstück reichen durften, war hier eine besondere Anordnung erforderlich. Die Wahl einer Eisenbetonrahmenkonstruktion mit niedrigem Stich, deren wirtschaftliche Grenze bei ungefähr 15 m zu suchen sein dürfte, ergab zusammen mit den oben erwähnten Tatsachen zwangsläufig die in Abb. 2 dargestellten Querschnitte. Da an den Grenzen mit den vorhandenen

Fundamenten der alten Hallen, Oberleitungsmaste usw. gerechnet werden mußte, so bestand die Möglichkeit des ungleichmäßigen Setzens der vier Rahmenstiele. Um die hierdurch bedingten Spannungen und Risse zu vermeiden, wurde an beiden Kehlen je ein Federgelenk angeordnet, und die 6 cm starke Dachplatte durch eine Trennfuge unterbrochen, wodurch sich

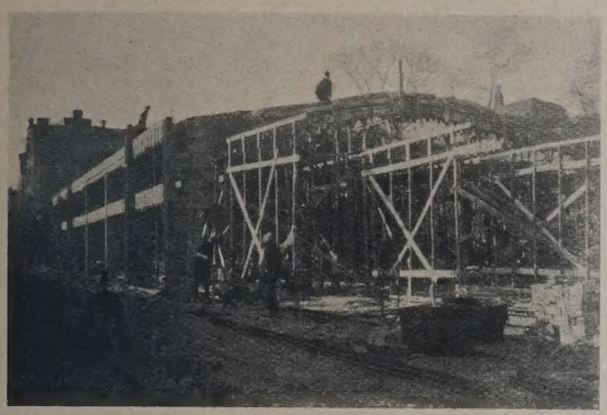


Abb. 4.

Der aus hochwertigem Superiorzement und Elbkies hergestellte Beton (Mischung 1:4½ bis 1:5 für die über der Erde liegenden Teile) wurde von der ungefähr in der Mitte der Baustelle stehenden Mischmaschine mit Loren durch einen Aufzug nach oben gebracht, wo das Mischgut auf dem First über eine auf Böcken montierte Fahrbahn mit

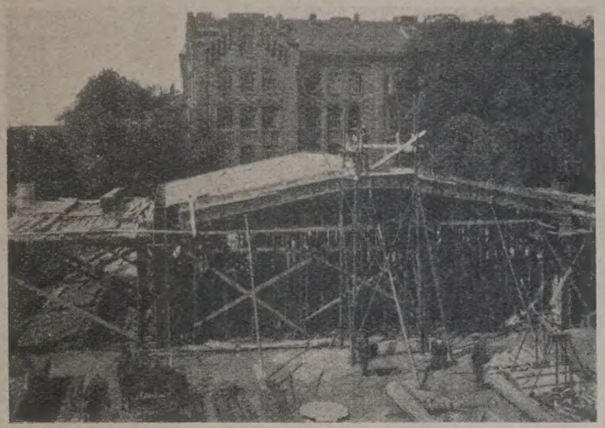


Abb. 5.

besondere Eisenanordnungen ergaben. — Tatsächlich sind, obwohl das Gebäude ungefähr ¾ Jahre steht und in dem schneereichen Winter wie auch während der Bauzeit des öfteren ungefähr die volle rechnungsmäßige Last zu tragen hatte, keinerlei Risse aufgetreten. — Der gewählte Binderabstand beträgt 6,5 m. Da aber die größten über die Schiebebühne zu befördernden Wagen fast 13 m Länge besitzen, mußten an diesen Stellen die Mittelstützen wegfallen. Zur Aufnahme des nicht unerheblichen Horizontalschubes des Sattelrahmens wurde dieser mit einem Zugband versehen und zwecks wirtschaftlicherer Bemessung als Vierendeelträger (Abbildung 3) berechnet und ausgebildet. Drei Dehnungsfugen sind in der Querrichtung der Halle vorgesehen, wodurch vier Bauabschnitte bedingt waren. Die bauausführende Firma — Rheinisch-Westfälische Bauindustrie, Düsseldorf — begann mit dem Schiebebühnenoberbau, um nach Fertigstellung der Hinterhalle die beiden Teile der Vorderhalle getrennt aufzuführen. Erst dann sollte das ebenfalls herzustellende Werkstatt- und Lagergebäude betoniert werden. Da die Abmessungen der Rahmen und Balken mit Ausnahme des ersten Teiles dieselben sind, konnte die gleiche Schalung dreimal verwandt werden.

Abb. 6. Blick in die fertige Halle (im Vordergrund die Schiebebühne).

rechtwinkligen Abzweigungen zur Verwendungsstelle geschafft wurde.

Durch die Aufrechterhaltung des Straßenbahnbetriebes auf dem Depot ergaben sich besonders bei den letzten Bauabschnitten nicht unerhebliche Schwierigkeiten, zumal erst jetzt die noch vorhandenen alten Hallen (Abb. 1) abgebrochen werden konnten, was allerdings durch Umwinden der Wände wesentlich beschleunigt wurde. Unglücklicherweise kam es unmittelbar nach Fertigstellung des Schiebebühnenüberbaues zu einer Bauarbeiteraussperrung, die im Verein mit einem örtlichen Streik den Bau fast ein Vierteljahr ruhen ließ. Die Folge davon war, daß der unvermutet früh und heftig einsetzende Winter für den im Juni begonnenen Bau erneute Erschwernisse, zum Teil sogar völlige Einstellung brachte. Auch ergab sich jetzt ein gleichzeitiges Arbeiten verschiedener Unternehmer, um die Fertigstellung des Baues durch Umwerfen der anfänglichen Disposition nicht noch weiter zu verzögern. Die Ausmauerung, Dacheindeckung und der Oberlichtbau mußten durchgeführt werden, Be- und Entwässerung, auch eine größere Luftheizungsanlage der Revisionsgruben wurde eingebaut, die neue Gleis-

entwicklung mit erheblichen Erd- und Pflasterarbeiten, sowie die Oberleitungsanlage wurde während des Betriebes verlegt usw.; kurz es herrschte ein lebhaftes Treiben auf dem engen Raum, was natürlich nicht ohne Reibung abging. Bei leichtem Frost wurde mit angewärmtem Wasser, Frostschutzmitteln, Kiesabdeckung und Kokskörben gearbeitet, so daß es gelang, den letzten Teil der Eisenbetonkonstruktion Mitte Januar fertigzustellen. Schwierig wurde bei der vorgerückten Jahreszeit die Frage des rechtzeitigen Ausschalens. Klarheit darüber verschafften Versuche mit Probebalken, wie sie in den neuen Vorschriften empfohlen und bei der örtlichen Baupolizei schon seit längerer Zeit üblich sind. Es zeigte sich, daß der mit hochwertigem Zement angemachte Beton, der im Hochsommer bei einer Mischung von 1:4½ schon nach sechs Tagen die geforderte Sicherheit zeigte, infolge der niedrigen Temperatur 27 bzw. 32 Tage — wobei die Frostzeit abgerechnet ist — bis zur gleichen Erhärtung brauchte. Ähnlich verhielt sich Beton aus gewöhnlichem Portlandzement.

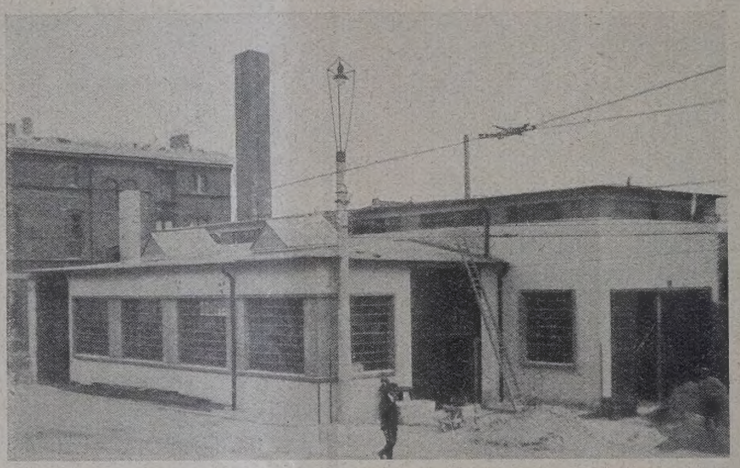


Abb. 7. Ansicht der Werkstätte und des Lagers.

Die architektonische Ausbildung der Fassaden mit hell- und dunkelgrauem Edelputz wurde nach einem Entwurf des Magdeburger Stadterweiterungsamtes durchgeführt. Im Innern wird die Konstruktion gezeigt, der schalungsrauhe Beton ist geweißt und die an den Kanten mit Eckenschutzleisten versehenen Rahmenstiele sind bis zu 2 m Höhe mit Zementmilch geschlemmt, um Abfärben zu verhindern. Die Wandfüllung zeigt das unverputzte Mauerwerk.

Die Verlegung der Gleise erfolgte in eigener Regie der Verwaltung. Das Einfahrtsdreieck mit der anschließenden ersten Folgeweiche wurde neu bezogen, die restliche Weichenstraße wie die Hallengleise aus altem Material verwaltungsseitig zusammengebaut. Mit Ausnahme der Hallenausfahrten 7—9, die abgewalzte Packlage als Unterbettung haben, wozu Steinmaterial aus aufgebrochenen Fundamenten genommen wurde, ruhen sämtliche Schienen auf mit Kies gestopften Betonklötzen ohne Eiseneinlagen; als elastische Zwischenschicht dient ein Unterguß aus Bitumen.

Erwähnungswert erscheint auch die eingebaute Wagentrocknung. In den Gruben steigt heiße Luft unter den verschmutzten und vereisten Untergestellen hoch und trocknet so die Motore und Kabel, die sonst schwer gegen die sich aus Salz oder Straßenschmutz mit Wasser bildenden Säuren zu schützen sind.

Abb. 4 zeigt das Einschalen der Vorderhalle, Abb. 5 das Einschalen des Schiebebühnenüberbaues, Abb. 6 einen Blick in die neue Halle. Abb. 7 gibt ein Bild von der neuen Werkstatt.

Für den Eisenbetonbau wurden 44 600 Arbeitsstunden gebraucht, 79 t Eisen, 210 t hochwertiger und 119 t normaler Portlandzement, 1678 m³ Elbkies und 7000 m² Schalung verarbeitet; die Belegschaft schwankte zwischen 35 und 50 Mann.

Der Bau stellt keinesfalls die erste Wagenhalle für eine Klein- oder Straßenbahn in Eisenbeton dar, wahrscheinlich ist es aber der erste Versuch, unter fast völliger Aufrechterhaltung des Betriebes auf einem verhältnismäßig kleinen und ungünstigen Grundstücke einen umfassenden Neubau eines Straßenbahndepots innerhalb kurzer Zeit durchzuführen, weshalb ein gewisses Allgemeininteresse angenommen werden darf.

DIE VORAUSBERECHNUNG DER ENDDRUCKFESTIGKEIT AUS DER ANFANGSDRUCKFESTIGKEIT BEI ZEMENTBETON[1]).

Mitteilung aus dem Forschungsinstitut der Hütten-Zementindustrie.

Von Dr. phil. Richard Grün und Dr.-Ing. Günther Kunze, Düsseldorf.

Die Berechnung der unbekannten Betonfestigkeiten aus den bekannten Betonfestigkeitszahlen ist für den Baufachmann von größter Wichtigkeit, da sie ihn in die Lage versetzt, die Eigenschaften seines Bauwerkes bis zu einem gewissen Grade vorauszubestimmen. Als Ausgangspunkt für die Berechnung kann die Normenfestigkeit dienen, aus der unter Zugrundelegung umfangreicher Formeln und unter Berücksichtigung des Wassergehaltes, des Zuschlagsmaterials und der Verarbeitungsart des Betons sich die zu erwartende Betonfestigkeit errechnen läßt. Diese Art der Errechnung, die nichts anderes darstellt als eine Umrechnung, ist aber außerordentlich unsicher, da es ganz unmöglich ist, all die zahlreichen Faktoren, welche die Betonfestigkeit beeinflussen, in den Formeln in genügender und treffender Weise zu berücksichtigen. Demgemäß haben diese Formeln nur untergeordnete Bedeutung.

Die Bedeutung der erwähnten Umrechnung schwindet noch mehr, wenn man berücksichtigt, daß als Grundlage für die Rechnung die Kenntnis der 28-Tage-Normfestigkeiten notwendig ist. Diese Kenntnis wird in den weitaus meisten Fällen in demjenigen Zeitpunkt, in welchem die Berechnung durchgeführt werden soll, nicht vorliegen. Will man aber 28 Tage auf die Normenfestigkeiten warten, so ist es einfacher, an Stelle der Normenprüfung Betonprüfungen anzustellen. Man ist dadurch von der Unsicherheit befreit, welche in der Berechnung mit Formeln liegt, und hat vor allen Dingen die sichere Gewähr, daß die gefundenen Festigkeiten tatsächlich für die betreffenden Verhältnisse maßgebend sind, da bei der Herstellung von Betonkörpern die jeweiligen Verhältnisse der Praxis viel weitgehender berücksichtigt werden können, als dies bei der laboratoriumsmäßigen Normenprüfung der Fall ist.

Viel wichtiger ist deshalb nicht die Umrechnung von Normenfestigkeiten in Betonfestigkeiten, sondern die Vorausberechnung von Betonfestigkeiten, beispielsweise nach 28 Tagen aus den Betonfestigkeiten nach 7 Tagen. Es wird jederzeit möglich sein, die 7-Tage-Betonfestigkeiten unter Berücksichtigung der Mischungsverhältnisse und dergleichen am Bauwerk zu erhalten; wenn es möglich ist, aus diesen 7-Tage-Festigkeiten die 28 Tage-Festigkeiten vorauszubrechnen, wird den Baufachmann hiermit viel eher gedient sein, als wenn er aus

[1]) Vortrag, gehalten in der Betriebsleitersitzung des Vereins deutscher Hochofenzementwerke e. V. am 1. Juni 1926 von Dr. Richard Grün.

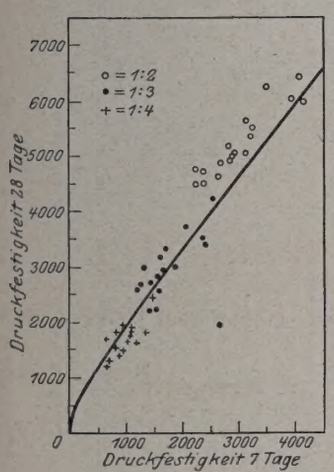
28-Tage-Normfestigkeiten in sehr unsicherer Weise Betonfestigkeiten zu errechnen versucht. Neben dem Vorteil der Zeitersparnis ist ein weiterer großer Vorteil der beschriebenen Rechnungsweise die größere Sicherheit, denn es können bei den Betonproben, die als Grundlage für die Berechnung dienen, die gleichen Zuschläge, Zemente, Mischungsverhältnisse, Wasserzusätze usw. angewendet werden, wie sie beim Bauwerk ins Auge gefaßt sind. Es entfällt also die Unsicherheit der Umrechnung von Zahlen, die bei der, der Praxis ja nicht entsprechenden, Normenprüfung gefunden wurden, auf praktische Betonfestigkeiten.

Der Versuch, die 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten vorauszuberechnen, ist bereits von verschiedener Seite gemacht worden, und zwar wurden Formeln aufgestellt, welche diese Umrechnung ermöglichen sollten[2]). Die von Slater angegebene Formel, deren Brauchbarkeit an Hand eines umfangreichen Versuchsmaterials nachgeprüft wurde, lautet:

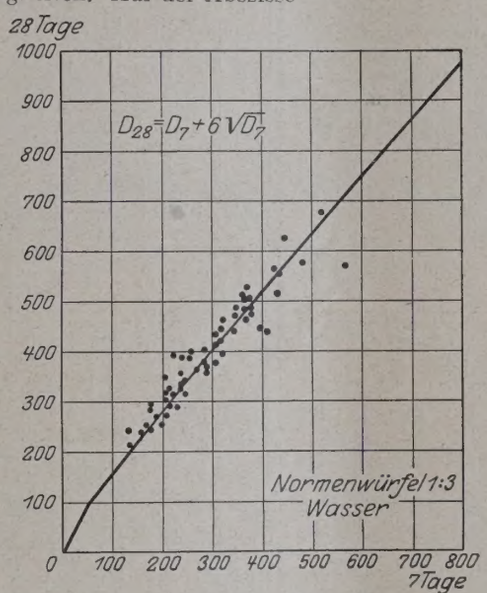
(1) $$D_{28} = D_7 + 30\sqrt{D_7}.$$

D_7 = Druckfestigkeit nach 7 Tagen,
D_{28} = „ „ 28 „ .

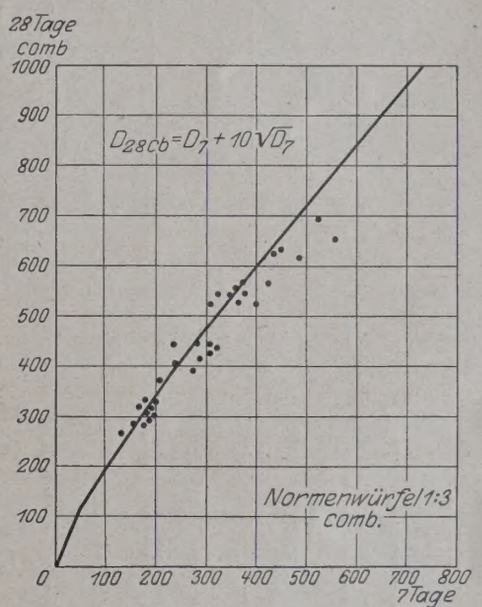
Kurventafel 1, welche aus der Originalarbeit wiedergegeben ist, zeigt den Verlauf der durch die Formel ausgedrückten Kurve im Verhältnis zu den tatsächlichen Festigkeiten. Auf der Abszisse sind die 7-Tage-Festigkeiten aufgetragen, auf der Ordinate die 28-Tage-Festigkeiten. Sucht man also zu einer 7-Tage-Festigkeit die dazugehörige 28-Tage-Festigkeit, so muß diese an derjenigen Stelle liegen, wo die in dem betreffenden Punkt der Abszisse errichtete Senkrechte die Kurve schneidet. Eine Betrachtung der Kurventafel zeigt, daß die Schar der eingetragenen gefundenen 28-Tage-Festigkeiten sich tatsächlich in befriedigender Weise um die Kurve gruppiert.



Kurventafel 1.
Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28} = D_7 + 30\sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in Pfd./Quadratzoll).



Kurventafel 2.
Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28} = D_7 + 6\sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in kg/cm², Wasserlagerung).
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 3.
Kurvenverlauf nach der Formel $D_{28cb} = D_7 + 10\sqrt{D_7}$ (Festigkeiten in kg/cm², kombinierte Lagerung).
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.

Selbstverständlich ist infolge der anderen amerikanischen Maßeinheiten die Formel für Deutschland in der vorliegenden Form unbrauchbar und muß umgerechnet werden. Es stellte sich aber heraus, daß die so gefundene Formel für die nach deutschen Prüfverfahren gefundenen Festigkeiten keine befriedigenden Ergebnisse liefert. Aus diesem Grunde wurde empirisch aus zahlreichen Festigkeitszahlen auf der Grundlage der amerikanischen Berechnung eine neue Formel aufgestellt. Es ergab sich, daß die neue Formel für deutsche Verhältnisse lauten muß:

(2) $$D_{28} = D_7 + 6\sqrt{D_7}.$$

Bei Zugrundelegung dieser Formel ist es möglich, mit vollkommen genügender Genauigkeit aus den Anfangsfestigkeiten die späteren Festigkeiten zu errechnen. Im folgenden werden zahlreiche Beispiele wiedergegeben, welche zeigen, daß die Formel brauchbar ist, und zwar nicht nur für die Berechnung der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten, sondern auch für die Berechnung der 7-Tage-Festigkeiten aus den 3-Tage-Festigkeiten. Für letztere Vorausbestimmung gilt sinngemäß die Formel:

(3) $$D_7 = D_3 + 6\sqrt{D_3}.$$

Zunächst sei eine Kurventafel wiedergegeben, welche die Berechnung der 28-Tage-Normenfestigkeiten aus den 7-Tage-Normenfestigkeiten zeigt (Kurventafel 2). Die Festigkeiten wurden aus zahlreichen Prüfungen entnommen, welche bei Untersuchung von Handelswaren (Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement) gefunden worden waren. Die Schar der 28-Tage-Festigkeiten gruppiert sich in befriedigender Weise um die Kurve. Bei hochfesten Zementen ist die Streuung größer, da diese Zemente vielfach mit einer starken Anfangserhärtung ein schwächeres Ansteigen der Festigkeiten verbinden, während wieder andere trotz hoher Anfangsfestigkeit eine starke Nacherhärtung zeigen.

Der Kurvenverlauf wurde an Beton ermittelt, der stets unter den gleichen Verhältnissen erhärtet war; die Formel kann daher nicht stimmen, wenn die Versuchsbedingungen nachträglich geändert werden, wie es z. B. bei kombinierter Lagerung (Lagerung 6 Tage in Wasser, 21 Tage an der Luft) geschieht. Da die Erhärtungsbedingungen hier nicht die gleichen sind, muß, falls die in kombinierter Lagerung erzielten Festigkeiten aus der Festigkeit der 6 Tage im Wasser gelagerten Körper errechnet werden sollen, die Formel verändert werden. Es ergab sich, daß für diese Verhältnisse die folgende Formel maßgebend ist:

(4) $$D_{28cb} = D_{7w} + 10\sqrt{D_{7w}}.$$

Kurventafel 3 gibt einen Vergleich der so berechneten 28-Tage-Festigkeiten in kombinierter Lagerung mit den tatsächlich gefundenen. Auch hier herrscht genügende Übereinstimmung, wenngleich die Streuung größer ist.

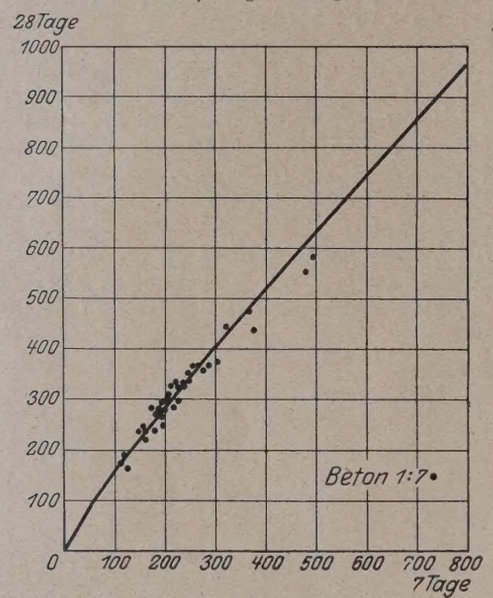
[2]) Gowen, Leavitt, Evans, Proc. Nat. Acad. Sci. 11,11 (1925). Slater, Proc. Am. Concrete Inst. 1926, 437.

Berechnung der 28-Tage-Betonfestigkeiten aus den 7-Tage-Betonfestigkeiten.

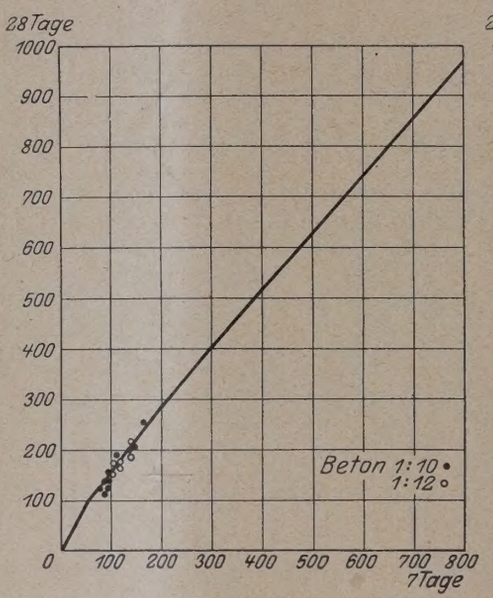
Es sei nun die Formel (2), welche für den Baufachmann weitaus die wichtigste ist, auf verschiedene Betone angewendet.

a) Erdfeuchte Betone verschiedener Mischungsverhältnisse.

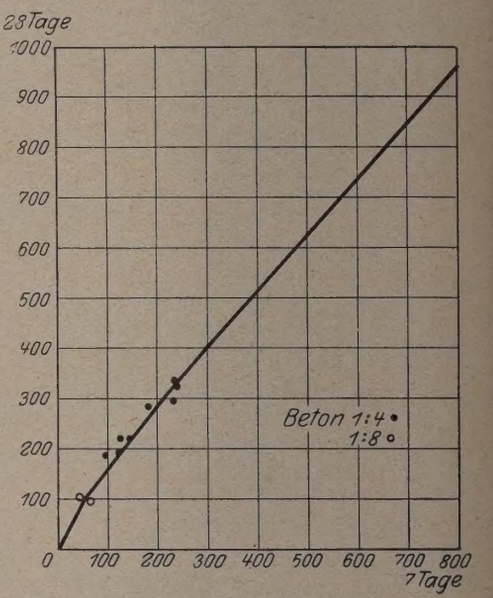
Kurventafel 4 zeigt die Berechnung der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten für Beton 1 : 7 aus verschiedenen Zementarten mit demselben Kies. Die Schar der Festigkeitspunkte für die tatsächlich gefundenen 28-Tage-Festigkeiten drängt sich dicht an die Kurve, nur die hochwertigen Zemente bleiben etwas unterhalb derselben. Auf Kurventafel 5 sind Betone 1 : 10 und 1 : 12 aus verschiedenen Zementen zusammen mit der Kurve eingetragen. Auch hier herrscht gute Übereinstimmung. Die Festigkeiten der Kurventafel 4 und 5 wurden erhalten im Forschungsinstitut aus gutem erdfeuchten Beton unter Verwendung von nach der Porenvolumen-Kurve normalisiertem Rheinkies, der in eiserne Formen (Grün, Der Beton, Berlin 1926, J. Springer, S. 6 u.f.) eingestampft und an der Luft unter feuchten Tüchern gelagert worden war. Kurventafel 6 und 7 zeigen weitere 28-Tage-Festigkeiten im Verhältnis zum Kurvenverlauf, und zwar handelt es sich um Betone 1 : 4, 1 : 8 und Normenkörper 1 : 3 und Purzement. Die Festigkeitszahlen wurden Ver-



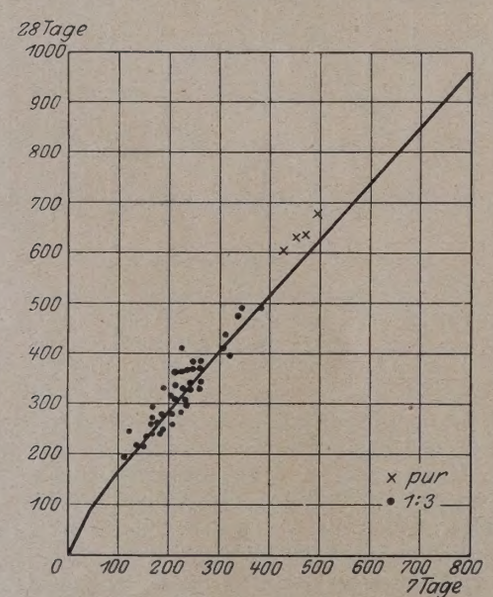
Kurventafel 4.
Druckfestigkeiten von Beton 1 : 7 (kg cm²).
Würfel von 200 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



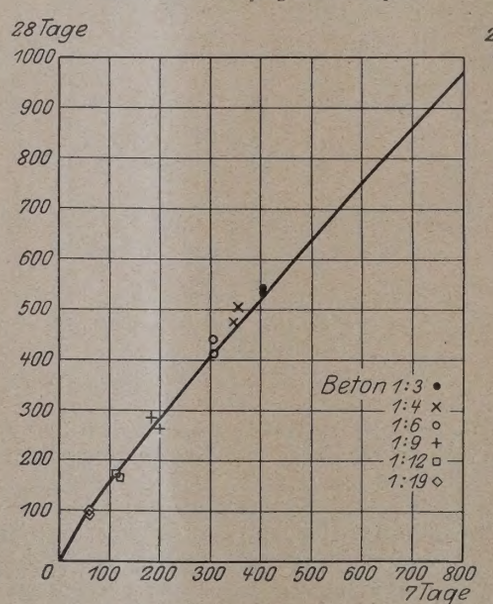
Kurventafel 5.
Druckfestigkeiten von Beton 1 : 10 und 1 : 12 (kg/cm²).
Würfel von 200 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



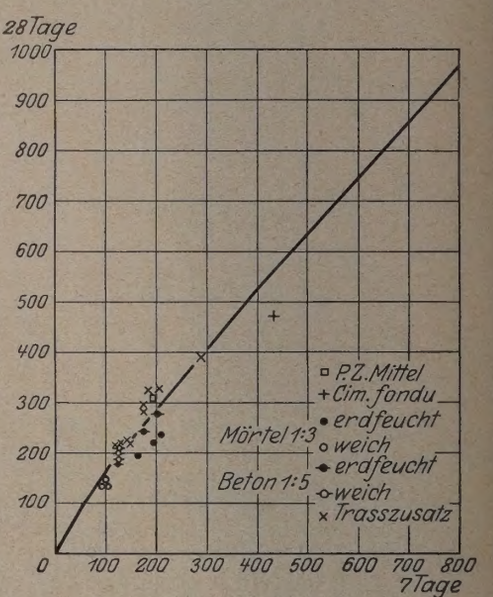
Kurventafel 6.
Druckfestigkeiten von Beton 1 : 4 und 1 : 8 (kg/cm²).
Würfel von 300 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 7.
Druckfestigkeiten von Purzementkörpern und Normenkörpern (1 : 3).
Mittelwerte von je 5 Probekörpern.



Kurventafel 8
Druckfestigkeiten von Betonen verschiedener Mischungsverhältnisse.
Würfel von 20 mm Kantenlänge.
Mittelwerte von je 3 Probekörpern.



Kurventafel 9.
Druckfestigkeiten von P.Z., Ciment fondu, Beton verschiedener Plastizität, getraßtem Beton.

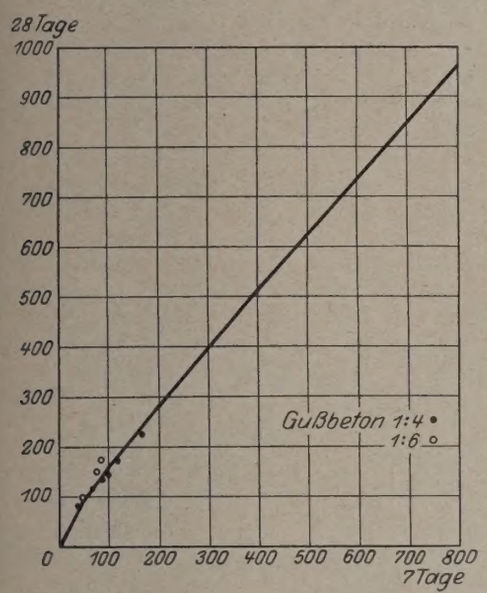
öffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton[3]) und des Materialprüfungsamtes[4]) entnommen. Auch hier herrscht genügende Übereinstimmung.

Eine weitere Zusammenstellung von Betonfestigkeiten (1 : 3, 1 : 4, 1 : 6, 1 : 9, 1 : 12 und 1 : 19) ist in Kurven-

[3]) Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 13.
[4]) Mittlg. Mat. Pr. Amt 1917, S. 116; 1919, S. 89.

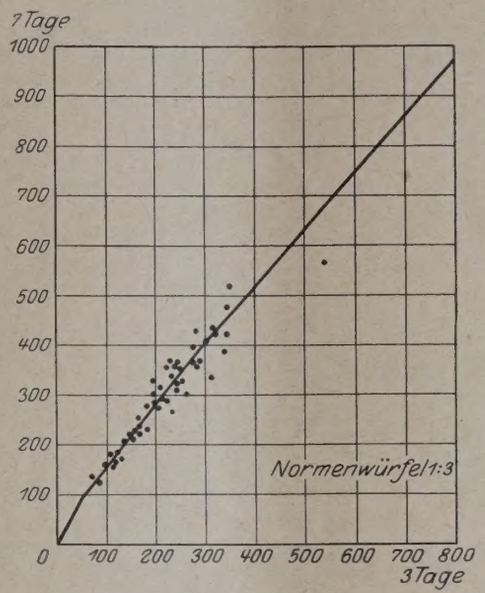
tafel 8 gegeben. Es handelt sich hier wieder um Festigkeiten, die im Forschungsinstitut gefunden wurden.

Einige in dem Buch von P. May „Praktische Winke für Zement und Beton“[5]) angegebene Festigkeitszahlen sind in Kurventafel 9 zusammengestellt (Portlandzement, Ciment fondu, Beton verschiedener Plastizität, getraßter Beton).



Kurventafel 10.

Druckfestigkeiten von Gußbeton (Würfel von 20 mm Kantenlänge).



Kurventafel 11.

Kurvenverlauf für die Vorausberechnung der 7-Tage-Festigkeit aus der 3-Tage-Festigkeit nach der Formel $D_7 = D_3 + 6\sqrt{D_3}$. Mittelwerte von je 3 Probekörpern.

b) Gußbeton verschiedener Mischungsverhältnisse.

Um nun festzustellen, ob die Formel auch für verschiedene Wasserzusätze stimmt, wurde die Kurventafel 10 aufgezeichnet. Die Festigkeiten sind dem Werk von Bethke „Das Wesen des Gußbetons“[6]) entnommen. Es ergibt sich, daß auch bei Gußbeton 1 : 4 und 1 : 6 die Formel befriedigende Ergebnisse zeitigt.

Berechnung der 7-Tage-Normenfestigkeiten aus den 3-Tage-Normenfestigkeiten.

Da bisweilen auch die Berechnung der 7-Tage-Normenfestigkeiten aus den 3-Tage-Normenfestigkeiten erwünscht ist, wurden in Kurventafel 11 von zahlreichen im Forschungsinstitut untersuchten Zementen die 7-Tage-Festigkeiten auf die entsprechenden Ordinaten der 3-Tage-Festigkeiten eingetragen. Auch hier herrscht eine Übereinstimmung, die befriedigend ist. Die Streuung ist naturgemäß etwas größer als bei der Berechnung der 28-Täger aus den 7-Tägern, da nach 3 Tagen die charakteristischen Festigkeitseigenschaften eines Mörtels noch nicht so scharf ausgeprägt sein können als nach 7 Tagen.

Gegenüberstellung der gefundenen und der aus den Anfangsfestigkeiten berechneten Endfestigkeiten für 16 Zemente.

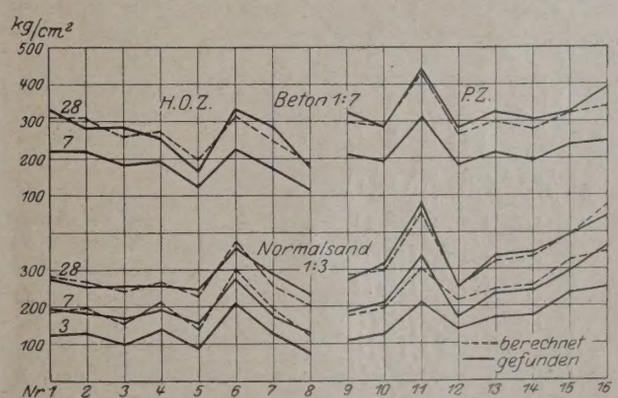
Zum Schluß wurden noch in Kurventafel 12, um einen raschen Überblick über die Fehlergrenzen zu ermöglichen, die gefundenen 7-Tage-Festigkeiten und die aus ihnen berechneten und gefundenen 28-Tage-Festigkeiten für Beton 1 : 7 eingetragen. Die drei obersten Kurven der Tafel 12 zeigen die Ergebnisse für 16 verschiedene Zemente. Der annähernd übereinstimmende Verlauf der gestrichelten (berechneten) und ausgezogenen (gefundenen) oberen Linie beweist die Richtigkeit der Formel.

Im unteren Teil der Kurventafel 12 wurden die Normenfestigkeiten in ähnlicher Weise eingetragen, und zwar die aus den 3-Tage-Festigkeiten berechneten und die gefundenen 7-Tage-Festigkeiten und die aus den gefundenen 7-Tage-Festigkeiten berechneten und die gefundenen 28-Tage-Festigkeiten. Auch hier herrscht ein durchaus befriedigender übereinstimmender Verlauf der Linien. In letztgenannter Kurventafel 12 sind Hochofenzement und Portlandzement auseinandergehalten, um zu zeigen, daß zwischen den Zementarten ein Unterschied bei der Berechnung nicht besteht.

Zusammenfassung.

Die Vorausberechnung der 7-Tage-Festigkeiten aus den 3-Tage-Festigkeiten sowie der 28-Tage-Festigkeiten aus den 7-Tage-Festigkeiten ist unter Zuhilfenahme der Formel $D_{28} = D_7 + 6\sqrt{D_7}$ bzw. $D_7 = D_3 + 6\sqrt{D_3}$ ohne weiteres mit genügender Genauigkeit möglich unter der Voraussetzung, daß der Beton in beiden Perioden der Erhärtung (0—7 Tage und 7—28 Tage) den gleichen Verhältnissen (Temperatur, Lagerungsart usw.) ausgesetzt ist. Falls während des zweiten Teiles der Erhärtung andere Verhältnisse eintreten, beispielsweise von der Wasserlagerung zur Luftlagerung übergegangen wird (Normen!), gilt die Formel nicht, sondern es sind andere Formeln zugrunde zu legen. Beispielsweise bei der kombinierten Lagerung die Formel $D_{28cb} = D_{7w} + 10\sqrt{D_{7w}}$.

Ist also für ein Bauwerk die Vorausberechnung der Festigkeiten erwünscht, so sind 7-Tage-Würfel aus denjenigen Zementen, Zuschlagstoffen und in demjenigen Mischungsverhältnis, das angewendet werden soll, anzufertigen. Aus den so erhaltenen 7-Tage-Festigkeiten können dann die 28-Tage-Festigkeiten berechnet werden.



Kurventafel 12.

Gegenüberstellung der gefundenen 3-, 7- und 28-Tage-Festigkeiten mit den berechneten 7- und 28-Tage-Festigkeiten für Beton 1 : 7 und Normenkörper 1 : 3 (8 Hochofenzemente und 8 Portlandzemente).

Auch für den Zementfabrikanten und das Prüfungslaboratorium sind die Formeln von Wichtigkeit, da sie die zu erwartende Normenfestigkeit aus den 3- bzw. 7-Tage-Festigkeiten zu berechnen erlauben.

---

[5]) P. May, Prakt. Winke f. Zem. u. Beton, Berlin 1925, Ernst & Sohn, Seite 62, 103, 105, 113.

[6]) G. Bethke, Das Wesen d. Gußbetons, Berlin 1924, J. Springer, S. 29.

ENT- UND BELÜFTUNGSANLAGE DES IM BAU BEFINDLICHEN HUDSONTUNNELS (THE HOLLAND TUNNEL) IN NEW YORK.

Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

Übersicht. In Ergänzung des im „Bauingenieur", 1925, Heft 21, Seite 664—666, erschienenen Aufsatzes „Über den Bau des neuen Tunnels unter dem Hudsonfluß zwischen New York und Jersey (Vehicular Tunnel)" wird im nachfolgenden über eine neuartige Ent- und Belüftungsanlage berichtet, die bei diesem Tunnel ausgeführt werden soll.

Da man bislang keinerlei Erfahrung in der Ent- und Belüftung langer Tunnelstrecken, die dauernd von einer sehr großen Zahl von Autos befahren werden, besaß, hat das „U. S. Bureau of Mines" eingehende Versuche ausgeführt, um die Verunreinigung der Luft durch Autoabgase festzustellen. Die Auswertung dieser Versuche führte zu einer neuartigen Ent- und Belüftungsanlage, die im nachfolgenden näher erläutert werden soll.

Die früher gebauten Tunnel gleicher Art, wie die Blackwell- und Rotherthitetunnel in London, sowie der Elbtunnel in Hamburg, sind zu einer Zeit entstanden, in der das Auto nicht die Bedeutung für den Straßenverkehr hatte, wie es heute der Fall ist. Diese Tunnel sind zudem erheblich kürzer als der etwa 2800 m lange „Holland - Tunnel". Die natürliche Entlüftung durch die Tunnelmunde wurde bei ihnen als ausreichend erachtet. Der „Holland - Tunnel" wird infolge des außerordentlich großen Verkehrsbedürfnisses zwischen New York und New Jersey, und weil die vorhandenen Fährschiffverbindungen über den Hudsonfluß völlig unzulänglich und unzeitgemäß sind, voraussichtlich sehr bald seine berechnete Höchstleistung von etwa 1800 Autos in der Stunde erreichen. Eine ausreichende Ent- und Belüftungsanlage größtmöglicher Betriebssicherheit ist daher notwendig.

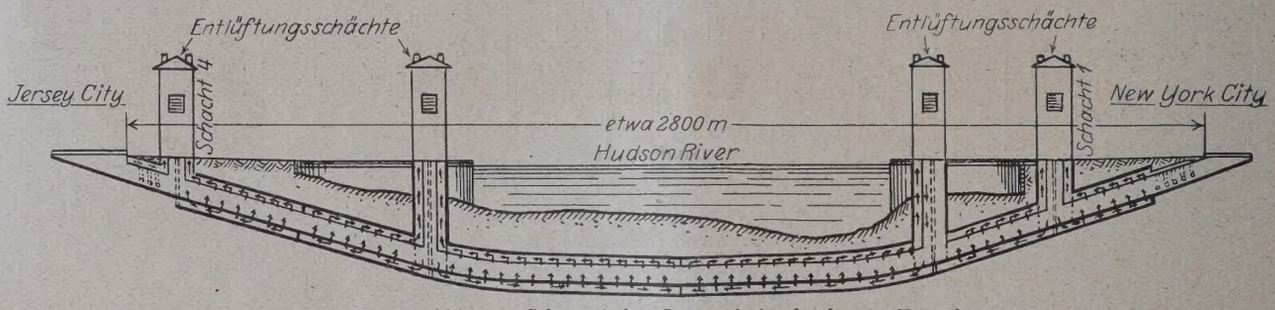


Abb. 1. Schematischer Längsschnitt durch en Tunnel.

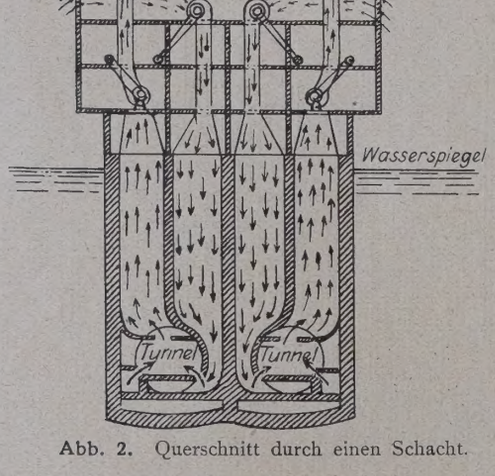


Abb. 2. Querschnitt durch einen Schacht.

Für den Hollandtunnel sind vier Schächte vorgesehen, die der Zuführung frischer Luft und der Abführung verbrauchter Luft dienen sollen (s. Abb. 1). Jeder Schacht hat acht schornsteinähnliche Abteilungen (s. Abb. 2 und 3), von denen je zwei für die Luftzuführung und für den Luftabzug jedes der beiden einander parallel laufenden Tunnelrohre bestimmt sind. Im oberen Stockwerk der Entlüftungsschächte sind elektrisch angetriebene Fächerventilatoren aufgestellt, die die frische Luft in den Tunnel hineinblasen bzw. die verbrauchte Luft absaugen. Der Vorgang der Ent- und Belüftung wird im Schachtquerschnitt (Abb. 2) anschaulich gezeigt.

Da der Tunnel fast nur für den Verkehr von Autos bestimmt ist, waren für die Festlegung der Ent- und Belüftungseinrichtung folgende Gesichtspunkte maßgebend:

1. Beschaffenheit und Menge der Autoabgase,
2. Menge reiner Luft, die zugeführt werden muß, um die Abgase zu beseitigen,
3. Bauart der Ent- und Belüftungsvorrichtung.

Die vom „U. S. Bureau of Mines" angestellten Untersuchungen ergaben, daß die Abgase der Autos eine sehr erhebliche Menge von Kohlenoxyd (CO) enthalten, das giftig ist und selbst in kleinen Mengen Schädigungen des menschlichen Organismus herbeiführt. Alsdann wurde diejenige Menge frischer Luft ermittelt, die die Wirkung des Kohlenoxyds aufzuheben vermag.

Um die Versuche der späteren Wirklichkeit möglichst genau anzupassen, wurde ein Modelltunnelstück gebaut, in das ein Auto hineingefahren wurde, dessen Motor nach erfolgter Abdichtung des Tunnelstücks eine bestimmte Zeitspanne mit offenem Auspuff arbeitete. Nach Ablauf dieser Zeit nahm man, ohne das Tunnelstück zu öffnen, Luftproben an verschiedenen Stellen des Querschnitts. Es zeigte sich, wie zu erwarten war, daß sich das Kohlenoxyd am Boden des Tunnels ansammelte. Man blies frische Luft abwechselnd an der Decke und am Boden des Versuchstunnels ein, wobei man jeweils an der der Luftzuführung entgegengesetzten Seite des Tunnels

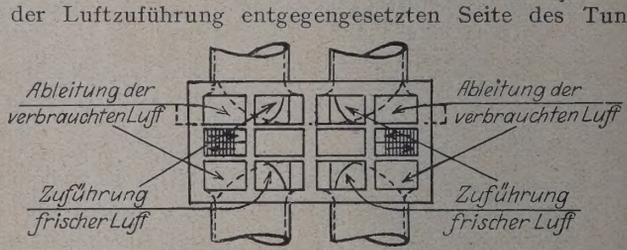


Abb. 3. Aufsicht auf einen Schacht.

für Abzug sorgte. Das Ergebnis dieser Untersuchungen zeigte, daß die rascheste Erneuerung der Luft eintrat, wenn der Abzug an der Decke und die Frischluftzuführung am Tunnelboden lagen. Schließlich wurde durch die Versuche noch festgestellt, daß in dem Tunnel unter Zugrundelegung des Größtverkehrs die Luft im Laufe einer Stunde 42 mal erneuert werden muß, um gesundheitlich einwandfreie Verhältnisse zu schaffen.

Nach den neuesten Bauberichten ist der „Hollandtunnel" soweit fertiggestellt, daß er im Spätherbst 1926 dem öffentlichen Verkehr freigegeben werden kann. Es fehlen nur noch einige Ergänzungsarbeiten an den Tunnelmunden und die Befestigung der Fahrbahnen. Für den Tunnelbau sind etwa 500 000 m^3 Erd- und Felsbewegung ausgeführt sowie etwa 150 000 t Eisen und etwa 130 000 m^3 Beton eingebaut worden. Nach dem letzten Revisionsanschlag betragen die Baukosten 49 Mill. $.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wirtschaftlicher Bauvorgang für Eisenbetonbehälter.

Für das neue Wasserwerk von Kansas-City (Missouri) waren auf einer Fläche von 5,6 ha herzustellen vier runde Behälter von 60 m und zwei von 2 m Durchmesser (Abb. 1), drei rechteckige Behälter von 100×94 m und zwei von 110×77 m, alle 5,5 m hoch, mit zusammen rd 26 000 m³ Eisenbeton. Bei dieser Betonmenge wären Gießtürme oder Kabelkrane zu teuer geworden, die Behälter sind deshalb von einer Betonmischanlage mit zwei Mischmaschinen mittels Bauzügen und Drehkranen auf Raupenschleppern (Abb. 2) gegossen worden. Bei den großen runden Behältern lief das Baugleis innen entlang, bei den kleinen bestrich der Drehkran von der Mitte aus den ganzen Umfang, die Schalung wurde aus 6 m langen Tafeln für je 30 m Wandlänge vom Drehkran versetzt. Bei den rechteckigen Behältern waren die Abschnitte 22 m lang und

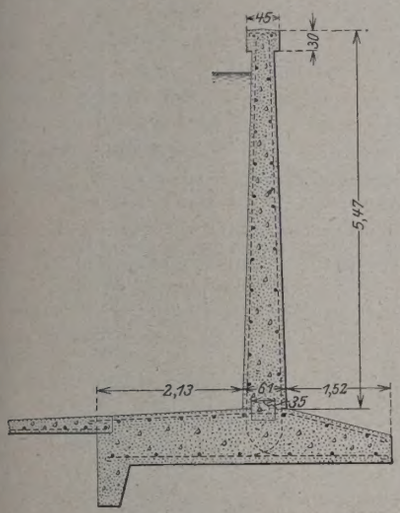


Abb. 1.

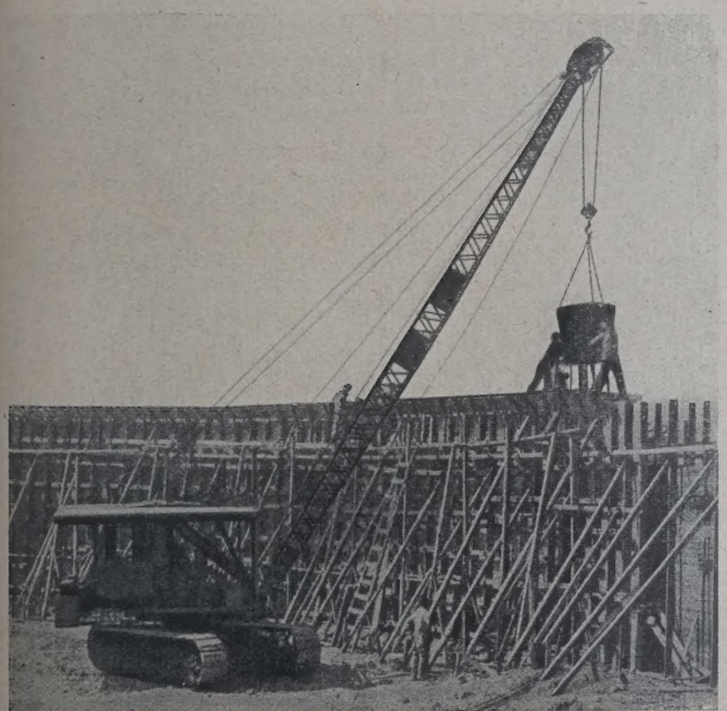


Abb. 2.

die Schalung wurde im ganzen von den Baulokomotiven weitergeschleppt. Die Baugeräte haben rd. ein Drittel derjenigen für Kabelkranbetrieb gekostet. (Nach Engineering News-Record vom 20. Mai 1926, S. 808—810 mit 5 Abb.) N.

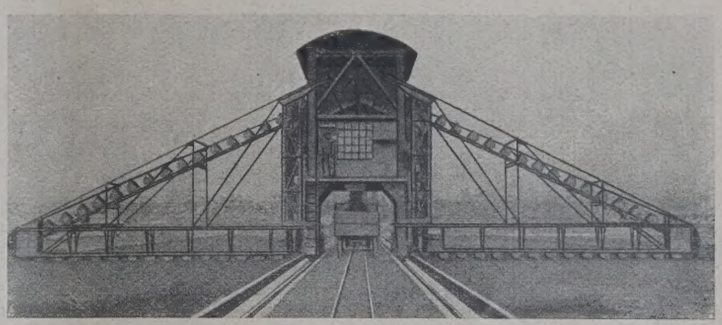
Maschinelle Schlammverladung für Kläranlagen.

Zur Zeit wird bei den meisten vorhandenen Kläranlagen der ausgefaulte Schlamm auf besonderen Schlammtrockenplätzen — Sickerbecken — an der Luft getrocknet. Dieser getrocknete Schlamm wird in der Regel von Hand verladen und dann als Düngemittel an die Landwirtschaft verkauft.

Da nun die Städte immer mehr dazu übergehen, große Kläranlagen für ihre Abwässer zu schaffen oder vorhandene Anlagen auszubauen, so tritt damit auch die Frage einer rationellen Entleerung der Becken und des Verladens der gewonnenen Schlammassen mittels geeigneter maschineller Anlagen in den Vordergrund.

Durch eingehendes Studium dieses Problemes und an Hand ausgedehnter Versuche ist es der Firma Jacob Hilgers in Rheinbrohl gelungen, eine Schlammaushebe- und Verlademaschine zu bauen, die, wie die Abbildung veranschaulicht, die verlangten Aufgaben löst.

Die Maschine ist derart gebaut, daß gleichzeitig aus zwei gegenüberliegenden Schlammbeeten das darin abgesetzte Material mittels



der an dem mittleren Portal nach beiden Seiten hin angeordneten Ausleger herausgehoben werden kann.

Je nach der Tiefe der Schlammbecken können die Ausleger, in vertikaler Richtung am Mittelportal verschiebbar, höher oder tiefer eingestellt werden, und zwar jeder Ausleger unabhängig von dem andern.

Die Schürfbecher, welche den Schlamm aus den einzelnen Becken herausholen, haben eine auf Grund von Versuchen festgelegte eigenartige Form, um den zähen Schlamm mit Sicherheit aufzugreifen und ihn in den Sammelbunker zu entleeren, der sich im oberen Teile des mittleren Portals befindet.

Sobald Schlamm aus dem Bunker entnommen werden soll, wird das hierfür in Frage kommende Transportgerät unter die Auslauföffnung des Bunkers gefahren, der Verschlußschieber geöffnet und das Material nach Belieben herausgelassen.

Der ganze Schlammentleerungs- und -verladeapparat läßt sich sowohl in der Längsrichtung als auch quer verfahren, so daß also eine beliebig große Zahl von hintereinanderliegenden Schlammbeeten entleert werden kann.

Der Schlammauslader wurde auf Anregung von Oberbaurat Sohler vom Tiefbauamt der Stadt Stuttgart entworfen und erstmalig auch für die Reinigung der Kläranlage der Stadt Stuttgart geliefert; hier arbeitet er zur vollen Zufriedenheit der vorgenannten Behörde.

Die Maschine fördert in der Stunde, wenn beide Ausleger arbeiten, rd. 50 m³ Schlamm in den Sammelbunker, wobei der Kraftverbrauch ein sehr geringer ist.

Für die Bedienung des Apparates ist nur ein Arbeiter notwendig, der auch das Verladen des Schlammes besorgt.

Der Schlammverlader findet auch bei Sickerbeckenanlagen zur mechanischen Ausräumung des sich in den Becken absetzenden Kohlenschlammes Verwendung. M. F.

Versuche mit hochwertigem Beton.

Auf die Erwiderung des Herrn Dipl.-Ing. Merkle in Heft 24, Seite 484, habe ich zu bemerken, daß ich in keinem Satz meiner Abhandlung in Heft 35/1925 das Verhältnis Laststufe des ersten sichtbaren Risses : rechnungsmäßiger Nutzlast mit Rissesicherheit bezeichnet habe. Ich habe auch nicht behauptet, daß der hochwertige Beton eine geringere Rissesicherheit hat als der normale Portlandzementbeton. Ich warnte nur vor frühzeitiger Belastung von Bauwerken aus hochwertigem Portlandzementbeton mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast, nicht etwa im Interesse der Bruchsicherheit, sondern im Interesse der Rissesicherheit.

Die neuen Eisenbetonvorschriften 1925 schreiben in § 12, Ziffer 4, vor: „Wird hochwertiger Zement verwendet, so können die Probebelastungen je nach der Spannweite bereits nach 21 bis 28 Tagen vorgenommen werden." Ferner in § 12, Ziffer 6: „Bei Probebelastungen von Brückenbauten und anderen Bauwerken, bei denen sichtbare Zugrisse im Beton vermieden werden sollen, sind höchstens die wirklichen, der Berechnung zugrunde gelegten Verkehrslasten aufzubringen."

Ich gebe zu, daß beim Bauwerk im großen die Laststufe der ersten sichtbaren Risse sich nicht in so niedrigen Grenzen bewegen wird wie bei den Laboratoriumsversuchen mit Balken ohne Querbewehrung, trotzdem aber erscheint mir eine Warnung vor frühzeitiger

Belastung mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast unter der vorgeschriebenen Zeit von 21 bis 28 Tagen angebracht, und empfehle ich, daß besonders bei Eisenbahnbrücken der größere Zeitraum von 28 Tagen gewählt wird.

Es sei noch darauf hingewiesen, daß in der Zeitschrift „Bautechnik", Heft 9, vom 26. 2. 1926, der bekannte Eisenbetonforscher und Eisenbahnfachmann Oberbaurat Dr.-Ing. K. Schaechterle in seinem Aufsatz: „Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken" zu ähnlichen Schlüssen kommt, wie ich sie aus meinen Versuchen gezogen habe. Es heißt dort auf Seite 110: „Vor frühzeitiger Inbetriebnahme und voller Belastung der aus hochwertigem Zement hergestellten Brückenbauwerke muß weniger wegen der Bruchgefahr als im Interesse der Rissesicherheit gewarnt werden. Bei stahlbewehrten Balken treten Risse schon unter wesentlich niedrigeren Belastungsstufen auf als bei den mit Handelseisen bewehrten Balken. Wegen des geringeren Gleitwiderstandes der Stahlbewehrung ist die Haftrißgefahr größer als bei der Flußeisenbewehrung."

Damit glaube ich die Erörterungen über meine Versuchsergebnisse vorläufig als erledigt betrachten zu können und möchte sie erst dann wieder fortsetzen, wenn von anderer Seite Berichte über ähnliche Versuche veröffentlicht sein werden.

Leipzig, 20. Juni 1926. Dr. Skall.

Hiermit schließt die Schriftleitung die Aussprache.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Anträge zum Ausbau der Erwerbslosenfürsorge.

Die sozialdemokratische Reichstagsfraktion hat im Sozialpolitischen Ausschuß des Reichstages beantragt, daß ein Unterausschuß eingesetzt wird, der unverzüglich eine Neuregelung der Erwerbslosenfürsorge unter Berücksichtigung folgender Fragen vorbereiten soll:

1. wesentliche Erhöhung der Unterstützungssätze;
2. Aufhebung der Bedürftigkeitsprüfung;
3. Verlängerung der Unterstützungsdauer;
4. Beseitigung der Pflichtarbeit;
5. Schutz der älteren Arbeiter und Angestellten.

Weiter ist beabsichtigt, dem Reichstag den Entwurf eines Notgesetzes, das den Achststundentag sicherstellt, vorzulegen. Durch dieses Gesetz soll jede Überarbeit über 8 Stunden hinaus verboten und damit die Beschäftigung einer größeren Zahl von Arbeitskräften erreicht werden.

Der Antrag fordert derartige Beschleunigung der Arbeiten des Unterausschusses, daß dem Plenum des Reichstages bereits beim Zusammentritt am 3. November d. J. eine Vorlage unterbreitet werden kann.

Im Sozialpolitischen Ausschuß haben sich der Reichsarbeitsminister, der Reichsfinanzminister und der Reichswirtschaftsminister gegen die Erhöhung der Unterstützung, gegen die Aufhebung der Bedürftigkeitsprüfung und gegen die Verlängerung der Unterstützungsdauer ausgesprochen. Den langfristig Erwerbslosen soll vielmehr dadurch geholfen werden, daß sie zu Notstandsarbeiten überwiesen werden, um dort Gelegenheit zu haben, erneut den Anspruch auf Arbeitslosenunterstützung zu erwerben.

Die ablehnende Haltung der drei Reichsminister gegen die sozialdemokratischen Vorschläge kann nicht damit abgetan werden, daß man der Regierung Verständnislosigkeit für die soziale Not vorwirft. Der wahre Grund für den Widerstand, den die Regierung gegen eine weitere Belastung der Reichsfinanzen durch reine Erwerbslosenunterstützung leistet, dürfte vielmehr darin zu suchen sein, daß die finanzielle Leistungsfähigkeit des Reiches bis aufs Äußerste angespannt ist. Wie im sozialpolitischen Ausschuß vom Reichsfinanzminister ausgeführt wurde, muß das Reich jede Mehrausgabe unterlassen, wenn ein Defizit vermieden werden soll. Allein für die Unterstützung der Erwerbslosen sind in den letzten Monaten vom Reich aufgewendet worden:

April	28,7 Mill.
Mai	23,8 „
Juni	23,6 „
Juli	26,6 „
August	21,2 „

Gleich hohe Aufwendungen haben die Länder gehabt, ein entsprechender Anteil — ein Neuntel — entfiel auf die Gemeinden. Die etatsmäßigen Mittel des Reiches für diese Zwecke sind erschöpft. Die Annahme der sozialdemokratischen Anträge ist nur möglich, wenn der Reichsetat überschritten und eine Verschuldung des Reiches in Kauf genommen wird.

Die gespannte Finanzlage macht sich bereits auch hinsichtlich der Finanzierung des Arbeitsbeschaffungsprogramms fühlbar. Auch hier scheitert das Ingangkommen geplanter größerer Arbeiten an der Schwierigkeit der Finanzierung. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß die Annahme der sozialdemokratischen Anträge die Verwirklichung des Arbeitsbeschaffungsprogramms unmöglich machen muß.

Zum Gesetzentwurf eines Berufsausbildungsgesetzes.

Im September dieses Jahres ist in Anlehnung an einen im Jahre 1923 vom Reichsarbeitsministerium vorgelegten Referentenentwurf der „Entwurf eines Berufsausbildungsgesetzes" in gemeinsamer Fassung des Reichsarbeitsministeriums und des Reichswirtschaftsministeriums fertiggestellt worden. Der Entwurf ist insofern zu begrüßen, als er das Ziel hat, die seit Jahren zwischen der Industrie und dem Handwerk schwebenden unproduktiven Auseinandersetzungen über die Lehrlingsausbildung dadurch beizulegen, daß er für die Industrielehrlinge, für die eine gesetzliche Regelung bisher fehlte, einen geordneten Lehrgang und eine Abschlußprüfung in ähnlicher Weise vorsieht, wie dies für die Handwerkslehrlinge in der Gewerbeordnung bereits bisher der Fall ist. Mit Recht hält der Gesetzentwurf die gesetzlichen Berufsvertretungen (Handelskammern, Handwerkskammern usw.) für die geeigneten Träger der Berufsausbildung. Sie sollen dementsprechend die Überwachung der Berufsausbildung und die Abnahme der Prüfungen übernehmen. Der Gesetzentwurf neigt jedoch insofern zu einer Überspannung des Schutzes der Jugendlichen, als sich das Gesetz nicht nur auf Lehrlinge, sondern auf alle Jugendlichen zwischen dem 14. und 18. Lebensjahr erstrecken soll, gleichgültig, ob sie in der Berufsausbildung stehen oder nicht. Eine so weit gehende Ausdehnung des Geltungsbereiches steht im Widerspruch mit dem Sinn des Gesetzes, als Gesetz für die Berufsausbildung. Junge Leute, die, ohne einen Beruf zu erlernen, als jugendliche Arbeiter ins Berufsleben treten, verzichten damit auf eine Berufsausbildung. Sie können deshalb nicht unter Bestimmungen fallen, welche die Berufsausbildung zum Gegenstand haben. Auch in manchen anderen Einzelpunkten bedarf der Entwurf noch der eingehenden Beratung mit den daran interessierten Wirtschaftskreisen. Mit dem Grundgedanken des Gesetzes kann man sich jedoch schon jetzt einverstanden erklären.

Bau von Stahlhäusern in England. Gegen die Errichtung von Stahlhäusern war seitens des organisierten englischen Baugewerbes, insbesondere des Handwerks, heftiger Widerstand geleistet worden. Darauf ließ die Regierung auf Kosten des Staates 2000 Stahlhäuser errichten, um auf diese Weise die Bautätigkeit in Gang zu bringen. Nach einem jetzt vorliegenden Bericht haben die Baufachverbände ihren Widerstand aufgegeben, nachdem in die Bauverträge die Bestimmung aufgenommen wurde, daß 10% der zur Herstellung von Stahlhäusern notwendigen Arbeiten von bauhandwerksmäßig ausgebildeten Arbeitern ausgeführt werden sollen. Nach dem Bericht schreitet die Durchführung des Bauprogramms rasch voran. Es sollen künftig in jedem Jahr 1000 Stahlhäuser errichtet werden. Zwischen dem Staat und den mit der Ausführung beauftragten Unternehmern ist vereinbart, daß bei Unterschreitung dieses Mindestsatzes für jedes fehlende Haus eine Vertragsstrafe von 40 £ zu entrichten ist, was etwa 12% der Baukosten eines Hauses ausmachen soll.

Asphaltose.

Die Schwierigkeiten und dauernden Aufwendungen an Geld und Arbeit, die aus der Neigung des Eisens, sich an feuchter Luft in Rost umzusetzen, entstehen, sind bekannt. Selbst die unter Beachtung aller notwendigen Erfordernisse aufgebrachten Rostschutz-

farbhäute mit Firnis als Bindemittel sind und bleiben von relativ geringem Widerstand schon allein gegen die Einwirkung von Wasser, besonders aber gegen wässerige Auflösungen von Säuren und Alkalien aller Art. Mit der Wassereinwirkung ist fast bei allen Eisenkonstruktionen zu rechnen, vornehmlich leiden darunter die Eisenteile, auf denen infolge ihrer Lage das Wasser nicht sogleich abfließen kann. Hierdurch wird die Deckschicht erweicht, wasserdurchlässig und quillt auf, anderseits zerreißt sie beim Auftrocknen. Tritt nun noch die Wirkung z. B. der aus den Rauchgasen stammenden, leicht in Wasser sich lösenden schwefligen Säure, der Kohlensäure, des Schwefelwasserstoffes oder des Ammoniaks, der Alkalien und der Säure der Flugasche hinzu, so ist die Widerstandskraft völlig unzulänglich. Das ist nicht verwunderlich, denn der Firnis, der ja als kittendes Element der Träger des Zusammenhaltes ist, wird durch Säuren und Alkalien selbst ganz schwacher Lösung chemisch zersetzt. Außerdem wird der andere Hauptbestandteil, der Farbkörper — Bleiweiß, Zinkoxyd usw. — chemisch gleichfalls völlig verändert, so z. B. durch Schwefelwasserstoff, durch mineralische oder organische Säuren, Soda, Ammoniak, Licht und Luft usw.

Die geschilderten Zerstörungsbedingungen finden sich bei der Mehrzahl aller zu schützenden Eisenbauwerke.

Nun gibt es von der Natur gebildete Stoffe, die weder vom Wasser noch von Säuren, Alkalien oder Salzen chemisch irgendwie verändert oder angegriffen werden und auch den Angriffen der Atmosphäre seit Jahrhunderten unverändert standgehalten haben, das sind die Asphalte.

Seit längerer Zeit kommt ein Anstrich unter der Handelsmarke „Asphaltose" auf den Markt, der aus reinem Naturasphalt hergestellt wird, wobei auf sorgfältigste Auswahl der geeigneten Asphaltsorten Bedacht genommen und dem Asphalt durch ein besonderes Verfahren die Eigenschaft verliehen wird, im Sommer und Winter ohne irgendwelche schädliche Veränderungen fest und unveränderlich zäh auf dem Untergrund zu haften.

Die Vorteile des neuen Anstriches gegenüber Leinölfirnisfarben usw. sind: Völlige chemische Indifferenz gegen Luft, Licht, Feuchtigkeit, Gase und Flüssigkeiten, Säuren, Alkalien und Salze aller Art, gegen Soda, Seifen, Ätzlaugen, Zuckerlösungen, Spiritus höchster Konzentration, schweflige Säuren, Schwefelwasserstoff, Ammoniak, Wasser und alle wässerigen Lösungen von Säuren, Alkalien usw. Und zwar können Wasser und wässerige Lösungen z. B. von Säuren oder Alkalien aller Art, auch Alkohol jahrelang einwirken, ohne den Anstrich irgendwie zu verändern oder selbst vom Anstrich verändert oder nachteilig beeinflußt zu werden.

Somit ergibt sich ein sehr weites Anwendungsgebiet für diesen Anstrich. Er kommt nicht nur vornehmlich für den Berg-, Hütten- und Salinenbetrieb und die chemische Industrie in Frage, sondern auch für Brücken, Hoch- und Untergrundbahnen, Eisenkonstruktionen aller Art, besonders solche, die der Einwirkung von Wasser und Säuren usw. ausgesetzt sind, wie z. B. Trinkwasserbehälter, wo er im besonderen noch den Vorzug besitzt, keinerlei Geschmacksstoffe an das Wasser abzugeben.

„Asphaltose"-Anstriche bedeuten um so mehr einen Fortschritt auf dem Gebiet der Schutzmittel, als jeglicher Mennigeanstrich und sonstiger Voranstrich sich erübrigt.

Jahresversammlung des Normenausschusses der Deutschen Industrie.

Im Rahmen seiner Herbstsitzungsreihe veranstaltet der Normenausschuß der Deutschen Industrie am Sonnabend, dem 6. November, vormittags 10 Uhr, im Großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, seine Jahresversammlung.

Auf der Tagesordnung stehen neben der Ansprache des Vorsitzenden, Herrn Baurat Neuhaus, drei Vorträge, die sämtlich das Thema „Die Normung im täglichen Leben" behandeln. Es werden sprechen Herr Prof. Gropius, Direktor des Bauhauses in Dessau über „Normung und Wohnungsnot", Frau Dr. Marie-Elisabeth Lüders, M. d. R., über „Normung und Hauswirtschaft" und Herr Prof. Dr. Hoffmann, Direktor des Hauptgesundheitsamtes der Stadt Berlin über „Normung und Krankenpflege".

M. E. D. 9 Bukarest.

Es ist geplant, zur Feier des zehnjährigen Gründungstages der M. E. D. 9, Bukarest, Ende November oder Anfang Dezember 1926 einen „M. E. D. 9-Tag" in Berlin (zwangslose Zusammenkunft) zu veranstalten. Alle ehemaligen Angehörigen der M. E. D. 9 und ihrer Formationen, die Interesse an dieser Idee und die Absicht haben, sich an der Zusammenkunft zu beteiligen, werden gebeten, ihre sowie bekannte Anschriften anderer Herren an Oberstleutnant a. D. Möslinger, München, Hohenzollernplatz 1, II, einzusenden.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. H. ft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 23. September 1926.

Kl. 19 a, Gr. 2. R 62 904. Max Rüping, München, Bayerstr. 47. Ausfütterung von Holzschwellen an den Schienenauflagestellen. 19. XII. 24.

Kl. 20 a, Gr. 14. C 37 630. Josef Cervenka, Ossek bei Dux, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Anordnung von Tragrollen für die Seile, insbes. bei Bogenstationen von Seil- und anderen Bahnen. 24. XII. 25.

Kl. 20 a, Gr. 14. H 106 078. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7 F. Schrägaufzug mit seilfreien und weichenlosen Fahrgleisen. 3. IV. 26.

Kl. 20 a, Gr. 14. H 106 079. August Hermes, Leipzig, Delitzscher Straße 7 F. Schrägaufzug mit Zwischenwagen. 3. IV. 26.

Kl. 20 h, Gr. 6. H 100 416. Viktor Halstrick, Herne i. Westf., Strünkeder Straße. Vorrichtung zum Aufgleisen von Förderwagen. 4. II. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. P 40 063. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Beschleunigungsantrieb für Eisenbahnwagen; Zus. z. Pat. 418 223. 31. X. 24.

Kl. 35 b, Gr. 1. A 45 249. ATG., Allgemeine Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Verschiebbare Wand zur Freigabe der Durchfahrt von Kranen. 16. VI. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. M 90 101. Maschinenbau A.-G. Tigler, Duisburg-Meiderich. Kurvenfahrwerk für Verladebrücken o. dgl. 11. VI. 25.

Kl. 37 e, Gr. 11. F 53 005. Jean Daniel Gustave Fontaine, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. Karl Walther, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schildartige Wandverschalung. 30. XI. 22. Frankreich 23. XII. 21 u. 24. X. 22.

Kl. 80 b, Gr. 1. S 73 577. „Solidit" Societa Anonima Italiana, Rom; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hi sch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren zur Verbesserung von Zement. 3. III. 26. Italien 3. III. 25.

Kl. 84 c, Gr. 2. D 46 331. Roger Daubin u. Georges Boutet, Argenteuil, Frankreich; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Vortreiber und Vorrichtung zum Herstellen von Betonwänden im Erdreich. 10. X. 24. Frankreich 12. X. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 38 vom 23. September 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. 435 159. Firma „Eintracht" Braunkohlenwerke und Brikettfabriken A.-G., Welzow, N.-L. Auf dem Gleise fahrbare Schwellen-Verschiebemaschine. 4. V. 24. M 84 828.

Kl. 20 a, Gr. 6. 435 268. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bahn zur Massenbeförderung von Personen. 30. IX. 24. K 91 147.

Kl. 20 i, Gr. 3. 435 021. Fa. Otto Preßler, Dr. Heinrich Geffcken, Stallbaumstr. 9, u. Dr. Hans Richter, Wiederitzscher Straße 3, Leipzig. Scheinwerfer für Signalzwecke, insbes. für Eisenbahnsignallampen. 10. V. 25. G 64 279.

Kl. 20 i, Gr. 3. 435 309. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Vorrichtung zur Einstellung der Lichtquelle bei Lampen mit Kondensatorlinse, insbes. für Eisenbahnsignale. 25. XII. 25. G 66 117.

Kl. 20 i, Gr. 33. 435 022. Wilhelm Brönstrup, Norderney, Poststr. 1. Vorrichtung zur Sicherung von Eisenbahnfahrzeugen gegen das Überfahren von Haltesignalen. 17. II. 25. B 118 198.

Kl. 42 c, Gr. 9. 435 228. Mart Sander, Hapsal, Estland; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Feldmeßgerät mit Zeichenvorrichtung. 1. IV. 23. S 62 564.

Kl. 80 a, Gr. 7. 435 065. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Wentzel, Frankfurt a. M. Mischmaschine mit zweiteiliger Mischtrommel. 19. IV. 25. R 64 035. Schweiz 14. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. 435 066. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Vorrichtung zur Herstellung von Mischungen, insbes. Betonmischungen. 25. II. 22. S 59 002.

Kl. 80 a, Gr. 7. 435 128. Kurt Arthur Rammer, Mügeln, Bez. Leipzig. Mischmaschine für Beton, Mörtel u. dgl. 17. I. 24. R 60 108. Schweiz 24. I. 23.

Kl. 80 a, Gr. 7. 435 193. Heinrich Hirzel G. m. b. H., Leipzig-Plagwitz. Zweiteilige Mischtrommel, deren Teile zwecks Öffnens und Schließens axial gegeneinander verschiebbar sind. 2. III. 25. H 100 838.

Kl. 80 a, Gr. 34. 435 070. Hans Siegwart, Luzern, Schweiz; Vertr.: O. Zoepke, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Maschine zur Herstellung von Betonröhren u. dgl. durch schraubenförmiges Aufwickeln eines Betonstreifens auf einen Formkern. 28. IV. 23. S 62 760. Schweiz 21. IV. 23.

Kl. 80 a, Gr 34 435 195. Johan van Item, Bremen, Ellhornstr. 26. Einrichtung zur Nachbehandlung frisch gepreßter oder gestampfter Schlackensteine. 23. VI. 23. J 23 807.

Kl. 80 a, Gr. 48. 435 071. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzinger Straße 53. Vorrichtung zur Herstellung von eisenbewehrten Betonplatten zu mehreren übereinander. 30. I. 23. B 108 165.

Kl. 80 a, Gr. 48. 435 197. Friedrich Schlagintweit, Karlsruhe i. B., Hertzstr. 2. Formvorrichtung zur Herstellung von Eisenbetonträgern. 14. VIII. 24. Sch 71 257.

Kl. 80 a, Gr. 49. 435 072. Emile Victor Preuss, Ixelles-Bruxelles, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W9. Verf. z. Mischen, Festrütteln u. Stampfen von Betonmörtel u. dgl. in einer Form. 28. VI. 22. P 44 481. Belgien 28. VI. 21.

Kl. 80 a, Gr. 56. 435 073. Firma Moir-Buchanan Centrifugal Processes, Ltd., u. Kenneth Dundas, Glasgow, Schottland; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schleuderformmaschine zur Herstellung von Rohren, Säulen und anderen hohlen Werkstücken. 5. X. 24. M 86 607. Großbritannien 8. III. 24.

Kl. 81 e, Gr. 91. 435 203. Martin Venrath, Köln-Nippes, Simon-Meister-Str. 23. Klappkübel mit Bodenhaken. 25. XII. 24. V 19 802.

Kl. 84 a, Gr. 3. 435 296. Maschinenbau-Akt.-Ges. vormals Starke & Hoffmann, Hirschberg i. Schl. Walzenwehr für veränderlichen Stau. 13. XII. 23. B 112 008.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbibliothek für Bauingenieure. Herausgegeben von Robert Otzen. IV. Teil. Konstruktiver Ingenieurbau, II. Band. Der Holzbau. Grundlagen der Berechnung und Ausbildung von Holzkonstruktionen des Hoch- und Ingenieurbaues von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, berat. Ingenieur in Berlin. Mit 533 Textabbildungen. X u. 422 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geb. RM. 45,—.

In der uns vorliegenden Bearbeitung behandelt einer der führenden Ingenieure im Gebiete des Holzbaus, von dem das bekannte Werk „Hölzerne Dachkonstruktionen" (Verlag Ernst & Sohn) stammt, den neuzeitlichen Holzbau in seiner ganzen Bedeutung und seinem vollen Umfange, mit Recht sich hierbei allerdings auf sein vorgenanntes Werk beziehend und daher die Dachkonstruktionen kürzer, aber dabei durchaus ausreichend besprechend. Letzteres ist um so eher möglich, als die Einzelheiten der Fachwerkausbildung in Holz bei den hierher gehörenden, verschieden gestalteten Bauten nicht allzu große Abweichungen aufweisen. Die Gesteschische Bearbeitung gliedert sich in die Hauptabschnitte:

1. Das Holz als Baustoff, anatomischer Aufbau, Wachstum, physikalische und technische Eigenschaften, Zerstörungen des Holzes, seine Konservierung, die Grundlagen der Festigkeitsberechnung und Roharten des Holzes.

2. Die Holzverbindungen, Verbindungsmittel, Stoßverbindungen, Knotenpunktverbindungen durch zimmermannmäßige Aneinanderarbeitung, neuartige Knotenpunktausbildungen durch besondere dübelartig wirkende Einlagen.

3. Die Tragwerke im allgemeinen, der verzahnte und verdübelte Träger, der unterspannte, gespreizte und versteifte Balken, das Hängewerk, das Sprengwerk, das vereinigte Hänge- und Sprengwerk, der Howesche Träger, der Bohlenbogen und neuere, ingenieurmäßig durchgebildete Tragwerke.

4. Dachkonstruktionen, Belastung, Sparren, Pfetten, Binder, das Zollbau-Lamellendach.

5. Hallenbauten und Tribünen, Speicherbauten, Turmbauten.

6. Brücken: Fahrbahn, Hauptträger (Balken- und Bogenbrücken aller Art in Vollwand- und Fachwerkform), hölzerne Pfeiler und Gerüstbrücken.

7. Baugerüste im Hochbau und im Brückenbau.

Schon die obige kurze Inhaltsangabe läßt einmal im Aufbau des Werkes, dann in ihrer Gesamtheit erkennen, daß es sich im vorliegenden Falle um ein großzügig angelegtes, auf wissenschaftlich-pädagogischer Höhe stehendes, das gesamte Gebiet umfassendes Werk handelt. Besonders wertvoll sind die den einzelnen theoretischen Erörterungen sich stets anschließenden Zahlenbeispiele, die allen Lesern sehr willkommen sein werden und sie in ihnen z. T. ferner liegende Gebiete aufs beste einführen. Hierzu kommen die hervorragend wiedergegebenen Abbildungen, namentlich auch der wichtigeren Einzelheiten der zahlreichen neuzeitlichen und in der Regel „Muster"-Ausführungen. Alles in allem stellt das Gesteschische Werk sich als das Buch dar, welches nach dem Stande der derzeitigen Literatur im Gebiete des Holzbaues als bestes zum Selbststudium und zur Benutzung in der Praxis uneingeschränkt dem akademischen Bauingenieur empfohlen werden kann.

M. F.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 1. September wurde die Baustelle für die Untertunnelung des Landwehrkanals am Kottbuser Tor besichtigt. Die im Bau befindliche Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln unterfährt hier im Zuge des Kottbuser Dammes und der Kottbuser Straße oberhalb der Kottbuser Brücke den Landwehrkanal. Mit der Ausführung dieser Bauarbeiten wurde von der Nordsüdbahn A.-G. die Siemens-Bauunion betraut. Der Bauleiter dieser Firma, Herr Dipl.-Ing. Bautze, hielt bei der Besichtigung den einleitenden Vortrag und leitete die Führung. Die Ausführung erfolgte abweichend von dem bisher in Berlin angewandten Bauverfahren in einem einzigen Bauabschnitt in offener Bauweise. Der Landwehrkanal ist zu diesem Zweck durch zwei Fangedämme, die ihrerseits durch eiserne Larssenspundwände eingefaßt sind, abgedämmt worden. In der zwischen den Fangedämmen entstandenen Kanalbaugrube ist der Untergrundbahntunnel unter Absenkung des Grundwasserspiegels in trockener Baugrube errichtet worden. Die Ausführung der Arbeiten nach diesem an sich einfachsten Bauverfahren bedingte jedoch die Überwindung von zwei Hauptschwierigkeiten. Die eine lag darin, unter möglichster Rücksichtnahme auf die Schiffahrtsinteressen die erforderliche Sperrung des Kanals auf eine Mindestfrist zu beschränken, und zwar wurde seitens der Aufsichtsbehörden, nämlich der Reichswasserstraßenverwaltung und des Berliner Polizeipräsidiums, die Baugenehmigung von der Innehaltung einer Frist von vier Monaten abhängig gemacht, innerhalb der die bausausführende Firma den Einbau des Kanaltunnels bewerkstelligen sollte. Die zweite Schwierigkeit lag darin, auch während der Sperrung des Landwehrkanals nicht nur für eine ausreichende Spülung des Kanals, sondern auch für eine gesicherte Abführung des vom Landwehrkanal zur Entlastung des Hauptspreelaufes mitgeführten Wassers Sorge zu tragen.

Dem Verlangen der Wasserbaubehörde, den Landwehrkanal möglichst ausreichend zu spülen und den diesem zugedachten Teil der gesamten Spreewassermenge sicher abzuführen, wurde hier durch Anlage einer Heberleitung genügt. Es waren durchschnittlich 5 cbm/sec zu fördern.

Abweichend von der bei der Untertunnelung des Landwehrkanals an der Belle-Alliance-Brücke im Zuge der Nordsüdbahn angewandten Baumethode, wo zur Abführung des Wassers im zweiten Bauabschnitt eine mit Dichtung ausgekleidete Rinne diente, welche die hölzernen und eisernen Spundwände durchdrang, hatte im vorliegenden Fall die Firma ein neuartiges Verfahren vorgeschlagen, und zwar das Kanalwasser mittels einer Heberanlage über die Baustelle herüber zu hebern. Bei dem hierfür allein zur Verfügung stehenden Stau von 10 cm mußte die Heberleitung zur Abführung von 5 cbm/sec Durchflußwasser auf zwei Rohre von 1,50 m und fünf Rohre von 80 cm lichtem Durchmesser dimensioniert werden. Während der in einem großen Teil des diesjährigen Sommers anhaltenden Hochwasserperiode hat die Heberanlage auch bei einem Stau von zirka 25 cm mit ungefähr 8 cbm/sec gearbeitet. Zur Ansaugung der Heberleitungen und zur gelegentlichen Auffrischung des Vakuums in den Heberrohren während der Betriebszeit diente eine mit zwei Wasserringelmopumpen ausgerüstete Vakuumzentrale, an die ferner auch die Grundwasserhaltungen mittels Fernleitung angeschlossen waren. Es sind auf diese Art mit einem geringsten Kraftaufwand von wenigen KW-Stunden während der gesamten Bauzeit nicht weniger als 50 Mill. cbm über die Baustelle herübergehebert worden.

Am Besichtigungstage waren die Bauarbeiten für den Tunnel fast beendet. Die von den Behörden gestellte Frist von vier Monaten war schon unterschritten worden.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Die Arbeiten an dem Jahrbuch haben sich unvorhergesehenerweise etwas verzögert, so daß die Versendung erst am 2. November 1926 erfolgen wird. Wir bitten daher unsere Mitglieder, erst auf Eingang des Buches in der Zeit vom 5. bis 15. November zu rechnen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang 5. November 1926 Heft 45

EIN BEITRAG ZUR FRAGE DER DONAUVERSINKUNG.

Von Dr.-Ing., Dr. rer. pol. Karl Späth, Baurat in Stuttgart.

Die in der letzten Zeit in der Fachpresse und in den Tageszeitungen erschienenen zahlreichen Auslassungen über die Donauversinkung geben dem Verfasser Veranlassung, zwecks weiterer Klärung der strittigen Frage, die z. Z. von den beteiligten Ländern Württemberg und Baden vor dem Staatsgerichtshof ausgetragen wird, eine beim Neubau der Donaubrücke in Tuttlingen festgestellte Versinkungserscheinung mitzuteilen, die nicht nur die unmittelbar an der Versinkungsfrage beteiligten Kreise, sondern auch allgemein in wissenschaftlicher Hinsicht interessieren dürfte.

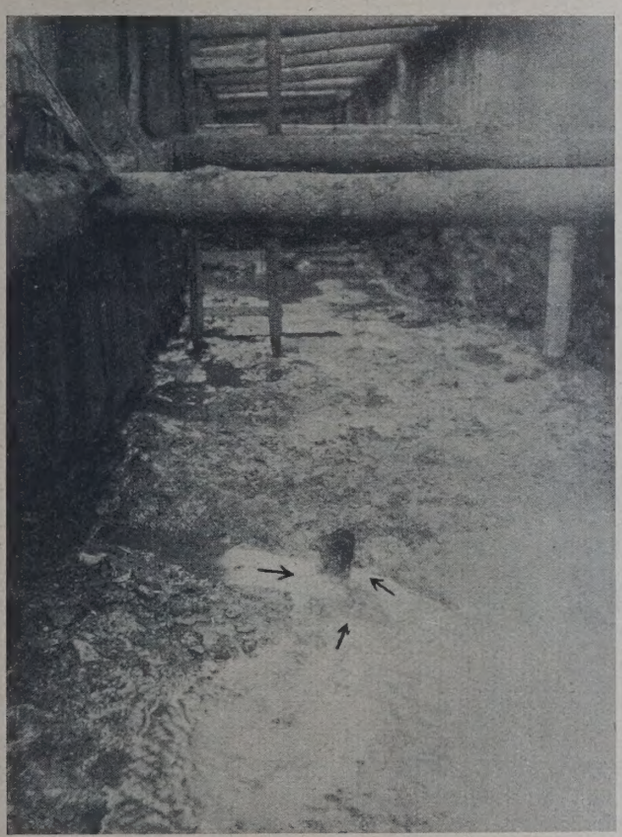


Abb. 1. Fundamentsohle des Brückenpfeilers II.

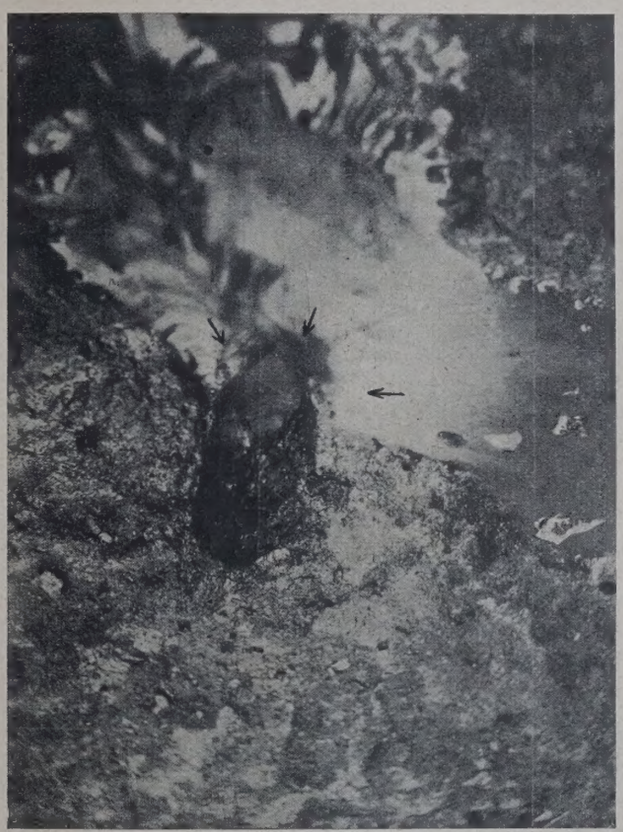


Abb. 2. Versenkungsloch im Pfeilerfundament II (Draufsicht).

Zuvor sei in kurzen Umrissen noch das Wissenswerte über die Donauversinkung und deren mißliche Folgen in Tuttlingen geschildert.

Bekanntlich versinkt das Wasser der Donau auf ihrem Lauf von Immendingen in Baden bis Fridingen in Württemberg und zwar oberhalb des badischen Ortes Möhringen im Sommer und Herbst durchschnittlich an 100 Tagen jährlich vollständig, so daß das Flußbett auf der Strecke zwischen Immendingen und Tuttlingen trocken ist und begangen werden kann. Die zahlreichen Färbungs- und Salzungsversuche seit dem Jahre 1877 haben einwandfrei ergeben, daß das versickerte Donauwasser an dem 172 m tiefer liegenden Aachtopf, der auf badischem Gebiet liegt, wieder zum Vorschein kommt. Über den unterirdischen Verlauf des Versinkungswassers, das durch die Spalten und netzartigen Löcher des Weißjuragebirges fließt, sind zweifelfreie Angaben noch nicht vorhanden[1]).

Während der Versinkungszeit wird die Donau in Tuttlingen, die ein Einzugsgebiet von 1008 km² hat, nur noch gespeist vom Krähenbach in Möhringen mit einem Einzugsgebiet von 30 km² und von der kurz vor der neuen Donaubrücke einmündenden Elta in Tuttlingen mit einem Einzugsgebiet von 81 km². Das Wasser des Krähenbaches geht, soweit es überhaupt in die Donau gelangt, durch Verdunstung und Versinkung zu einem großen Teil verloren, so daß als eigentlicher Zufluß der Donau nur noch die Elta mit einer ganz geringen Wassermenge übrig bleibt. Nach Eintritt der Donauversinkung beträgt der Wasserzufluß in Tuttlingen anfangs 400 bis 500 sl im Durchschnitt 100 bis 300 sl, und im Minimum 80 sl. Dieses Minimum wird gewöhnlich im Monat September erreicht.

Die Folgen dieser geringen Wasserzufuhr der Donau machten sich jedes Jahr in überaus nachteiliger Weise für die Bevölkerung von Tuttlingen bemerkbar. Das mit zahlreichen Tümpeln überzogene Donaubett drohte die öffentliche Gesundheit zu gefährden, denn es traten bald Fäulnisbildungen mit

[1]) Eine eingehende Darstellung der rechtlichen und wasserwirtschaftlichen Fragen der Donauversinkung enthält die Abhandlung von Regierungsbaumeister a. D. K. Köbler, Karlsruhe, in „Der Bauingenieur", Heft Nr. 27 vom 9. Oktober 1925, auf die hier verwiesen wird.

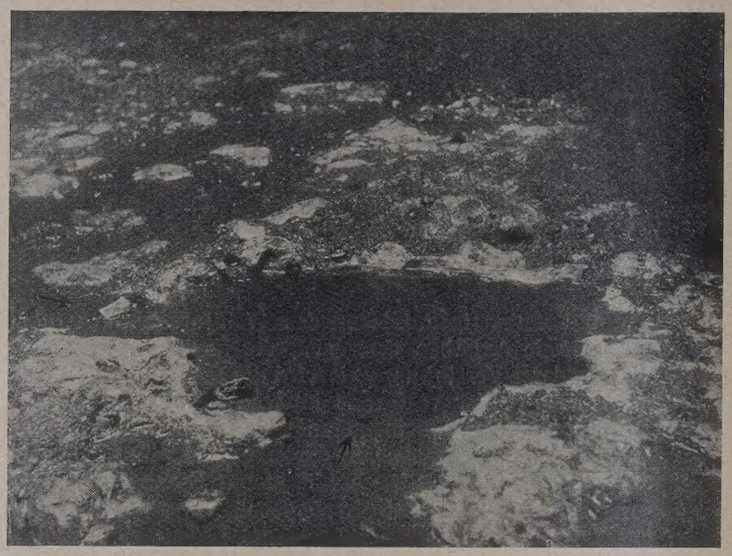


Abb. 3. Versinkungsstelle im Pfeilerfundament II (Draufsicht).

Eingehen der Fische und der Wasserpflanzen auf, dazu kamen die Abwässer der zahlreich am Ufer gelegenen Gerbereien, die in der Ausübung ihres Gewerbebetriebes durch das fehlende Donauwasser behindert waren, so daß besonders in der warmen Jahreszeit eine gesundheitschädliche Ausdünstung des mit Schlamm überzogenen Flußbettes wahrzunehmen war.

Um dem unerträglichen und hygienisch bedenklichen Zustande, der durch den Mangel an Donauwasser verursacht wurde, einigermaßen abzuhelfen, wurde in den Jahren 1913 und 1914 anläßlich der Erneuerung der hölzernen Staatsstraßenbrücke, die baufällig war, das alte Wehr durch ein bewegliches Schützenwehr ersetzt und eine gründliche Verbesserung des Flußbettes durchgeführt. Bei der Aushebung der Fundamente für die Brückenpfeiler trat nun der überraschende Fall ein, daß die Brückenpfeiler, deren Fundamente bis zu $4\frac{1}{2}$ m unter der Flußsohle ausgeschachtet wurden, ohne besondere Wasserhaltung erstellt werden konnten. Auf der Fundamentsohle zeigten sich zahlreiche Sickerlöcher, in die das von außen eindringende Wasser rasch verschwand, so daß die Pfeilerfundamente fast trocken waren, eine Erscheinung, die sowohl der Bauunternehmer wie auch die Bauleitung angenehm empfand. Die beistehende Abb. 1 zeigt die Fundamentsohle eines Brückenpfeilers mit den verschiedenen Sickerlöchern, in die das Wasser fließt, während in den Abb. 2 u. 3 zwei besonders charakteristische Sickerstellen in der Fundamentsohle wiedergegeben sind. Wie die Wasserströmung vor den Versinkungsstellen anzeigt, ist die Schluckfähigkeit der Sickerlöcher teilweise nicht unerheblich. Die beim Fundamentaushub ausgebrochenen Steine in Abb. 4 und in Abb. 5, die dem Betta-Jurakalk angehören, zeigen deutlich die typischen vom Wasser ausgewaschenen Stellen, die eine gewisse Ähnlichkeit mit den von Mäusen verursachten Erdgängen haben. Besonders schön ist diese Erosionserscheinung in Abb. 4 veranschaulicht. Größere Hohlräume wurden bei den Aushubarbeiten für die Brückenpfeiler nicht beachtet. Es liegt daher die Annahme nahe, daß der weiße Jura, auf dem das Bett der Donau verläuft, von einem System netzartig verzweigter kleiner Kanäle durchzogen ist, in denen sich das versinkende Donauwasser bewegt. Ob sich in größeren Tiefen dieses Röhrensystem fortsetzt oder ob dieses in die von mancher Seite vermuteten großen Hohlräume einmündet, ist u. W. noch nicht festgestellt worden. Immerhin geben die oben mitgeteilten Bilder einen wertvollen Aufschluß über die siebartige Beschaffenheit des Weißjurabettes der Donau.

Abb. 4. Stein aus dem Fundament von Ortpfeiler V, etwa 5 m unter der Flußsohle.

Abb. 5. Ausbruchsteine aus dem Fundameut des rechten Ortpfeilers.

Durch den neugeschaffenen höheren Aufstau des Donauwassers und durch die Möglichkeit der Durchspülung des Donaubetts nach Aufziehen der mit der Brücke verbundenen beweglichen Wehrfallen sind die hygienischen Verhältnisse in Tuttlingen etwas verbessert worden. Mit dem heutigen Aufstau der Donau in der Stadt ist es allein nicht getan, da bei der geringen Wasserzufuhr in die Wehrwage eine geordnete Wassernutzung nicht möglich ist und das aufgestaute Wasser die hygienischen Nachteile eines stagnierenden Wassers aufweist. Öftere Durchspülungen des Flußbettes durch Ziehen der Wehrfallen verbieten sich wegen des eingangs geschilderten zu geringen Wasserzuflusses gerade in der warmen Jahreszeit, da die Wehrwage zu ihrer Wiederauffüllung zu lange braucht. Eine gründliche Abhilfe aller mit der Donauversinkung zusammenhängenden Mißstände wird nur dann geschaffen, wenn der württembergischen Donau von Immendingen her in der fraglichen Zeit eine genügend große Wassermenge zugeleitet wird. Es ist daher dringend zu wünschen, daß die alte Streitfrage zwischen Württemberg und Baden über die Donauversinkung bei der gegenwärtigen Behandlung vor dem Staatsgerichtshof in einer für beide Parteien befriedigenden Weise gelöst wird.

MASCHINENFUNDAMENTE.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin.

(Schluß von Seite 863.)

Die vorgenannten Ausführungen dieses Aufsatzes geben nun Richtlinien für die standhafte Auflagerung der Maschinenfundamente auf den Untergrund, und so können wir im folgenden von einem starr aufgelegten Fundament ausgehen und die Bemessung des Fundamentkörpers selbst gegen die darauf einwirkenden Kräfte und dadurch hervorgerufenen Schwingungen innerhalb des Fundamentkörpers erörtern. Es sei gleich darauf hingewiesen, daß bei der Berechnung der Fundamente nach roher Schätzung der Abmessungen am besten zuerst die Schwingungsuntersuchung vorgenommen wird, um zu sehen, ob nicht die äußeren Querschnittabmessungen mit Rücksicht auf die Resonanz abgeändert werden müssen. Die Unkenntnis der Eiseneinlagen bei Eisenbetongründungen ist hierbei nicht von Bedeutung, da das Trägheitsmoment der Querschnitte dadurch nur wenig beeinflußt wird. Zur überschläglichen Frequenzberechnung genügt es bei Eisenbetonquerschnitten, die Eiseneinlagen mit einer etwa 20 bis 25 proz. Erhöhung des Betonträgheitsmomentes zu berücksichtigen[4]). Die Vornahme der Schwingungsuntersuchung vor der Berechnung des Fundamentes gegen die darauf wirkenden Kräfte ist schon deshalb angezeigt, weil die Kraftgrößen bzw. die Beanspruchungen z. T. von der Eigenfrequenz abhängen, wie es weiter unten bei der Besprechung des dynamischen Faktors erläutert wird.

Eine Berechnung der Eigenfrequenz innerhalb des Fundamentkörpers kommt hauptsächlich bei aufgelösten Konstruktionen wie z. B. Turbinenfundamenten in Frage, die aus verhältnismäßig schlanken Stützen und Balken bzw. Rahmen bestehen. Die hierfür verwendbaren, zuerst von Dr. Geiger[5]) gebrachten Formeln sind z. T. im ersten Aufsatz des Verfassers wiedergegeben[6]). An Hand der allgemeinen Schwingungsformeln Nr. 1—5 kann man auch für andere Belastungsfälle und Trägersysteme sowie z. B. auch für Wangen oder Vollbetonfundamente Formeln ableiten. Bei letztgenannten starren Fundamenten ist aber eine Schwingungsberechnung meistens überflüssig, da die Frequenz sehr hoch liegt und eine Resonanz — besonders bei niedriger Maschinentourenzahl — nicht zu befürchten ist. Es sei hier darauf hingewiesen, daß es bei aufgelösten Fundamenten, die lediglich aus mehreren parallel gestellten Rahmen bestehen, wie z. B. bei Turbinenfundamenten, zweckmäßig ist, die Rahmen aufeinander abzustimmen, d. h. die einzelnen Rahmen so zu bemessen, daß die Frequenz bei allen dieselbe ist. Ähnlich wie bei statischer Bestimmtheit entsteht hier dann eine Bestimmtheit der Schwingungsberechnung, da die unberechenbare gegenseitige Beeinflussung der Rahmen ausgeschaltet wird.

Bei den Kräften handelt es sich außer den ruhenden Maschinenlasten um die Massenkräfte von rotierenden oder hin- und hergehenden Maschinenteilen u. dgl.

Rotierende Massen beanspruchen das Fundament, sobald eine Exzentrizität der Masse vorhanden ist, durch Fliehkräfte, die im Takte der Maschine auf das Fundament einwirken und sich aus der Formel

$$F = m\,r\,\omega^2 = \frac{G'}{g}\,r\,\omega^2 \tag{17}$$

berechnen lassen, wobei

r die Exzentrizität,
G′ das Gewicht des rotierenden Körpers,
g die Erdbeschleunigung (= 981 cm/s),
m die Masse des rotierenden Körpers und
ω die Winkelgeschwindigkeit

bedeuten. Die größte Exzentrizität wird die Maschinenfabrik angeben müssen, da man hierfür mit Rücksicht auf die vielen verschiedenen Fälle einheitliche Angaben nicht machen kann.

Die obige Formel ist jedoch nur dann gültig, wenn die Welle sehr starr ist und die Tourenzahl nicht hoch. Bei biegsamer Welle und besonders bei hohen Tourenzahlen vergrößert die Fliehkraft merklich die ursprüngliche Exzentrizität und erfährt infolgedessen auch selbst eine Erhöhung, die wie folgt berechnet werden kann[7]). Auf Abb. 11 bedeutet S den Schwerpunkt der voll ausgezogenen kreisrunden rotierenden Scheibe, Punkt O ist der Schnittpunkt der Rotationsachse (Verbindungslinie der beiden Wellenlager) mit der Scheibe. Der Schnittpunkt A der Wellenachse mit der Scheibe fällt in der Ruhelage mit O zusammen, während der Rotation erleidet jedoch die Welle infolge der Fliehkraft eine Durchbiegung a (vgl. den Grundriß), so daß der Punkt A um dieses Maß aus der Mitte rückt. Die Exzentrizität ist dann r = e + a. Der gebogene Stab übt auf die Masse eine nach dem Punkte O gerichtete Kraft aus, die (wie oben bei der Herleitung der Formel 1) mit

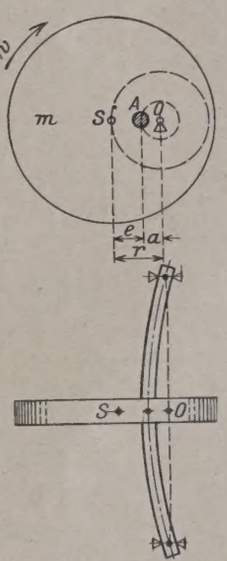


Abb. 11.

$$P = \frac{a}{f}\,G' = \frac{a\,m\,g}{f} \tag{18}$$

ausgedrückt werden kann, wobei wieder

G′ das Gewicht der rotierenden Scheibe und
f die statische Durchbiegung der Welle unter der Last G′

bedeuten. Die Durchbiegung wächst so lange, bis sich das Gleichgewicht zwischen Fliehkraft und der Wellenbiegekraft P einstellt, wenn also

$$m\,r\,\omega^2 = m\,a\,\frac{g}{f} = m\,(r-e)\,\frac{g}{f}\,.$$

Nach Einführung der Werte:

$$\omega^2 = \left(\frac{\pi\,n_m}{30}\right)^2,\ \frac{g}{f} = \left(\frac{\pi\,n_e}{30}\right)^2$$

[der letztere Wert aus Gleichung (5)] erhält man:

$$r = e\,\frac{n_e^2}{n_e^2 - n_m^2} \tag{19}$$

wobei n_m die Tourenzahl der Rotation, n_e die Eigenfrequenz der Welle bedeuten. Je näher die beiden Frequenzen zu einander stehen, um so größer wird der Ausschlag r (und die Fliehkraft); der Wert $n_m = n_e$ entspricht der kritischen Tourenzahl,

---

[4]) Unter der Annahme von Rechteckquerschnitten mit oben und unten gleich starker Bewehrung von je ½ μ% der Betonquerschnittfläche und bei 5% Randabstand ergibt sich zwischen dem Bewehrungsprozentsatz μ und dem Trägheitsmomentverhältnis $k = J_{Eisenbeton}$ zu J_{Beton} der Zusammenhang: $k = 1 + 0{,}36\,\mu$ und folgende Tabelle:

μ =	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
k =	1,00	1,07	1,14	1,21	1,29	1,36	1,43	1,50	1,58	1,65	1,12

[5]) „Berechnung der Schwingungserscheinungen an Turbodynamos" von Dr. Geiger, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1922, S. 667 und 1923, S. 287.

[6]) Eingehende Frequenzberechnungen sind im Aufsatz: „Die Berechnung der Schwingungen von Turbinenfundamenten" von Dipl.-Ing. G. Ehlers in der Festschrift Wayß u. Freytag A.-G. enthalten.

[7]) Eine ausführliche Behandlung dieser Frage, nur auf andere Weise, findet der Leser im Buche: Vorlesungen über technische Mechanik von Prof. A. Föppl, IV. Dynamik.

hierbei wird theoretisch $r = \infty$. Wenn die Tourenzahl größer ist als die Eigenfrequenz, dann muß der Punkt A außerhalb des Schwerpunktes liegen, um das Gleichgewicht herstellen zu können (Abb. 12). Die Gleichung lautet hierbei:

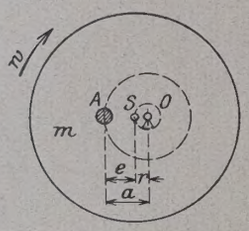


Abb. 12.

$$m\,r\,\omega^2 = m\,(r+e)\,\frac{g}{f}$$

beziehungsweise

$$r = e\,\frac{n_e^2}{n_m^2 - n_e^2}, \tag{20}$$

und man erkennt, daß der Ausschlager (und die Fliehkraft) mit wachsender Tourenzahl immer kleiner wird und bei entsprechend hoher Umdrehungsgeschwindigkeit sogar nur einen Bruchteil von der ursprünglichen Exzentrizität ausmacht. (Denselben Erscheinungen werden wir weiter unten bei der Ermittlung des dynamischen Faktors begegnen.)

Wenn also die Exzentrizität e nebst der beiden Frequenzen gegeben ist, dann muß aus obigen Formeln der Ausschlager ermittelt werden, woraus sich nach Formel (17) dann die Fliehkraft ergibt.

Meistens wird jedoch eine Schwerpunktsexzentrizität (e) nicht angegeben werden können, höchstens eine Führungsexzentrizität, d. h. das Maß der größten möglichen Wellendurchbiegung a. Die durch die Wellenlager auf das Fundament übertragene Fliehkraft kann dann einfach durch die oben angeschriebene Biegekraft als

$$F = \frac{a}{f}\,G' \tag{21}$$

ausgedrückt werden.

Zur Berechnung der hin- und hergehenden Massenkräfte eines Kurbeltriebes sei auf das bereits angeführte Büchlein von Prof. Dr. O. Föppl (Grundzüge der technischen Schwingungslehre) hingewiesen. Es handelt sich hierbei nur um die rein geradlinig bewegte Gesamtmasse m, die vom Kolben, Kolbenstange, Kreuzkopf und einem Teil der Schubstange herrührt, da die rein drehenden Massen, wie die Kurbel und der Schubstangenkopf sowie der zweite Teil der Schubstange, durch Gegenkurbel ausgeglichen werden können (Abb. 13).

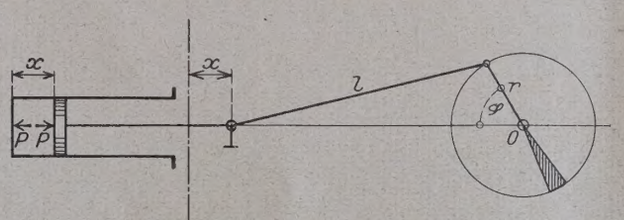


Abb. 13.

Wenn die Totlage des Getriebes durch $x = o$ gegeben ist, dann erhält man zwischen dem Weg der Masse und dem Verdrehungswinkel die Beziehung:

$$x = r\left[(1-\cos\varphi) + \frac{\lambda}{4}(1-\cos 2\varphi)\right]$$

wobei $\lambda = \frac{r}{l}$. Durch Differentiation und Einführung des Zeichens ω für die zeitlich ungeänderte Winkelgeschwindigkeit $\frac{d\varphi}{dt}$ der Maschine erhält man die Beschleunigung zu

$$\frac{d^2x}{dt^2} = r\,\omega^2(\cos\varphi + \lambda\cos 2\varphi)$$

und die Massenkraft (= Masse × Beschleunigung) zu

$$P = m\,r\,\omega^2\cos\varphi + m\,r\,\omega^2\lambda\cos 2\varphi = P_I\cos\varphi + P_{II}\cos 2\varphi. \tag{22}$$

Das sind Massenkräfte I. und II. Ordnung, von denen die erste mit der Periode des Kurbelwinkels, die zweite mit doppelter Periode fortschreitet. Der Größtwert entsteht bei $\varphi = o$ und ist

$$P_I + P_{II} = m\,r\,\omega^2(1+\lambda). \tag{23}$$

Es genügt nun nicht, die Größtwerte der ermittelten periodisch wirkenden dynamischen Kräfte in unveränderter Größe als statische Kraftgrößen in Rechnung zu setzen, sie sind vielmehr mit einem dynamischen Faktor ν zu multiplizieren, da die von den dynamischen Kräften hervorgerufenen Beanspruchungen anders, meistens größer ausfallen, als wenn diese Kräfte ruhend wirken würden. Als dynamischen Faktor hat der Verfasser für periodische Kräfte und stoßweise auftretende Belastungen im ersten Aufsatz die Zahl 2 vorgeschlagen, unter der Voraussetzung, daß die Eigenfrequenz und die Maschinentourenzahl — dem Vorschlag des Herrn Dr. Geiger entsprechend — einen Unterschied von mindestens 30% aufweisen. Dieser Zuschlag ist bei genannter Voraussetzung immer ausreichend, wie dies auch aus dem damals veröffentlichten Gedankenaustausch zwischen Dr. Geiger und dem Verfasser hervorgeht. Der 100proz. Zuschlag braucht aber nicht als starre Regel zu gelten, sondern nur als behelfsmäßiger einfacher Überschlagswert für den Fall, daß eine genauere Berechnung nicht erfolgt. Es ist nämlich möglich, den dynamischen Faktor für periodisch wirkende Kräfte von Fall zu Fall je nach dem Verhältnis zwischen Eigenfrequenz und Tourenzahl auch genauer zu fassen, wie es die folgenden Ausführungen zeigen:

Läßt man auf ein Fundament in einer bestimmten Richtung (lotrecht oder wagerecht) eine ruhende Kraft P einwirken, dann entsteht an irgendeiner Stelle dieses Fundamentes die statische Verschiebung oder Durchbiegung f. Wirkt sie als hin- und hergehende Kraft, nach dem Sinusgesetz mit dem Augenblickswert $P\sin\alpha$ und dem Größtwert P, dann bringt sie das Fundament in Schwingungen, und die betreffende Meßstelle des Fundamentes erleidet den Schwingungsausschlag $a\sin\alpha$ mit dem Größtwert a. Da die Beanspruchungen mit den Deformationen proportional sind, gibt das Verhältnis des dynamischen und statischen Ausschlages $\nu = \frac{a}{f}$ gleichzeitig an, in welchem Maße die Beanspruchung des Fundamentes durch die dynamische Art der Kraft gesteigert wird, oder die wievielfache statische Kraft anzusetzen ist, um dieselben Beanspruchungen zu erzielen, wie sie durch die dynamische Kraft hervorgerufen werden. Die Größe des Schwingungsausschlages a hängt nun vom Verhältnis der Eigenfrequenz zur Kraftfrequenz (Tourenzahl) ab und wird um so größer, je näher die beiden Frequenzen zu einander stehen. Die Verhältniszahl $\nu = \frac{a}{f}$, der dynamische Faktor, ist von den Frequenzen im selben Sinne abhängig, da f ein Festwert ist, und kann für gegebene Frequenzen wie folgt ermittelt werden.

Die Abhängigkeit des Schwingungsausschlages vom Verhältnis der Frequenzen hat Herr Dr. Geiger anläßlich des oben genannten Gedankenaustausches in der Formel

$$a = \frac{P}{\frac{3\,E\,\Theta}{l^3} - m\,\omega^2}$$

und in der Abb. 2 seines Aufsatzes angegeben. In allgemeinerer Form lautet diese Gleichung wie folgt:

$$a = \frac{P}{\frac{m\,g}{f} - m\,\omega^2}, \tag{24}$$

wobei P den Größtwert der angreifenden periodischen Kraft $P\sin\alpha$,

a den zugehörigen größten Ausschlag,

m die Masse des Fundamentes nebst Maschine,

f den vom Gesamtgewicht G hervorgerufenen Ausschlag (G in der Kraftrichtung angesetzt) und

ω die Winkelgeschwindigkeit der Kraftperiode (Tourenzahl der Maschine)

bedeuten. Drückt man den Nenner mit den Frequenzzahlen n_e und n_m für Eigenfrequenz und Tourenzahl aus, dann ist zunächst aus Gleichung (5) (wie bei der Fliehkraftberechnung):

$$\frac{g}{f} = \left(\frac{\pi n_e}{30}\right)^2$$

und

$$\omega = \left(\frac{\pi n_m}{30}\right)^2,$$

woraus sich

$$a = \frac{30^2 P}{\pi^2 m} \cdot \frac{1}{n_e^2 - n_m^2} \tag{25}$$

ergibt. Nun ist die statische Durchbiegung infolge einer ruhenden Last P

$$\delta = f\frac{P}{G} = \frac{f}{m g} P = \frac{1}{m}\left(\frac{30}{\pi n_e}\right)^2 P,$$

und man erhält den dynamischen Faktor

$$v = \frac{a}{\delta} = \frac{30^2 P}{\pi^2 m} \cdot \frac{1}{n_e^2 - n_m^2} \cdot \frac{\pi^2 m}{30^2 P} n_e^2 = \frac{n_e^2}{n_e^2 - n_m^2} \tag{26}$$

oder nach Einführung der Verhältniszahl $\varkappa = \frac{n_e}{n_m}$ die Gleichung:

$$v = \frac{\varkappa^2}{\varkappa^2 - 1}. \tag{27}$$

Für verschiedene Frequenzverhältnisse $\varkappa = \frac{n_e}{n_m}$ ergeben sich nach dieser Formel folgende dynamische Faktoren:

$\varkappa = \frac{n_e}{n_m} =$	0,0	0,5	$\frac{1}{\sqrt{2}}$	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	$\sqrt{2}$	1,5	2,0
$v =$	0,00	0,33	1,00	1,78	4,27	∞	5,75	3,28	2,00	1,80	1,33

$\varkappa = \frac{n_e}{n_m} =$	3,0	5,0	10,0
$v =$	1,13	1,04	1,01.

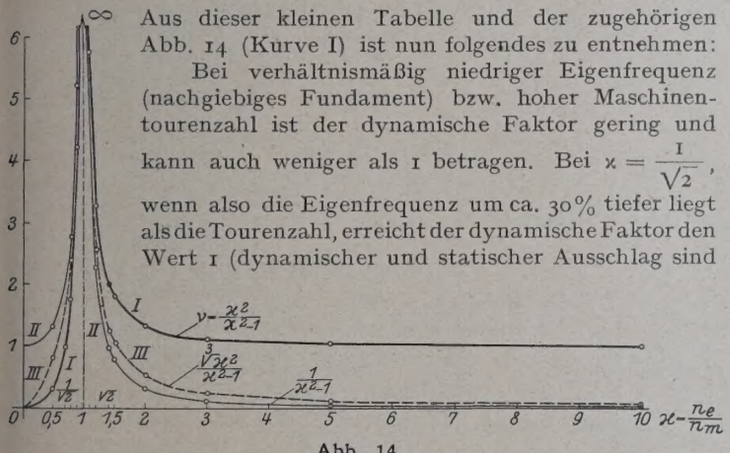


Abb. 14.

Aus dieser kleinen Tabelle und der zugehörigen Abb. 14 (Kurve I) ist nun folgendes zu entnehmen:

Bei verhältnismäßig niedriger Eigenfrequenz (nachgiebiges Fundament) bzw. hoher Maschinentourenzahl ist der dynamische Faktor gering und kann auch weniger als 1 betragen. Bei $\varkappa = \frac{1}{\sqrt{2}}$, wenn also die Eigenfrequenz um ca. 30% tiefer liegt als die Tourenzahl, erreicht der dynamische Faktor den Wert 1 (dynamischer und statischer Ausschlag sind einander gleich), um bei weiterer Annäherung beider Frequenzen rasch anzusteigen. Das Verhältnis $\varkappa = \frac{n_e}{n_m} = 1$ entspricht der Resonanz mit dem theoretischen Wert $v = \infty$. Weiter nimmt der Faktor wieder rasch ab und beträgt bei $\varkappa = \frac{n_e}{n_m} = \sqrt{2}$, wenn also die Tourenzahl um ca. 30% tiefer steht als die Eigenfrequenz, nur mehr 2 (100% Stoßzuschlag). Wird die Eigenfrequenz noch höher (starres Fundament) bzw. die Tourenzahl noch kleiner, dann nähert sich der dynamische Faktor immer mehr dem Wert 1.

Es wäre nun nicht richtig, daraus den Schluß zu ziehen, daß man nach Möglichkeit nicht starre, sondern biegsame Fundamente konstruieren soll mit niedriger Eigenfrequenz, um hierdurch den dynamischen Faktor möglichst zu verringern. Bei solch biegsamen Fundamenten wird zwar der dynamische Faktor, also die Kraftwirkung, gering, dafür sind aber auch die Querschnitte schwach, so daß die geringe Kraft trotzdem erhebliche Durchbiegungen und Beanspruchungen zur Folge hat. Man kann sich hierüber an Hand der Formel (25) ein Bild machen. Diese Formel kann auch wie folgt geschrieben werden:

$$a = \frac{30^2 P}{\pi^2 m n_m^2} \cdot \frac{1}{\varkappa^2 - 1} \tag{28}$$

und gibt bei gegebener Tourenzahl n_m die zum jeweiligen Frequenzverhältnis $\varkappa = \frac{n_e}{n_m}$ gehörenden Ausschläge an. In folgender Tabelle sind einzelne Werte ausgerechnet, den Verlauf der Ausschläge zeigt die Kurve II auf Abb. 14.

$\varkappa = \frac{n_e}{n_m} =$	0,0	0,5	$\frac{1}{\sqrt{2}}$	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	$\sqrt{2}$
$a\frac{\pi^2 m n_m^2}{30^2 P} = \frac{1}{\varkappa^2 - 1} =$	1,00	1,33	2,00	2,80	5,30	∞	4,80	2,30	1,00

$\varkappa = \frac{n_e}{n_m} =$	1,5	2,0	3,0	5,0	10,0
$a\frac{\pi^2 m n_m^2}{30^2 P} - \frac{1}{\varkappa^2 - 1} =$	0,80	0,33	0,12	0,04	0,01.

Diese Kurve ist gegen diejenige des dynamischen Faktors (Kurve I) um die Einheit verschoben. Daß sich die Kurve mit der von Herrn Dr. G. dargestellten nicht deckt, liegt daran, daß hier die Eigenfrequenz als variable Größe aufgefaßt wurde, während Dr. G. bei gegebener Eigenfrequenz die Tourenzahl ändert. Man sieht, daß der Ausschlag beziehungsweise die Beanspruchung für Werte $\varkappa < 1$ nicht unter ein gewisses Maß $\left(a = \frac{30^2 P}{\pi^2 m n_m^2}\right)$ sinken, während für $\varkappa > 1$ Ausschlag und Beanspruchung beliebig verringert werden können, wenn man mit der Eigenfrequenz hoch genug geht, die Fundamente also genügend starr ausbildet. Man soll demnach möglichst starre Fundamente konstruieren, um geringe Vibrationsausschläge und niedrige Spannungen zu erzielen. Die geringen Vibrationen sind nicht nur für den ruhigen Gang der Maschine von Vorteil, sie übertragen auch — wie bereits gesagt — kleinere Erschütterungen auf die Umgebung, und es geht durch sie weniger Energie verloren. Was die Beanspruchungen betrifft, so sei noch darauf hingewiesen, daß wir bei den vorangehenden Betrachtungen nur die dynamischen Kräfte berücksichtigt haben; dazu kommen noch die ruhenden Lasten der Maschine und des Fundamentes, die bei schwachen, nachgiebigen Fundamenten größere Beanspruchungen hervorrufen als bei starren, so daß letztere auch aus diesem Grunde zu bevorzugen sind. Man wird ferner durch möglichst starre Konstruktion die Spannungen auch deshalb niedrig halten müssen, weil die hier besprochenen periodischen Kräfte Wechselbeanspruchungen hervorrufen, gegen die das Material weniger widerstandsfähig ist[8]). Die günstige Wirkung der Eigenfrequenzerhöhung zeigt sich hierbei auch darin, daß der dynamische Faktor ebenfalls abnimmt (er nähert sich dem Werte 1), so daß der Spannungsanteil der dynamischen Kräfte im Verhältnis kleiner wird, wodurch sich die Entfernung zwischen oberer und unterer Spannungsgrenze verringert. Aus Versuchen ist bekannt, daß das Material um so widerstandsfähiger ist, je weniger diese Spannungsgrenzen von einander abweichen, beziehungsweise je kleiner die Ausschläge der Spannungsvibration sind, man wird also um so höhere Gebrauchsspannungen zulassen können. Auf die bei wiederholten Beanspruchungen zuzulassenden Spannungen wollen wir weiter unten noch zurückkommen, es sollen zuerst die Zusammenhänge zwischen den Frequenzen, dem dynamischen Faktor, den Ausschlägen und Spannungen an Hand eines kleinen Beispieles gezeigt werden. Es muß vorher noch bemerkt werden, daß sich bei wechselndem Frequenzverhältnis die Spannungen nur dann in derselben Weise wie die Ausschläge ändern,

[8]) Auf den ungünstigen Einfluß von Wechselbeanspruchungen bei Maschinenfundamenten hat m. W. zuerst Herr Dr.-Ing. Boros in dieser Zeitschrift 1923 S. 339 hingewiesen.

wenn es sich nur um Normalkräfte handelt; die Querschnittänderungen beeinflussen nämlich die Ausschläge in derselben Weise, wie die Spannungen, Ausschläge und Spannungen sind proportional zueinander. Dasselbe gilt auch für Biegungsbeanspruchung, solange bei Querschnittsänderungen die Querschnitthöhe unverändert beibehalten wird, die verschiedenen Eigenfrequenzen also nur durch Änderung der Querschnittsbreiten bewirkt werden. Wenn aber bei Biegungsbeanspruchungen die Frequenzänderungen bei gleichbleibender Breite nur durch Änderung der Querschnittshöhe hervorgerufen werden, dann hat die Abhängigkeitskurve der Spannungen einen von der Ausschlagkurve II etwas abweichenden Verlauf. Betrachtet man hierbei die Querschnittshöhe h als unabhängige Veränderliche, dann ist

die Spannung $\sigma = \frac{c_1}{h^2}$,

die Durchbiegung (Ausschlag) $a = \frac{c_2}{h^3}$,

das Frequenzverhältnis [auf Grund der Gleichung (5)]

$$\varkappa = c_3 \sqrt{h^3}; \text{ und daraus } h = \sqrt[3]{\left(\frac{\varkappa}{c_3}\right)^2}.$$

Aus den ersten beiden Ausdrücken folgt:

$$\frac{\sigma}{a} = c_4 h,$$

oder

$$(29) \qquad \sigma = a\, c_4\, h = \frac{c_5}{\varkappa^2 - 1}\, c_4 \sqrt[3]{\frac{\varkappa^2}{c_2^3}} = c\, \frac{\sqrt[3]{\varkappa^2}}{\varkappa^2 - 1}.$$

An Hand dieser Formel ist die Kurve III auf Abb. 14 gezeichnet. Wie man ersehen kann, weicht sie von der Ausschlagkurve II nur wenig ab.

Als Beispiel wählen wir einen Holzbalken, der von der darauf sitzenden Rotationsmaschine in lotrechter Richtung durch eine Fliehkraft P periodischen Beanspruchungen unterworfen wird (Abb. 15).

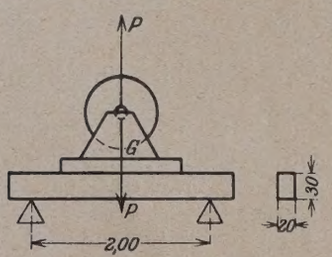


Abb. 15.

Das Gewicht der Maschine (als Einzellast in Balkenmitte angreifend) ist G = 1000 kg (das Balkeneigengewicht wird vernachlässigt);
die Fliehkraft P = 500 kg,
Tourenzahl n_m = 800/min;
Balkenbreite b = 20 cm, Balkenhöhe h = 30 cm, Spannweite l = 200 cm, Elastizitätsmodul 100 000 kg/cm² (Trägheitsmoment I = 45 000 cm⁴);

man erhält zunächst

$$f = \frac{G\, l^3}{E\, I \cdot 48} = \frac{1000 \cdot 200^3}{100\,000 \cdot 45\,000 \cdot 48} = 0{,}037 \text{ cm}$$

und daraus $n_e = \frac{300}{\sqrt{0{,}037}} = 1580$,

ferner $\varkappa = \frac{n_e}{n_m} = \frac{1580}{800} = 1{,}975$;

$$\nu = \frac{\varkappa^2}{\varkappa^2 - 1} = 1{,}34.$$

Nach Formel (28) ergibt sich der Ausschlag zu

$$a = \frac{30^2 \cdot 500}{\pi^2 \frac{1000}{981} \cdot 800^2} \cdot \frac{1}{1{,}975^2 - 1} = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{0{,}975} = 0{,}025 \text{ cm};$$

die Beanspruchung von einer ruhenden Last P ist:

$$\sigma_0 = \frac{M}{W} = \frac{3\,P\,l}{2\,b\,h^2} = 8{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

von der dynamischen Kraft P:

$$\sigma = \sigma_0 \nu = 8{,}4 \cdot 1{,}34 = 11{,}3 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Erleichterung der weiteren Berechnungen ermitteln wir hieraus den Wert c der Gleichung (29) wie folgt:

$$c = 11{,}3 \cdot \frac{1{,}975^2 - 1}{\sqrt[3]{1{,}975^2}} = 21{,}0.$$

Zum Studium der Frequenzänderungen wollen wir nun

α) die Querschnittsbreite ändern

und dabei die Höhe des Querschnittes unverändert belassen.

b = 8 cm

$$f = \frac{20}{8} \cdot 0{,}037 = 0{,}093 \text{ cm},$$

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{\frac{20}{8} \cdot 0{,}037}} = \sqrt{\frac{8}{20}} \cdot 1580 = 1000,$$

$$\varkappa = \sqrt{\frac{20}{8}} \cdot \frac{1580}{800} = 1{,}25,$$

$$\nu = \frac{\varkappa^2}{\varkappa^2 - 1} = \frac{1{,}25^2}{1{,}25^2 - 1} = 2{,}8,$$

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{1{,}25^2 - 1} = 0{,}128,$$

$$\sigma = \frac{11{,}3}{0{,}025} \cdot 0{,}128 = 450 \cdot 0{,}128 = 58,$$

b = 1 cm

$$\varkappa = \sqrt{\frac{1}{20}} \cdot 1{,}975 = 0{,}45,$$

$$\nu = \frac{0{,}45^2}{0{,}45^2 - 1} = 0{,}25,$$

der dynamische Faktor ist hier also < 1;

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{0{,}45^2 - 1} = 0{,}086,$$

$$\sigma = 450 \cdot 0{,}086 = 38{,}5.$$

Bei $^1/_{20}$ Balkenbreite ist also die dynamische Spannung nur auf den dreifachen Wert gestiegen und ist geringer als bei b = 8 cm. Wird jedoch die von der ruhenden Last G = 1000 kg verursachte Beanspruchung hinzugezählt, dann erhält man bei b = 1 cm σ = 38,5 + 334 = 372 kg/cm², bei b = 8 cm σ = 58 + 42 = 100 kg/cm² und bei b = 20 cm σ = 11,3 + 16,5 = 28 kg/cm².

b = 40 cm

$$\varkappa = \sqrt{\frac{40}{20}} \cdot 1{,}975 = 2{,}82,$$

$$\nu = \frac{2{,}82^2}{2{,}82^2 - 1} = 1{,}44,$$

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{2{,}82^2 - 1} = 0{,}01,$$

$$\sigma = 450 \cdot 0{,}01 = 4{,}5;$$

von der ruhenden Last kommen noch 17 kg/cm² dazu.

β) Änderung der Querschnittshöhe unter Beibehaltung der ursprünglichen Breite:

h = 20 cm

$$f = \left(\frac{30}{20}\right)^3 \cdot 0{,}037 = 0{,}125,$$

$$n_e = \frac{300}{\sqrt{\left(\frac{30}{20}\right)^3 \cdot 0{,}037}} = \sqrt{\left(\frac{20}{30}\right)^3} \cdot 1580 = 860,$$

$$\varkappa = \frac{860}{800} = 1{,}975 \cdot \sqrt{\left(\frac{20}{30}\right)^3} = 1{,}074,$$

liegt also sehr nahe zur Resonanz,

$$\nu = \frac{1{,}074^2}{1{,}074^2 - 1} = 7{,}54,$$

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{1{,}074^2 - 1} = 0{,}45,$$

$$\sigma = 21{,}0 \cdot \frac{\sqrt[3]{\varkappa^2}}{\varkappa^2 - 1} = 21{,}0 \cdot \frac{\sqrt[3]{1{,}074^2}}{1{,}074^2 - 1} = 145,$$

h = 10 cm

$$\varkappa = \sqrt{\left(\frac{10}{30}\right)^3} \cdot 1{,}975 = 0{,}385\,,$$

$$\nu = \frac{0{,}385^2}{0{,}385^2 - 1} = 0{,}173\,,$$

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{0{,}385 - 1} = 0{,}081\,,$$

$$\sigma = 21{,}0 \cdot \frac{\sqrt[3]{0{,}385^2}}{0{,}385^2 - 1} = 13\,,$$

also nur etwa $^1/_{10}$ der vorhergehenden Spannung, trotzdem die Querschnittshöhe nur $^1/_2$ so groß ist.

h = 50 cm

$$\varkappa = \sqrt{\left(\frac{50}{30}\right)^3} \cdot 1{,}975 = 4{,}3\,,$$

$$\nu = \frac{4{,}3^2}{4{,}3^2 - 1} = 1{,}06\,,$$

$$a = 0{,}0695 \cdot \frac{1}{4{,}3^2 - 1} = 0{,}004\,,$$

$$\sigma = 21{,}0 \cdot \frac{\sqrt[3]{4{,}3^2}}{4{,}3^2 - 1} = 3{,}2\,.$$

Die Ergebnisse dieses Beispiels illustrieren die vorangehenden allgemeinen Betrachtungen.

Wir kommen nun auf die Frage der zulässigen Spannungen bei wiederholten Beanspruchungen zurück. Eine restlose Klärung dieser Frage war bis jetzt nicht möglich, es müssen noch weitere Versuche unternommen werden. Nach den bisherigen Versuchserfahrungen kann man jedoch schon sagen, daß, wie oben bereits ausgeführt wurde, die wiederholten Beanspruchungen die Festigkeit ganz erheblich vermindern, und daß die Festigkeit um so geringer wird, je weiter die Spannungsgrenzen voneinander abstehen. Solange genauere Angaben über die Materialfestigkeiten bei Wechselbeanspruchungen nicht vorhanden sind, empfiehlt der Verfasser bei der Bestimmung der zulässigen Spannungen hierfür etwa nach Abb. 16 vorzugehen [9]). Auf die Abszisse sind hier die Prozente des statischen Spannungsanteiles (von ruhender Last hervorgerufene Spannungen) von o bis 100 aufgetragen, die Ordinaten stellen die Spannungen dar. Die Größtspannung, d. h. die aus einem statischen und einem dynamischen Teil bestehende Gesamtspannung ist durch die Abszisse und die Wagerechte GO_1 begrenzt, wobei die unter der Diagonale OO_1 liegenden Ordinaten die statischen, die zwischen OO_1 und GO_1 liegenden die dynamischen Spannungen angeben. Da die letzteren ihre Vorzeichen ständig ändern, entsteht auch eine untere Spannungsgrenze, die von der Geraden O_1K und der Abszisse p eingeschlossen wird. Für p = 50% ist die untere Spannungsgrenze = o, die Spannung schwankt also zwischen o und dem Größtwert. Bei p = 100 ist der dynamische Anteil = o, es tritt nur ruhende Spannung auf, während für p = o der statische Teil zu o wird und ein Schwanken der Spannung zwischen den beiden entgegengesetzten aber gleichgroßen Grenzwerten stattfindet.

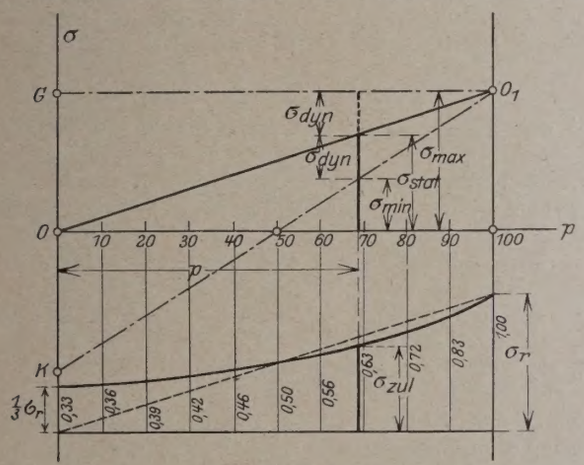


Abb. 16.

Die zulässige Spannung könnte man nun vom Werte σ_r für ruhende Lastenfälle (p = 100) ebenso wie die statischen Spannungsanteile bis auf o linear abnehmen lassen (gestrichelte Linie in der unteren Abbildung), eine reine Wechselbeanspruchung (p = o) wäre aber dann überhaupt nicht zulässig ($\sigma_{zul.} = o$). Es wird demnach den Verhältnissen besser Rechnung getragen, wenn man für reine Wechselbeanspruchung etwa den Wert $^1/_3\ \sigma_r$ als zulässig festlegt, womit gleich ausgesprochen ist, daß der Einfluß der dynamischen Spannungsanteile dreimal so groß ist, wie der statische Einfluß. Für einen ruhenden Spannungsanteil von p% ergibt sich dann die zulässige Spannung zu

$$\sigma_{zul} = \sigma_r \frac{100}{p + 3\,(100 - p)} = \sigma_r \frac{100}{300 - 2\,p} \qquad (30)$$

und ihr Verlauf ist auf Abb. 16 durch die ausgezogene Kurve mit den angeschriebenen Ordinaten dargestellt. Dieser Verlauf für die zulässige Spannung ist gleichbedeutend mit der Annahme, daß die periodisch wirkenden dynamischen Kräfte (außer der Berücksichtigung des dynamischen Faktors) mit ihren 3fachen Werten genommen werden, wobei dann als zulässige Spannung der konstante statische Wert σ_r zugrunde gelegt wird.

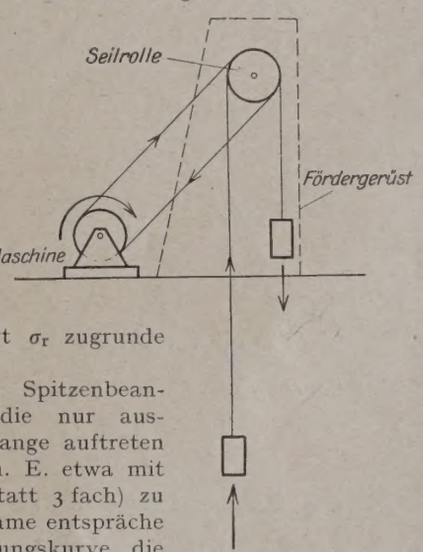


Abb. 17.

Wenn es sich um Spitzenbeanspruchungen handelt, die nur ausnahmsweise und nicht lange auftreten können, so genügt es m. E. etwa mit den 2 fachen Kräften (statt 3 fach) zu rechnen. (Dieser Annahme entspräche in Abb. 16 eine Spannungskurve, die bei Steigerung der dynamischen Spannungsanteile von σ_r auf $^1/_2\ \sigma_r$ abnimmt.) Bei den ständig hin- und hergehenden Kräften einer Dampfmaschine wird man z. B. die 3 fachen, bei den denkbar größten Fliehkräften einer Turbine die 2 fachen Werte einzusetzen haben, um der Ermüdung des Materials Rechnung zu tragen.

Die vorangehenden Ausführungen über dynamische Kräfte, wiederholte Beanspruchungen, über den dynamischen Faktor usw. bezogen sich alle auf sinusförmig im Takte der Maschine immer wiederkehrende Beanspruchungen, wie sie bei Maschinenfundamenten hauptsächlich auftreten. Es können auch Krafteinwirkungen anderer Art auftreten, die dann von Fall zu Fall ermittelt werden müssen. Vielfach kommen einmalige stoßweise Beanspruchungen vor, so z. B. bei Dampfhammerfundamenten, bei Fördergerüsten, Aufzügen usw. Im folgenden sollen auch für derartige Fälle einige Anhaltspunkte gegeben werden.

Bei Fördergerüsten kann z. B. der ungünstige Fall eintreten, daß der aufwärts bewegte Korb auf ein Hindernis stößt und sich plötzlich festklemmt, die Maschine jedoch weiter zieht, bis das Seil reißt (Abb. 17). Das Fördergerüst ist demnach

[9]) Über wiederholte Beanspruchungen siehe: Foerster, Taschenbuch für Bauingenieure, III. Auflage, S. 1781, und im soeben erschienenen Büchlein: „Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton" von Dr.-Ing. Mehmel, Verlag Springer. — Nach letztgenannter Schrift ist die Ursprungsfestigkeit des Betons auf Druck (Wechselbelastungen zwischen o und + P, entsprechend p = 50% auf Abb. 16) etwa halb so groß, wie die Bruchfestigkeit bei ruhender Last, woraus jedoch auf die Schwingungsfestigkeit des Eisenbetons (Wechselbelastungen zwischen — P und + P, entsprechend p = 0% auf Abb. 16) nicht ohne weiteres geschlossen werden kann.

für die Zerreißkraft des einen Seiles zu bemessen. Durch das Festklemmen des aufgehenden Korbes wird aber gleichzeitig der am selben Seile hängende abwärtsgehende Korb plötzlich angehalten, wodurch auch in das andere Seilende erhebliche Massenkräfte geraten, die das Fördergerüst und die Maschine ebenfalls belasten. Ähnliche Massenkräfte entstehen beim plötzlichen Abbremsen von Aufzügen. An Hand der vereinfachten Abb. 18 wollen wir nun versuchen, diese Massenkräfte zu erfassen.

Das am Seile hängende Gewicht G bewegt sich mit gleicher Geschwindigkeit v abwärts und wird in der Tiefenlage l durch plötzliches Anhalten der Seilrolle festgehalten. Wir suchen die größte Kraft Z_{max}, die durch das plötzliche Halten hervorgerufen wird. — Infolge seiner Trägheitskraft wird das Gewicht nach Ablauf der Zeit t das Seil um das Maß y dehnen; dieser Deformation entspricht die Seilzugkraft

$$Z = \frac{y E F}{l},$$

wenn F den Seilquerschnitt und E den Elastizitätsmodul des Seiles bedeuten. Diese Kraft kann andererseits durch die Masse × Beschleunigung ausgedrückt werden, es ist also

$$\frac{d^2 y}{d t^2} = \frac{Z}{m} = \frac{y E F}{l m}.$$

Diese Gleichung ist aber nichts anderes als die Schwingungsgleichung Nr. 1, deren Lösung nach Formel (2) wie folgt lautet:

$$y = C_1 \sin t \sqrt{\frac{F F}{l m}} + C_2 \cos t \sqrt{\frac{E F}{l m}}.$$

Die Festwerte lassen sich aus den Grenzbedingungen bestimmen. Für $t = o$, $y = o$ wird $C_2 = o$, und die Gleichung lautet nunmehr:

$$y = C_1 \sin t \sqrt{\frac{E F}{l m}};$$

sie ergibt nach Differentiation:

$$\frac{d y}{d t} = C_1 \sqrt{\frac{E F}{l m}} \cos t \sqrt{\frac{E F}{l m}}.$$

Für $t = o$ ist $\frac{d y}{d t} = v$, woraus dann C_1 wie folgt bestimmt wird:

$$C_1 \sqrt{\frac{E F}{l m}} = v \quad \text{oder} \quad C_1 = v \sqrt{\frac{l m}{E F}}.$$

Damit ist die Aufgabe gelöst und man erhält:

$$y = v \sqrt{\frac{l m}{E F}} \sin t \sqrt{\frac{E F}{l m}}. \tag{31}$$

Der größte Ausschlag ergibt sich zu

$$y_{max} = v \sqrt{\frac{l m}{E F}} = v \sqrt{\frac{l G}{E F} \cdot \frac{1}{g}} = v \sqrt{\frac{f}{g}}, \tag{32}$$

wenn f den Seildurchhang unter der einfachen Last G bedeutet. Die durch das plötzliche Anhalten erzeugte größte Seilkraft ist

$$Z_{max} = \frac{y_{max}}{f} G \tag{33}$$

Daß hierbei erhebliche Zusatzkräfte entstehen, zeigt das folgende Zahlenbeispiel:

$G = 2000$ kg,
$F = 4{,}0$ cm²,
$E = 2\,100\,000$ kg/cm²,
$v = 100$ cm/s,
$l = 1000$ cm.

Es ergibt sich:

$$f = \frac{l G}{E F} = \frac{1000 \cdot 2000}{2\,100\,000 \cdot 4{,}0} = 0{,}24 \text{ cm},$$

$$y_{max} = v \sqrt{\frac{f}{g}} = 100 \cdot \sqrt{\frac{0{,}24}{981}} = 1{,}56 \text{ cm},$$

$$Z_{max} = \frac{y_{max}}{f} G = \frac{1{,}56}{0{,}24} \cdot 2000 = 6{,}5 \cdot 2000.$$

Es treten in diesem Falle 6,5 fache Zusatzspannungen auf, der dynamische Faktor ist also 7,5. In Wirklichkeit verhält sich jedoch der Fall günstiger, da auch die Seilrolle und die übrige Aufhängekonstruktion eine kleine elastische Deformation erleiden werden. Man kann auch durch Überschreitung der Elastizitätsgrenze größere Seildehnungen erhalten, als rechnerisch vorausgesetzt. Die Berechnung ist aber schon deshalb bemerkenswert, weil die Aufzugsfirmen vielfach nur das einfache Gewicht G zur Bemessung der Tragkonstruktion angeben, und der Bauingenieur nichtsahnend diese Last seiner statischen Berechnung zugrunde legt. Die Aufzugsfirma berechnet ihre Seile zwar auch nur für einfache Lasten, jedoch mit 6 facher Sicherheit; da der Bauingenieur für die Bemessung der Eisenquerschnitte nur 2 fache Sicherheit rechnet, so müßte das Gewicht des Fahrstuhles mit 3 fachem Wert eingesetzt werden, um in der Tragkonstruktion dieselbe Sicherheit zu haben, wie im Seile. Tragkonstruktionen für Aufzüge müßte man m. E. überhaupt auf Seilbruch rechnen, wie bei Fördergerüsten. Bei dem vorhin erwähnten plötzlichen Anhalten des abwärts fahrenden Förderkorbes liegen die Verhältnisse ähnlich. Als Seillänge l ist aber hier u. U. die gesamte Seillänge von Korb zu Korb einzusetzen, da das Klemmen am auffahrenden Korb erfolgt. Hierdurch wird der Lastzuschlag vermindert; eine Erhöhung des Zuschlages wird andererseits durch die größere Geschwindigkeit der Förderung bedingt (ca. 10,0 m/sec).

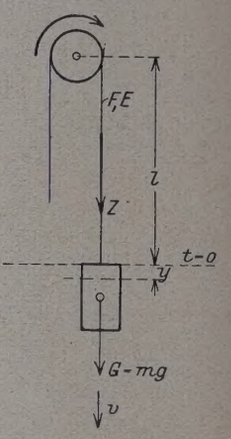


Abb. 18.

Durch ähnliche Berechnungen können die auf Hammerfundamente einwirkenden Kräfte bestimmt werden. Es sei hier auch auf die Stoßzahlen hingewiesen, die Herr Dr. Geiger anläßlich des obengenannten Gedankenaustausches für von einer bestimmten Höhe herabfallende Gewichte angegeben hat.

Kurze Zusammenfassung:

Bei der Konstruktion von Maschinenfundamenten wird nach erfolgter roher Schätzung der Abmessungen zuerst eine Untersuchung in schwingungstechnischer Hinsicht vorgenommen, indem die Eigenfrequenzen des auf der Unterlage schwingenden Fundamentkörpers als ganzes, und die inneren Eigenfrequenzen in lotrechter und wagerechter Richtung ermittelt werden. Für die Bodenfrequenzen sind zur Bestimmung der Bettungs- bzw. Schubziffer Versuche vorzunehmen. Durch Änderung der Abmessungen muß dann danach getrachtet werden, daß die Eigenfrequenzen von der Tourenzahl einen großen Unterschied aufweisen, und daß sie, wenn möglich, über der Tourenzahl liegen (starre Fundamente), um hierdurch geringere Vibrationsausschläge und Beanspruchungen zu erhalten. — Nachdem die äußeren Abmessungen auf diese Weise festgelegt sind, erfolgt die Ermittlung der auf das Fundament wirkenden Kräfte, wobei die Massenkräfte mit einem vom Verhältnis der Frequenzen abhängenden dynamischen Faktor multipliziert werden. Hierauf erfolgt die Bemessung gegen diese Kräfte bzw. die Spannungsermittlung, wobei die vom statischen Spannungsanteil abhängende zulässige Spannungsgrenze innezuhalten ist, bzw. bei Verwendung der für statische Fälle zulässigen Spannung die periodisch wirkenden Kräfte (außer der Berücksichtigung des dynamischen Faktors) mit ihren 2 bis 3 fachen Werten genommen werden müssen.

*

Nach Abschluß dieses Aufsatzes ist der letzte Band des bekannten Buches „Der Eisenbetonbau" von Prof. Dr.-Ing. E. h. E. Mörsch erschienen, in dem auf S. 359 ff Maschinenfundamente behandelt werden. Herr Prof. Mörsch kommt dort auch auf die im Aufsatz „Dampfturbinenfundamente" des Verfassers

gegebenen Berechnungsvorschläge zu sprechen, und es sei mir hier erlaubt, zu seinen Bemerkungen Stellung zu nehmen.

Es ist mir nicht recht erklärlich, warum Herr Prof. M. einerseits an den hohen lotrechten Stoßzuschlägen (300%) festhält, in wagerechter Richtung aber andererseits nur die halbe Maschinenlast, also 50% Zuschlag gelten lassen will. Die rotierende Maschine kann doch nur Kräfte auslösen, die nach jeder Richtung dieselbe Größe haben, eine Bevorzugung der wagerechten bzw. Benachteiligung der lotrechten Richtung ist m. E. nicht angezeigt. Daß sich die bisherige Rechnung mit dem 300 proz. Zuschlag zum Maschinengewicht mit wenigen Ausnahmen bewährt hat, ist mir ebensowenig beweiskräftig, wie die empirische Herleitung des 50 proz. wagerechten Zuschlages durch Rückwärtsrechnung aus einwandfreien Fundamenten, und so halte ich nach wie vor an meinen — durch den vorliegenden Aufsatz ergänzten — Vorschlägen fest. Es kann auch nicht behauptet werden, daß die anzusetzenden Kraftwirkungen nur aus theoretischen Erwägungen heraus ermittelt wurden, die nur statische Wirkung berücksichtigen, ohne dabei die Resonanz zu beachten, da bereits im ersten Aufsatz der dynamische Faktor 2 angewendet wurde unter der Voraussetzung einer 30proz. Frequenzdifferenz, eine ausreichende Maßnahme, wie dies aus dem auf den Aufsatz folgenden Gedankenaustausch hervorging. Daß dieser Faktor nur als behelfsmäßiger Überschlagswert zu betrachten ist, habe ich bereits hervorgehoben; es ist im vorliegenden Aufsatz auch gezeigt worden, wie man den dynamischen Faktor je nach dem Verhältnis der Frequenzen genauer ermittelt. Da die Eigenfrequenz in wagerechter und lotrechter Richtung verschieden sein kann, so wird auch der dynamische Faktor verschieden groß ausfallen können, so daß man dann in wagerechter Richtung eine andere Kraftgröße anzusetzen hat als in lotrechter. Ob dabei die lotrechte Kraft die größere sein wird, ist fraglich; sie kann auch die kleinere sein; es hängt davon ab, welche von den beiden Eigenfrequenzen der Tourenzahl näher steht. Der sogenannte Stoßzuschlag hängt jedenfalls von der Form des Fundamentes ab und kann durch Änderung der Abmessungen verringert oder erhöht werden. Auf Grund der Zusammenhänge zwischen dem dynamischen Faktor und dem Frequenzverhältnis könnte man auch bei einem Frequenzunterschied, der kleiner ist als 30%, dimensionieren, indem man den dynamischen Faktor entsprechend erhöht. Das wäre jedoch nicht zu empfehlen, weil bei naheliegenden Frequenzen eine geringe Änderung derselben schon einen großen Ausschlag beim dynamischen Faktor und dem Schwingungsausschlag zur Folge haben würde, eine haarscharfe Erfassung der Eigenfrequenz aber unmöglich ist.

Was die Größe der Fliehkraft selbst (ohne Stoßzuschlag) anbelangt, worauf es hauptsächlich ankommt, so sei bemerkt, daß bei der Berechnung derselben im ersten Aufsatz eine bestimmte Exzentrizität (½ mm) und Tourenzahl (n = 3000) zugrunde gelegt waren und als rotierendes Gewicht in die gewöhnliche Fliehkraftformel Nr. 17 ($F = m.r.\omega^2$) 15% der gesamten Maschinenlast eingesetzt wurden. Da die obige Exzentrizität eine Führungsexzentrizität ist bzw. die denkbar größte Durchbiegung der Welle bedeutet, so wird es sich empfehlen, die Fliehkraft nach Formel (21) $\left(F = \frac{a}{f} G'\right)$ aus der Biegekraft der Welle herzuleiten. Die so errechnete Fliehkraft ist von der Tourenzahl unabhängig. Das rotierende Gewicht G′ und die Durchbiegung (f) der Welle unter dieser Last, sowie die Führungsexzentrizität a (denkbar größte Wellendurchbiegung) müssen von der Maschinenfabrik angegeben werden.

Die an einem Turbinenfundament (außer Kurzschlußmoment, Kondensationszug und ständige Lasten) anzusetzenden dynamischen Kraftwirkungen ergeben sich demnach beispielsweise wie folgt:

Angaben:

1. Tourenzahl $n_m = 3000$.
2. Rotierendes Gewicht $G' = 0{,}15\ G$.
3. Denkbar größte Durchbiegung der Welle = die 3 fache ruhende Durchbiegung $\left(\frac{a}{f} = 3\right)$.

Daraus ergibt sich:

$$F = 3 \cdot 0{,}15\ G = 0{,}45\ G.$$

a) in lotrechter Richtung:

Eigenfrequenz $n_e = 5000$.

$$\text{Dynamischer Faktor } \gamma = \frac{5000^2}{5000^2 - 3000^2} = 1{,}57;$$

hinzu kommt nach S. 881 ein 2facher Lastzuschlag wegen Materialermüdung, so daß der lotrecht einzusetzende statische Gleichwert

$$P_l = 0{,}45\ G \cdot 1{,}57 \cdot 2 = \mathbf{1{,}4\ G}$$

beträgt, wozu noch die das einfache statische Gewicht hinzukommt.

b) in wagerechter Richtung:

Eigenfrequenz $n_e = 2000$.

$$\text{Dynamischer Faktor } \gamma = \frac{2000^2}{3000^2 - 2000^2} = 0{,}8.$$

$$P_w = 0{,}45\ G \cdot 0{,}8 \cdot 2 = \mathbf{0{,}7\ G}$$

Es sei betont, daß die hier gegebenen Werte für P_l und P_w nicht allgemein gelten, sondern nur für die obigen Angaben unter 1. bis 3., die jeweils von der Maschinenfabrik einzuholen sind und für die angenommenen Eigenfrequenzen. — Aus dem Beispiel ist der ausschlaggebende Einfluß des Frequenzverhältnisses ersichtlich.

---

3. WISSENSCHAFTLICHE JAHRESTAGUNG DER VEREINIGUNG VON HÖHEREN TECHNISCHEN REICHSBAHNBEAMTEN AM 16.—19. SEPTEMBER 1926 IN DRESDEN.

Von Dr.-Ing. Söllner, Dresden.

Nach den Tagungen in Berlin anläßlich der großen Seddiner Eisenbahnausstellung und in München während der Verkehrsausstellung hatte die Vereinigung von Höheren Technischen Reichsbahnbeamten ihre Mitglieder zu ihrer dritten wissenschaftlichen Tagung nach Dresden gebeten. Die erste Versammlung der diesem Rufe überaus zahlreich gefolgten Gäste wurde mit einer Begrüßung im Hörsaal des Chemischen Institutes der Neuen Technischen Hochschule eingeleitet. Der Vorsitzende der Vereinigung, Reichsbahnrat Frorath, bewillkommnete die Erschienenen, besonders die zahlreichen Ehrengäste und Vertreter verschiedener Behörden, die Professoren der Eisenbahnlehrstühle der Technischen Hochschulen und die Abgeordneten zahlreicher Fach- und Interessenverbände.

Im Namen des Generaldirektors der Reichsbahn und Hauptverwaltung dankte Staatssekretär a. D. Direktor Kumbier für die Einladung zur Tagung und betonte, daß die Verwaltung wisse, daß die Bestrebungen der Vereinigung das Ansehen der Technik erhöhen. Ministerialdirektor Gutbrod vertrat den am Erscheinen verhinderten Reichsverkehrsminister und legte dar, daß dieser schon immer bestrebt ist, das Verkehrsministerium gerade für die Technik auszubauen, gegebenenfalls bis zur Schaffung eines Ministeriums der Technik. Im Namen der Technischen Hochschule Dresden begrüßte der Rektor Professor Dr. Richard Müller die Versammlung und würdigte die enge Verbindung, die die Hochschule mit der Vereinigung teils als Bildungsstätte für die Höheren Techniker, teils als Stätte der Wissenschaft in der Verehrung des wissenschaft-

lichen Geistes habe, der in der Gemeinschaft der Höheren Technischen Beamten gepflegt werde.

Im Anschluß an eine Reihe weiterer Begrüßungsansprachen wurde Herrn Reichsbahndirektionspräsident Lohse, Stettin, das Wort zu seinem Vortrage über die Entwicklung der Stettiner Bahnhofsanlagen und ihre künftige Gestaltung erteilt. Der Vortragende ging von der raschen Entwicklung der Stadt Stettin aus und legte dar, wie die Eisenbahnverwaltung dem gesteigerten Verkehr im Laufe der letzten 50 Jahre gerecht zu werden suchte. Die letzten Erweiterungen waren so weit an die bebaute (hochliegende) Stadt herangeführt worden, daß die Gleisanlagen an dieser Stelle nicht mehr erweiterungsfähig waren. Ein wesentlicher Nachteil für die Betriebsführung innerhalb der Stettiner Bahnhofsanlagen sind auch die über die Oderströme führenden Brücken, die mit drehbaren Öffnungen zum Durchlassen der Schiffe versehen sind. Durch die Zunahme des Eisenbahnverkehrs traten insbesondere bei Zugverspätungen naturgemäß auch unangenehme Störungen des Schiffahrtsbetriebes durch das lange Warten der Schiffe vor den Brücken auf.

Der neue Entwurf zur grundlegenden Umgestaltung der Bahnanlagen sieht neben der Anlage eines neuen Personenbahnhofes im Südwesten der Stadt eine umfangreiche Umgestaltung der für den Güterverkehr bestimmten Rangieranlagen vor. Statt des unzulänglichen, zwischen den Oderströmen liegenden Rangierbahnhofes ist ein neuer Verschiebebahnhof zwischen Colbitzow und Stettin vorgesehen. Für den Ortsgüter- und Hafenverkehr ist die Anlage eines besonderen Ordnungsbahnhofes im Oderbruch geplant. Am Zusammenlauf der von Osten einmündenden Bahnlinien ist bei Altdamm ein besonderer Vorbahnhof angeordnet. Für den Ortsgüterverkehr im Bereich der hochliegenden Stadtteile soll bei Stettin-Torney ein besonderer Ortsgüterbahnhof angelegt werden. Die Verbindungslinien dieser Bahnhöfe untereinander überschreiten die Oderströme soweit oberhalb des eigentlichen Stadtgebietes, daß die Anlage fester Oderbrücken möglich war. Es ist nun nicht daran gedacht, den gesamten Umbauplan in allernächster Zeit voll zur Ausführung zu bringen. Vielmehr soll in Anpassung an die betrieblichen Bedürfnisse, nur eine Güterverbindungsbahn, abzweigend bei Scheune und einmündend in die bestehende Strecke bei Altdamm, einschließlich der erforderlichen Verbindung mit den bestehenden Bahnanlagen, geschaffen werden. Außer dieser umfangreichen Arbeit sind zur Zeit im Bau: Die Herstellung einer Verbindungslinie von Scheune nach Torney, die Oderbrücken und der Damm zwischen den beiden Oderströmen. Der Vortragende beleuchtete hierauf die technische Seite des in Angriff genommenen Umbaues der Bahnanlagen, die ein gewaltiges Stück neuzeitlicher technischer Arbeit darstellt. Insbesondere stellen die beiden großen Strombrücken über die Ostoder und die Westoder interessante Bauausführungen dar, die in bezug auf die Ausbildung der einzelnen Bauteile viele neuartige Formen aufweisen. Neben zahlreichen nach dem Gußverfahren hergestellten Bauwerken in Eisenbeton erwecken bei den Stettiner Bahnbauten besonders die Arbeiten für die Herstellung des 4 km langen und 18 m hohen Dammes für 8 Gleise durch den Oderbruch das Interesse der Fachwelt. Der nahezu 100 m breite Dammfuß wird hier bis zu einer Höhe von 3 m nach dem Spülverfahren hergestellt, wobei ein Saugbagger den unter dem anstehenden Moorboden vorhandenen Sand fördert und mittels umfangreicher Spülleitungen nach der Verwendungsstelle verbringt. Der Vortragende zeigte an der Hand zahlreicher Lichtbilder und Filmvorführungen den gegenwärtigen Stand der Bauarbeiten.

Den zweiten fachwissenschaftlichen Vortrag hielt Herr Reichsbahnoberrat Professor Nordmann, Berlin. Er sprach über neuere Ergebnisse aus Versuchen mit Dampflokomotiven. Er ging von den Abhandlungen des Lokomotivfachmannes Strahl aus, die als Grundlage der Lokomotivtheorie gelten. Die umfangreichen Versuche des Eisenbahnzentralamtes mit Lokomotiven aus den letzten Jahren beweisen jedoch, daß die von Strahl errechneten Zahlenwerte für die Vorausberechnung der Lokomotivbelastung und die Belastungstafeln der Fahrplanaufstellung nicht mehr völlig zutreffen. Jede Lokomotivgattung verhalte sich individuell, und zu einer genaueren Kenntnis ihrer Leistungen könne man nur auf dem Wege eingehender Versuchsfahrten unter Verwendung der Meßwagen gelangen.

Den zweiten Versammlungstag eröffnete Herr Reichsbahndirektor Geheimer Baurat Dr.-Ing. e. h. Kühne, Berlin, mit seinem Vortrag über den Werkstättendienst der Deutschen Reichsbahngesellschaft. Der Redner ging von der Entwicklung des Werkstättendienstes unter den schwierigen Wirtschaftsverhältnissen der Nachkriegszeit aus und behandelte die sachlichen und persönlichen Schwierigkeiten, die sich der Neuordnung des Werkstättenwesens, der Umstellung der bisher nach bestimmten Verwaltungsnormen geleiteten Werkstätten auf rein wirtschaftlich geführten Betrieb entgegenstellen.

Den letzten wissenschaftlichen Vortrag hielt Professor Dr.-Ing. Wilhelm Müller, Technische Hochschule Dresden, über betriebswissenschaftliche Untersuchungen von Bahnanlagen. Die Bahnanlagen sind nicht nur nach der Anzahl der in den einzelnen Gleisen aufgestellten Fahrzeuge zu bemessen, sondern auch hinsichtlich ihrer gegenseitigen Lage und ihrer Verbindungen so zu entwerfen, daß die Betriebsaufgaben ohne überflüssige Bewegungen und Aufenthalte, also mit geringstem Zeitaufwand ausgeführt werden können, und daß die Kosten für den Verbrauch an Kraft und Personal sowie für die Abnutzung möglichst gering werden.

Zu diesem Zwecke ist beim Entwurf eines Bahnhofes zu prüfen: 1. ob durch die geplante Gleisanlage die Zugfolge, soweit sie von den Streckenverhältnissen abhängt, nicht vergrößert wird, wenn die Hauptgleise durch Rangierfahrten und Züge anderer Richtungen zeitweise dem durchgehenden Betriebe entzogen werden. 2. Welche Zeit die Rangieraufgaben erfordern, und wie sie sich in Anlehnung an das Verkehrsaufkommen und den Streckenfahrplan aneinanderreihen. Die Kleinstabstände der Zug- und Rangierfahrtfolgen sind also als unterste Grenze zunächst zu bestimmen, um die Möglichkeit des Betriebes nachzuweisen und um das Optimum der Anlage oder der Betriebsweise zu finden. Häufig sind diese Kleinstabstände aus Betrieb- und Verkehrsrücksichten zu vergrößern. Derartige Untersuchungen sind bisher selbst bei dem Entwurf wichtiger Bahnanlagen vielfach unterlassen worden, weil es einerseits an zuverlässigen Unterlagen für die Vorausbestimmung der Bewegungen und deren Unterbrechungen fehlte, und weil andererseits die bisherigen Berechnungsmethoden zu unübersichtlich und schwerfällig waren. Der Vortragende gibt nun ein neues Verfahren bekannt, nach dem scharf voneinander getrennt, die Zeiten für die Bewegungen und die Unterbrechungen ermittelt und die Kleinstabstände lediglich durch Addition dieser Zeiten bestimmt werden. Die Unterbrechungen der Bewegungen werden vorausbestimmt durch Normalzeiten für die einzelnen Arbeitsvorgänge auf Grund von vergleichenden Zeitstudien. Die Bewegungen werden abweichend von der bisherigen Art nach einer neuen Methode des Verfassers in einfacher und anschaulicher Weise unmittelbar in den Fahrweg des Gleisplanes nach Art eines Nomogrammes eingetragen (vgl. Verkehrstechnische Woche 1926, Heft 37). Die Vorteile dieser Darstellung sind folgende: Die Aufzeichnung von Bewegungskurven fällt fort und der vorhandene Gleisplan wird, ohne ihn umzuzeichnen, zur Darstellung der Bewegung verwendet. Dies bedeutet eine Zeitersparnis. Ferner wird dadurch die Unmittelbarkeit zwischen der Darstellung der Gleisanlagen und der Fahrzeugbewegung hergestellt.

Durch Anwendung dieser mathematisch-wirtschaftlichen Methode können einheitlich alle betriebswissenschaftlichen Untersuchungen von Bahnhofsanlagen durchgeführt werden in einer Weise, die alle bisherigen Verfahren an Einfachheit,

Anschaulichkeit und Zeitersparnis übertrifft. Zum Schluß erweitert der Verfasser seine Ausführungen noch durch Bekanntgabe eines auf derselben Idee beruhenden Verfahrens zur Ermittlung der Fahrzeit, des Stromverbrauches, des Temperaturverlaufes von Motor und Transformator sowie der Lokomotiv- und Bremsarbeit eines elektrisch betriebenen Zuges, um die dynamischen Grundlagen für den Betrieb und die Selbstkostenberechnung der elektrischen Zugförderung zu erhalten.

Von allgemeinerem Interesse dürften die Ausführungen des Vortragenden über den Wert der graphischen Darstellung technischer Aufgaben sein, die deshalb nachstehend kurz wiedergegeben werden sollen. Bisher ist meist die Ansicht verbreitet, daß die graphische Behandlung der analytischen durch die größere Anschaulichkeit überlegen ist. Die Überlegenheit liegt aber auf einem anderen, viel wichtigerem Gebiet. Die analytische Behandlung setzt nämlich voraus, daß die Veränderlichkeit der in Frage kommenden Größen stetig ist, damit deren Änderungsgesetz möglichst in eine einfache Gleichung gekleidet werden kann. Nun liegen aber in der Technik und vor allem im Verkehrswesen die Verhältnisse meist nicht so einfach, daß sie sich in eine einfache Gleichung kleiden lassen. Es kommt dann darauf an, die Wertigkeit der einzelnen gegebenen Voraussetzungen richtig zu bestimmen und unter Vernachlässigung des Nebensächlichen aus den übrigbleibenden wichtigeren Voraussetzungen einen geschlossenen Ausdruck zu formen. Sehr häufig wird aber dem einfachen analytischen Ausdruck zuliebe den gegebenen Verhältnissen Zwang angetan und wesentliche Größen bleiben unberücksichtigt, so daß die Gleichung für die Voraussetzungen ein Zerrbild wird und man sich daher nicht zu verwundern braucht, daß trotz scheinbar schärfster mathematischer Behandlung das Ergebnis der Rechnung wertlos ist. Hierin liegt die Gefahr der analytischen Berechnungsweise, daß man der formalen Mathematik zuliebe die vielgestaltigen gegebenen Verhältnisse verstümmelt. So ist es gekommen, daß die mathematische Behandlung eisenbahntechnischer Fragen etwas in Mißkredit geraten ist, wie beispielsweise die verschiedenen Verfahren zur Berechnung der virtuellen Längen zum Vergleich von Eisenbahnlinien. Für den Ingenieur, der seine Werke aus den vorhandenen Verhältnissen der Natur und der Wirtschaft heraus schaffen soll, liegt aber der Schwerpunkt seiner Geistesarbeit gerade in der zutreffenden Erfassung der Voraussetzungen, aus denen er dann meist durch Näherungsverfahren zuverlässigere Ergebnisse erhält, als mit der sogenannten exakten mathematischen Behandlungsweise. Für seine Belange kommen vor allem zeichnerische Methoden in Frage, die frei von dem Zwange sind, die als Voraussetzung gegebenen Verhältnisse durch eine analytische Gleichung für die weitere mathematische Behandlung auszudrücken.

An die mit reichem Beifall aufgenommenen Vorträge schloß sich eine Reihe gesellschaftlicher Veranstaltungen, die der glänzend verlaufenen Veranstaltung einen festlichen Rahmen gaben.

LUDWIG FREYTAG †.

Am 18. September starb im Alter von 70 Jahren in Nürnberg der Kgl. Baurat Dr.-Ing. Ludwig Freytag. — Freytag wurde zu Schweinfurt a. Main geboren, genoß in seinem Elternhause eine heitere Jugend, besuchte das Schweinfurter humanistische Gymnasium und studierte in der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule München. Dieselbe absolvierte er im Jahre 1878, trat dann in den bayerischen Staatsdienst ein. Nach dem Ausbildungsvorgang bei der Generaldirektion der bayerischen Staatseisenbahn und bei verschiedenen Eisenbahnbausektionen bestand er als einer der Besten im Jahre 1881 das Staatsexamen. Nach dem Staatsexamen arbeitete er bei dem Straßen- und Flußbauamt in Schweinfurt und Aschaffenburg und hatte dort Gelegenheit, eine Reihe von interessanten Aufgaben zu lösen. Darunter u. a. den Entwurf der eisernen Straßenbrücke über den Main bei Obernburg, die schwierige Fundation einer Ufermauer an der Saale in Bad Kissingen, ferner Entwürfe für den Umbau der Schleusen- und Wehranlage in Schweinfurt usw. Seine außergewöhnliche Begabung erweckte bald die Aufmerksamkeit des damaligen Oberbaudirektors von Siebert. Dieser berief ihn zur Obersten Baubehörde im Staatsministerium des Innern nach München. Dort konnte er eine erfolgreiche Tätigkeit entfalten. Er arbeitete an dem Entwurf für die dem Hochwasser im Jahre 1899 zum Opfer gefallene Prinzregentenbrücke über die Isar in München. Er hatte wegen der Durchflußweite und Fundierung der früheren Brücke stets große Befürchtungen, konnte aber seinen Bedenken keine Geltung verschaffen. Mit besonderer Liebe bearbeitete er dann die Trassierung der neuen Kesselbergstraße zwischen dem Kochel- und Walchensee, die dann später von seinem Bruder im Jahre 1893—1897 ausgeführt wurde.

Leider waren seinerzeit in Bayern die Beförderungsverhältnisse für die Bauingenieure die denkbar schlechtesten. Daher entschloß er sich, — wenn auch schweren Herzens — dem Anerbieten Rieppels, dem damaligen Leiter der Maschinenbau-Gesellschaft Nürnberg, zu entsprechen und bei der Brückenbau-Abteilung der genannten Firma einzutreten. — Er leistete in dieser Stellung dem Unternehmen überaus wertvolle Dienste. Bei der Aufstellung der Entwürfe für die vielen Ingenieurbauwerke kam ihm seine besondere Begabung auf hydrotechnischem Gebiete sehr zu statten. Es darf festgelegt werden, daß Freytag an der endgültigen Ausgestaltung des Umbaues der Schweinfurter Wehranlagen in den Jahren 1900/1903 in ganz wesentlichem Maße mitgewirkt hat und zur Konstruktion und Durchbildung des ersten Walzenwehres, das dabei im Jahre 1902 zur Ausführung kam, die Anregung gegeben hat. Er wurde dabei unterstützt durch seine besondere Kenntnis der lokalen Verhältnisse in Schweinfurt. Das Bauwerk hat sich in jeder Weise bewährt.

Eine Reihe von großen, interessanten eisernen Brücken in Bayern wurde von Freytag entworfen und auch ausgeführt. Mit ganz besonderer Begeisterung hat er an den Wettbewerben, an denen die Firma auf dem Gebiete des Bauingenieurs sich beteiligte, teilgenommen. Er war Rieppel geradezu dankbar, daß dieser in seiner großzügigen Art es verstanden hat, durch weitestgehende Anregung und Unterstützung einen Stab geschulter Ingenieure für solche Arbeiten zu schaffen. Es sei nur an den Wettbewerb für das Walchenseekraftwerk erinnert. Hier hat Freytag in hervorragender Weise mitgewirkt.

Freytag erwarb sich im Jahre 1904 die Würde eines Doktors der Technischen Wissenschaften, als erster Dr.-Ing. der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule München. Die Verdienste, die er sich in seinem langen arbeitsreichen Berufsleben um das öffentliche Bauwesen erworben hat, wurden seitens des Staates durch die Verleihung des Ehrentitels „Kgl. Baurat" im Jahre 1918 gewürdigt. Diese Auszeichnung entsprach wieder seinen engeren Beziehungen zur inneren Staatsbauverwaltung, die von jeher seine hervorragenden Leistungen auf ingenieurtechnischem Gebiete geschätzt und in mannigfachen Anlässen Gelegenheit gehabt hat, sein reiches Wissen und überragendes Können bei großem staatlichen Aufgaben in Anspruch zu nehmen.

Freytag war nicht allein ein sehr tüchtiger Praktiker, sondern auch ein ganz hervorragender Theoretiker. Er hat eine Reihe von Arbeiten veröffentlicht, von denen insbesondere zu erwähnen wären: Über den Wert der Wassermessungen und deren Anwendung auf Flußkorrektion; Beitrag zur Bestimmung der Stauhöhen; Vereinfachung in der statischen Bestimmung elastischer Balkenträger; Über den Einfluß des Winddruckes auf die Dimensionen der Hauptkonstruktion schmiedeeiserner Brücken; Schiffahrtsschleusen und Schiffshebewerke; Gesetzmäßigkeiten in der Trägertheorie, und andere mehr. — Freytag hat bei seinen statischen Untersuchungen

nicht den üblichen Weg eingeschlagen, sondern stets unabhängig mit Hilfe von Reihen die Entwicklungen durchgeführt. Er hat diese Art der Behandlung in ganz umfänglichem Maße ausgebildet.

In den letzten Jahren beschäftigte er sich insbesondere mit einer Arbeit: Zur Klärung der Knicktheorie. Er hat nicht überall Beifall gefunden, aber er ist mit der festen Überzeugung gestorben, daß es einer späteren Generation vorbehalten bleiben müsse, seine Arbeit richtig zu würdigen und zu schätzen.

In seinem Familienleben spiegelte sich ganz sein eigenes Leben und Streben wieder in Freud und Leid, und mit ganzer Seele hing er als vorzüglicher Klavierspieler an seiner von Jugend auf gepflegten Musik.

Vier Wochen vor seinem Tode beging er aus Anlaß seines 70. Geburtstages noch eine schöne Familienfeier. Nur wenige Tage darauf wurde er durch einen Schlaganfall auf sein letztes Krankenlager geworfen. Am 18. September 1926 ist er sanft und ruhig entschlafen.

Ein Mann von unerschütterlichem Gottvertrauen, von strengstem Pflichtbewußtsein und edelster Gesinnung ist mit ihm dahingegangen, ehrlich und gerade, der keine Winkelzüge und Hintergedanken kannte, ein gütiger und freundlicher Berater jedem, der zu ihm kam, warmherzig und immer gerne bereit für fremde Not, für Arme mit offner Hand zu geben und dazu ein aufrichtiger deutscher Mann vom alten Schlag.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Eisenbetonschornstein von 122 m Höhe in Britisch-Kolumbien.

Der höchste Eisenbetonschornstein Amerikas mit 122 m Höhe über der Grundplatte und 2,4 m Lichtweite an der Mündung ist für die

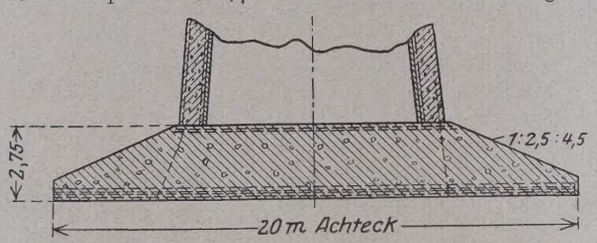


Abb. 1.

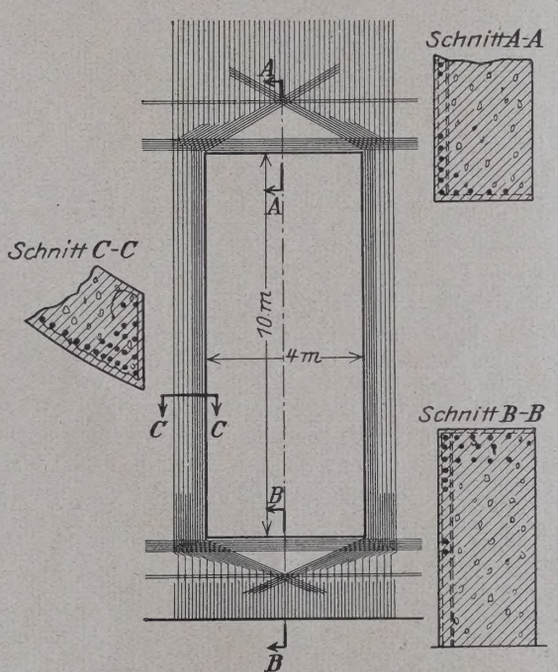


Abb. 2.

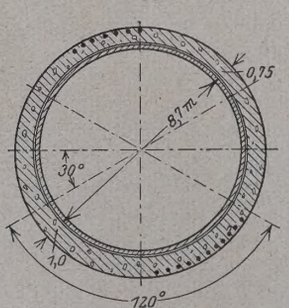


Abb. 3. Verdickung auf 13,5 m Höhe.

Zinkhütten in Trail (Britisch-Kolumbien) errichtet worden, einerseits um den nötigen Zug zu erzeugen, anderseits um die Abgase in hohen Luftschichten ausreichend zu verdünnen. Die 2,75 m starke achteckige Grundplatte mit 20 m innerem Durchmesser ist auf der Unterseite nach vier, an der Oberseite nach zwei Richtungen mit quadratischen Stäben (Abb. 1), der Schaft unten mit 204, oben mit 68 Stäben der Länge nach und mit elektrisch geschweißtem Drahtnetz wagerecht bewehrt. Alle 13,5 m ist der Schaft zur Abstützung der Auskleidung aus säurefesten glasierten Ziegeln abgesetzt und mit Blei, ebenso wie die Mündung gedichtet. Der erste 13,5 m hohe Ring ist um die 4 m weite und 10 m hohe Fuchsöffnung besonders stark bewehrt und auf dieser Seite von 0,75 auf 1 m verdickt (Abb. 2 u. 3). Für die Bauausführung diente ein Standgerüst im Innern des Schornsteins, das oben vier Kragbalken mit einem Schwenkkran trug, an denen die äußeren und inneren Schalungen, genau einstellbar, hingen (Abb. 4). In 50 m Höhe ist eine Plattform, von den durchlaufenden Steigeisen aus zugängig, zur Entnahme von Gasproben angebracht (Abb. 4). Die Betonmischungen sind 1:2,5:4,5 für die Grundplatte, 1:2:3,5 für neun Zehntel, 1:1,5:3 für die letzten 15 m des Schornsteines. Die Grundplatte (700 m³) ist in 6 Tagen ununterbrochener Arbeit, der ganze Bau in 170 Arbeitstagen fertiggestellt worden. (Nach Engineering vom 9. Juli 1926, S. 35—37 mit 16 Abb.). N.

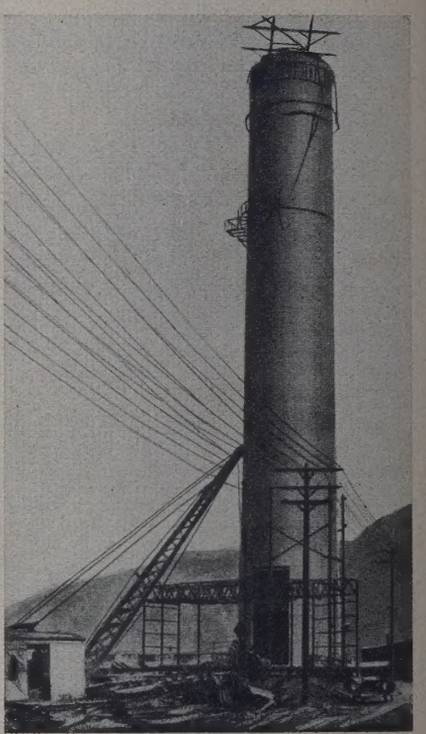
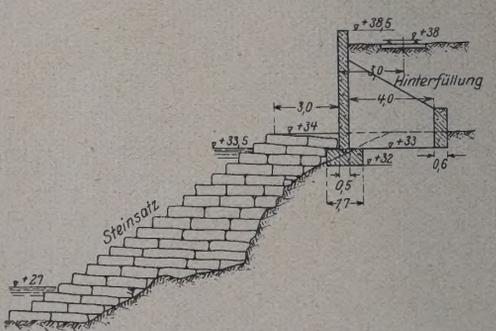


Abb. 4.

Zellenstützmauern.

In St. Paul (Minnesota), wo die Eisenbahn 5 bis 8 m über dem Gelände am Mississippi-Ufer hinläuft, das 6 m über dem Niedrigwasser liegt, ist sie auf Zellenstützmauern (s. Abb.) geführt worden, weil



diese die geringste Bodenpressung geben. Sie sind in 9 m langen Stücken mit zwei Aussteifungswänden unmittelbar auf den Boden gesetzt, und das Ufer davor durch breiten Steinsatz geschützt worden (s. Abb.). (Nach Engineering News Record vom 13. Mai 1926, S. 768 mit 1 Abb.) N.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Entwicklung der Tariflöhne in Deutschland seit Januar 1924.

Die nachfolgenden Tabellen, die auf Grund von Veröffentlichungen im Reichsarbeitsblatt und in „Wirtschaft und Statistik" zusammengestellt sind, umfassen insgesamt zwölf der wichtigsten Gewerbe. Davon gehören die Hälfte den sogenannten Produktionsmittelindustrien und fünf den Verbrauchsgüterindustrien an; ergänzt wird diese Auswahl durch die Reichsbahn als Vertreterin des Verkehrsgewerbes. In jedem Gewerbe ist die Entwicklung der Tariflöhne in den einzelnen Hauptsitzen (etwa 20) berücksichtigt, und zwar für die männlichen Arbeiter der höchsten tarifmäßigen Altersstufe. Für jeden der erfaßten Orte bzw. Bezirke wird unter Berücksichtigung der Tarifgeltungsdauer ein zeitlich gewogener Durchschnitt errechnet. Aus diesen Durchschnittslöhnen wird dann unter Anrechnung der in Betracht kommenden Arbeiterzahlen ein örtlich gewogener Durchschnitt aller Berichtsorte — der sogenannte Reichsdurchschnitt — ermittelt.

In den Tabellen ist der Stundenlohn in Pfennig angegeben, und zwar gesondert für gelernte und ungelernte Arbeiter.

Die Tabellen spiegeln zunächst das in allen Gewerbezweigen gleiche Bild der starken Aufwärtsbewegung der Löhne wieder, die kurz nach der Währungsstabilisierung, etwa im März 1924, einsetzte und in 1½ Jahren das allgemeine Lohnniveau um rund 50% erhöhte. Im November vorigen Jahres kam diese Bewegung zum Stillstand. Seit dieser Zeit sind Lohnerhöhungen von erwähnenswertem Umfange in keinem Gewerbe mehr zu verzeichnen, vielmehr macht sich etwa vom April ab eine rückläufige Entwicklung bemerkbar. Die Bestrebungen der Unternehmer, den Erfordernissen der Wirtschaftskrise entsprechend Produktionsverbilligung herbeizuführen, kamen in den meisten Berufszweigen in Lohnabbaumaßnahmen zum Ausdruck, jedoch — wie die Zahlen in den Tabellen zeigen — im Durchschnitt genommen nur in sehr geringfügigem Ausmaße. Nennenswerte Lohnherabsetzungen haben nur das Baugewerbe, Holzgewerbe und die Kartonnageindustrie zu verzeichnen, doch auch hier ist das durchschnittliche Lohnniveau nur etwa um 1—2% (bzw. 3—4% in der Kartonnageindustrie) gesenkt worden. Schon im Juli kam diese Entwicklung zum Abschluß. In den letzten Monaten blieben die Löhne wieder fast überall stabil, lediglich in Rheinisch-Westfälischen Steinkohlenbergbau wurden die Tarifschichtlöhne mit Wirkung vom 1. September um 4 bis 4½ % erhöht.

I. Tarifliche Stundenlöhne der gelernten Arbeiter.

a) In den Produktionsmittelindustrien.

	Bergbau	Metallindustrie	Chem. Industrie	Baugewerbe	Holzgewerbe	Papiererzeug.-Industrie	Durchschnitt
1913	78,0	66,8	57,0	71,8	62,7	32,6	69,8
1924							
Januar	.	58,3	54,0	57,0	54,0	43,0	60,9
April	.	69,1	59,0	63,0	55,0	45,0	67,0
Juli	.	74,1	62,0	76,0	68,0	50,0	75,0
Oktober	83,0	75,5	66,0	84,0	71,0	51,0	76,8
1925							
Januar	90,0	78,2	71,7	86,2	74,3	55,2	81,1
April	92,1	84,6	76,6	97,0	83,9	60,7	86,5
Juli	95,5	89,6	80,2	110,5	91,6	66,0	92,0
Oktober	95,9	92,5	84,4	115,7	98,1	67,8	94,5
1926							
Januar	102,1	92,7	85,2	115,8	98,2	68,0	96,6
April	102,1	92,7	85,2	115,7	97,6	68,0	96,6
Juli	102,1	92,3	85,2	115,2	97,1	68,0	96,4

b) In den Verbrauchsgüterindustrien und insgesamt.

	Textilindustrie	Brauindustrie	Süßwarenindustrie	Buchdruckgewerbe	Kartonnageindustrie	Durchschnitt	Reichsbahn	Insgesamt (a und b)
1913	43,2	.	50,4	63,0	48,2	50,4	62,6	67,3
1924								
Januar	43,0	.	46,7	.	47,7	47,2	53,5	59,1
April	47,0	.	53,0	.	51,9	52,9	58,0	64,9
Juli	50,0	.	65,5	.	55,2	59,2	66,7	72,8
Oktober	51,0	.	68,3	67,0	56,1	60,1	66,7	74,4
1925								
Januar	54,0	.	72,3	67,0	64,4	68,0	71,4	79,2
April	57,2	90,6	78,0	83,9	69,0	72,0	74,7	84,4
Juli	59,6	95,0	78,0	95,5	75,0	78,4	76,2	89,8
Oktober	62,3	99,5	85,4	95,9	80,0	80,5	79,8	92,3
1926								
Januar	62,6	100,1	86,1	95,9	80,1	80,8	79,9	92,3
April	62,6	100,2	86,1	95,9	79,2	80,8	82,4	94,2
Juli	62,6	100,8	86,1	95,9	77,4	80,7	82,0	94,0

II. Tarifliche Stundenlöhne der ungelernten Arbeiter.

a) In den Produktionsmittelindustrien.

	Bergbau	Metallindustrie	Chem. Industrie	Baugewerbe	Holzgewerbe	Papiererzeug.-Industrie	Durchschnitt
1913	38,0	42,5	46,0	56,4	45,3	29,4	40,2
1924							
Januar	.	44,0	48,0	50,0	48,9	39,0	45,6
April	.	44,9	53,0	54,0	49,0	42,0	45,5
Juli	.	48,0	54,0	64,0	59,0	45,0	50,8
Oktober	50,0	49,0	57,0	70,0	61,0	46,0	52,1
1925							
Januar	53,0	52,0	61,6	72,6	65,2	49,9	55,3
April	53,7	55,5	65,2	81,5	73,2	54,9	58,7
Juli	54,8	58,8	67,8	92,2	79,8	59,6	62,3
Oktober	55,3	61,3	71,3	94,6	85,4	61,0	64,2
1926							
Januar	57,8	62,5	72,0	94,7	85,4	61,2	65,6
April	57,8	62,5	72,0	93,7	84,9	61,2	65,4
Juli	57,8	62,3	72,0	93,4	84,4	61,2	65,3

b) In den Verbrauchsgüterindustrien und insgesamt.

	Textilindustrie	Brauindustrie	Süßwarenindustrie	Buchdruckgewerbe	Kartonnageindustrie	Durchschnitt	Reichsbahn	Insgesamt (a u. b)
1913	33,3	.	41,0	46,0	35,6	40,2	39,8	40,2
1924								
Januar	36,0	.	39,6	.	38,0	40,6	41,0	44,8
April	38,0	.	45,6	.	41,6	44,3	45,7	45,4
Juli	41,0	.	55,7	.	45,2	50,6	51,4	50,8
Oktober	42,0	.	61,2	57,0	47,6	51,8	51,4	52,1
1925								
Januar	44,9	.	63,7	70,0	54,7	58,4	55,5	55,7
April	47,4	80,0	67,6	73,2	58,4	61,7	58,8	59,1
Juli	50,1	83,9	67,6	83,3	63,8	67,3	59,8	62,8
Oktober	52,1	87,4	73,7	83,7	67,9	69,0	61,6	64,6
1926								
Januar	52,3	87,8	74,3	83,7	68,0	69,1	61,7	65,8
April	52,3	88,3	74,3	83,7	67,3	69,2	65,1	65,9
Juli	52,3	88,8	74,3	83,7	65,8	69,1	64,8	65,7

Besteuerung der Bezüge der Notstandsarbeiter. Nach § 9, Abs. 1 der „Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten" vom 30. April 1925 ist die Beschäftigung von Erwerbslosen bei Notstandsarbeiten als ein Beschäftigungsverhältnis im Sinne des Einkommensteuergesetzes zu betrachten, so daß die gezahlten Entgelte dem Steuerabzug vom Arbeitslohn unterliegen. Hierüber noch bestehende Zweifel werden durch einen Erlaß des Reichsministers der Finanzen vom 8. Oktober 1926 — III e 5050 — geklärt. Es wird darin ausgeführt, daß die Notstandsarbeiter fast durchweg den vollen tarifmäßigen Lohn beziehen und sonach zwischen der Bezahlung der Notstandsarbeiter

und der übrigen Arbeitnehmer kein Unterschied mehr besteht. Bei dieser Sachlage würde die Befreiung des Lohnes der Notstandsarbeiter von der Einkommensteuer nur eine ungerechtfertigte Begünstigung der Notstandsarbeiter gegenüber den übrigen Arbeitnehmern bedeuten, die ihren Lohn voll versteuern müssen. Die Bezüge der Notstandsarbeiter sind daher dem Steuerabzug zu unterwerfen.

Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte". Zur Auslegung der am 1. November 1925 in Kraft getretenen Tarifstelle „Baugerätschaften, gebrauchte" in Wagenladungsklasse E des Eisenbahngütertarifes ist am 4. Oktober 1926 die folgende amtliche Tarifentscheidung ergangen:

„Da Installationsgeschäfte und ähnliche Hilfsgeschäfte des Baugewerbes nicht als Bauunternehmung im Sinne des Tarifs angesehen werden können, gehören Installationsarbeiten, wie Inneneinrichtung und Ausstattung von Gebäuden mit Heizungs- und Beleuchtungsanlagen, nicht zu den durch den Tarif begünstigten Bauarbeiten". (R. B. D. Berlin III 8 Tar. 5/776 vom 4. 10. 1926.)

Demnach dürfen Bauunternehmungen, die im eigenen Betriebe Installationsarbeiten — Inneneinrichtung und Ausstattung von Gebäuden mit Heizungs- und Beleuchtungsanlagen — ausführen, die für den Einbau nötigen Geräte und Werkzeuge (jedenfalls soweit sie ausschließlich für die genannten Zwecke verwendet werden sollen) nicht nach Wagenladungsklasse E tarifieren. Die einzelnen Geräte und Werkzeuge sind vielmehr jeweils nach dem Tarif zu berechnen, unter den sie von ihrer Verwendung bei Bauarbeiten losgelöst fallen, so z. B. Leitern nach Tarifstelle „Holzwaren", (Klasse C), hölzerne Rüstungen nach Tarifstelle „Holz" (Klasse D), eiserne Geräte und Werkzeuge nach Klasse A usw.

Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen. Die „Verdingungsordnung für Bauleistungen" ist bisher von folgenden Behörden usw. probeweise als Dienstvorschrift eingeführt worden: vom Reichsminister der Finanzen für den Bereich der Reichsbauverwaltung (Erlaß vom 11. August 1926); vom Reichspostminister bei den Postdienststellen (Erlaß vom 5. Oktober 1926); im Reichswehrministerium und im preußischen Finanzministerium wird der entsprechende Erlaß in der allernächsten Zeit herausgegeben; in Thüringen und in Mecklenburg sind entsprechende Erlasse ergangen, in Bayern, Baden, Hamburg und im Freistaat Sachsen steht die Entscheidung über die Einführung kurz bevor. Der Deutsche Städtetag hat den Mitgliedsstädten die Einführung der V. O. B. durch Rundschreiben vom 13. September 1926 und vom 2. Oktober 1926 empfohlen; es ist zu erwarten, daß die V. O. B. daraufhin in der Mehrzahl der Städte in Kraft gesetzt werden wird; Nachrichten hierüber liegen aus Kassel und Jena vor. — Der Vorstand der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte hat beschlossen, den Mitgliedern die unveränderte Annahme der Reichsverdingungsordnung für eine Probezeit von etwa 2 Jahren zu empfehlen und so lange von der Stellung von Änderungsanträgen abzusehen.

Arbeitsmarktlage. Die seit Monaten stetige Bewegung auf dem Arbeitsmarkt im Baugewerbe, die von Woche zu Woche eine leichte Belebung der Bautätigkeit und damit eine langsame Verminderung der Zahl der arbeitslosen Bauarbeiter brachte, ist zum Stillstand gekommen. In der 2. Hälfte des Oktober war die Vermittlungstätigkeit der Arbeitsnachweise zwar immer noch sehr rege, jedoch hielten die Neueinstellungen den Entlassungen nicht überall die Wage. Zum Teil verhinderte auch der frühe Eintritt kälterer Witterung eine ausreichende Inangriffnahme neuer Bauten. Immerhin ist die allgemeine Lage im Hinblick auf die Verhältnisse in den ersten Monaten dieses Jahres nicht allzu ungünstig zu nennen. — Bezirklich ist die Entwicklung nach wie vor sehr verschieden. Eine lebhaftere Nachfrage — hauptsächlich nach Maurern — herrschte in Mecklenburg, Oberschlesien und zum Teil in Brandenburg. Die stockende, oder zum Teil sogar rückläufige Bewegung der letzten Zeit kommt in den Zählungen des Deutschen Baugewerksbundes nicht zum Ausdruck, da sie über den September noch nicht hinausreichen. Bis dahin verringerte sich der Prozentsatz der arbeitslosen Mitglieder noch stetig, von 19,7% Ende Juli und 17,8% Ende August auf 16% am 27. September.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 30. September 1926.

Kl. 5 c, Gr. 7. W 68 987. Ernst Weiß, Hannover, Eichstr. 21. Verfahren zum bergmännischen Abbau mächtiger Lagerstätten, vornehmlich für den Salz- und Dachschieferbau, im Kammerbau. 28. III. 25.

Kl. 5 c, Gr. 8. H 104 670. Fa. Haniel & Lueg G. m. b. H., Düsseldorf-Grafenberg. Verstärkung der gegenseitigen Verbindung von in der Schachtumfangsrichtung nebeneinander liegenden Keilkranzteilen und Tübbingsplatten. 14. XII. 25.

Kl. 20 a, Gr. 14. M 92 297. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg. Schrägaufzug mit Vorder- und Hinterseil. 23. XI. 25.

Kl. 20 a, Gr. 14. O 15 479. Dipl.-Ing. Otto Ohnesorge, Bochum, Waldstr. 90. Schrägaufzug, bei dem die zu befördernden Wagen von dem Aufzugseil auch noch auf wagerechten Anschlußstrecken verschoben werden. 4. II. 26.

Kl. 20 g, Gr. 1. E 33 369. Fa. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. Kletterdrehscheibe. 25. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 4. F 60 054. Johannes Feuerlein, Berlin-Zehlendorf-West. Gleisbremse; Zus. z. Pat. 423 236. 14. X. 25.

Kl. 37 b, Gr. 2. R 60 054. Fa. H. H. Robertson Company, Pittsburgh, Pennsylv.; Vertr.: Paul Müller, Pat.-Anw., Berlin W 15. Bauplatte aus Metall. 10. I. 24. V. St. Amerika 11. I. 23.

Kl. 37 b, Gr. 4. E 32 550. Dr.-Ing. Fritz Emperger, Wien; Vertr.: F. Meffert u. Dr. L. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Umschnürung für Druckglieder. 22. V. 25.

Kl. 37 b, Gr. 4. Z 15 128. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Abstandhalter. 4. III. 25.

Kl. 37 b, Gr. 4. Z 15 131. Hans Zomak, Berlin-Wilmersdorf, Landhausstr. 16. Abstandhalter; Zus. z. Anm. Z 15 128. 6. III. 25.

Kl. 37 f, Gr. 7. R 61 608. Wilhelm Reiner, Berlin-Tempelhof, Schönburgstr. 8. Verfahren zum Aufstocken von Gebäuden. 21. VII. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. B 118 937. Etienne Barbier, Paris; Vertr.: Clemen-Clemente, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Einrichtung zur Imprägnierung von Holz. 27. III. 25. Frankreich 19. II. 25.

Kl. 38 h, Gr. 2. W 71 406. Karl Heinrich Wolmann, Berlin-Grunewald, Schinkelstr. 4, Dr. Fritz Peters, Berlin, Traunsteiner Str. 3, u. Dr. Hans Pflug, Berlin-Steglitz, Ahornstr. 5. Holzkonservierungsmittel. 2. I. 26.

Kl. 80 a, Gr. 7. D 47 305. Fa. „Draiswerke" G. m. b. H., Mannheim-Walddorf. Verfahren und Vorrichtung zum Mischen beliebiger Materialien, insbes. Beton, unter Verwendung einer anhebbaren Mischtrommel. 16. II. 25.

Kl. 80 a, Gr. 51. Sch 67 741. Rudolf Schnabel, Berlin, Spichernstr. 17. Keramische Körper mit Metalleinlagen in Form von Drähten, Geweben oder gelochten Blechen. 9. V. 23.

Kl. 80 b, Gr. 8. N 25 536. Dr. Wilhelm North, Hannover, Schillerstraße 32. Herstellung hochfeuerfester Überzüge auf gewöhnlichem, feuerfestem Mauerwerk. 10. II. 26.

Kl. 81 a, Gr. 125. L 65 024. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Verfahren zum Verteilen von Schüttgut auf der Oberfläche von Abraumhalden. 3. II. 26.

Kl. 84 a, Gr. 3. J 25 696. Dr.-Ing. Frantisek Jermar, Opava, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. Arthur Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätiger Klappenwehraufsatz. 30. I. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 39 vom 30. September 1926.

Kl. 19 a, Gr. 5. 435 672. Ernst Staedler, Planegg b. München, Heimstättenallee 14. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 13. II. 25. St. 39 113.

Kl. 19 a, Gr. 5. 435 673. Ernst Staedler, Planegg b. München, Heimstättenallee 14. Nach Art von Rammpfählen einzubringende Einzelstütze für Bahngleise. 15. II. 25. St 39 121.

Kl. 19 a, Gr. 10. 435 674. Heinz Wächter, Essen, Ruhr, Ladenpelderstr. 75. Schienenbefestigung auf Holzschwellen. 4. III. 24. W 65 645.

Kl. 19 a, Gr. 28. 435 599. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Bohrknarrenhalter zum Arbeiten an eingebauten Gleisschwellen mit einem Druckbügel. 25. III. 23. S 62 449.

Kl. 20 g, Gr. 3. 435 535. Hohenzollern Akt.-Ges. für Lokomotivbau, Düsseldorf-Grafenberg. Laufradanordnung für Schiebebühnen u. dgl. 16. IV. 26. H 106 260.

Kl. 20 i, Gr. 9. 435 359. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Schleppweiche, insbesondere für Hängeschnellbahnen. 15. II. 24. K 88 489.

Kl. 35 a, Gr. 9. 435 623. Paul Griese, Berlin-Lichterfelde, Pestalozzistraße 2. Wagenzulaufregelvorrichtung. 27. III. 25. G 63 875.

Kl. 35 b, Gr. 1. 435 545. Paul Pieper, Berlin-Dahlem, Ehrenbergstr. Nr. 1 a u. Lauchhammer-Rheinmetall A.-G., Berlin. Hafenkran. 1. I. 26. P 52 000.

Kl. 37 a, Gr. 4. 435 699. Georg Straubel, Quedlinburg, Schulstr. 4. Holzwand aus Derbholzstangen nach Patent 399 326; Zus. z. Pat. 399 326. 18. I. 22. St 35 840.

Kl. 37 a, Gr. 9. 434 442. Hermann Könitzer, Pößneck. Vorrichtung zum Errichten von winklig aneinanderstoßenden Schalwänden. 21. XII. 24. K 92 159.

Kl. 37 b, Gr. 1. 435 546. Julius Klingelhöfer, Offenbach a. M., Kaiserstr. 117. Formstein zur Herstellung von Mauerwerk mit durchgehenden wagerechten Hohlräumen. 15. II. 24. K 88 491.

Kl. 37 e, Gr. 1. 435 441. Karl Lehr, Dinslaken, Niederrh. Aus ineinander verschiebbaren, durch Feststellbolzen gesicherten Rohren bestehendes Baugerüst. 25. IX. 24. L 61 245.

Kl. 37 e, Gr. 13. 435 443. Dipl.-Ing. Walther Voigt, Leipzig-Schleußig, Stieglitzstr. 99. Vorrichtung zum Reinigen gebrauchter Schalungsbretter. 18. III. 24. V 19 030.

Kl. 80 a, Gr. 34. 435 567. Alphons Horten, Berlin-Wilmersdorf, Brandenburgische Str. 16. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Betonrohren mit Eiseneinlage. 4. X. 23. H 94 912.

Kl. 85 c, Gr. 1. 435 570. Clarence P. Landreth, Philadelphia; Vertr.: H. Licht, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur elektrochemischen Behandlung von Abwässern. 22. VII. 14. L 42 488. V. St. Amerika 5. XII. 13 u. 9. VI. 14.

Kl. 85 c, Gr. 6. 435 514. Wilhelm Radermacher u. Clemens Delkeskamp, Wiesbaden, Sonnenberger Str. 14. Verfahren zum Ausfaulen von Abwasserschlamm in getrennten Faulräumen unter Spülung des faulenden Schlammes und periodischer Zuführung frischen Abwasserschlammes. 17. II. 25. R 63 516.

Kl. 85 d, Gr. 1. 435 649. Dipl.-Ing. Alexander Vogt, Borna b. Leipzig, Bahnhofstr. 67. Holzstabfilter. 25. III. 24. V 19 043.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Ingenieurberuf. Von Dr.-Ing. Bramesfeld. Heft 32 der Schriften zur Psychologie der Berufseignung und des Wirtschaftslebens. 94 S. Verlag Joh. Ambrosius Barth, Leipzig. Preis RM. 3,90.

Die Untersuchung zerfällt, wie es im Wesen der Sache liegt, in zwei Teile. Im ersten Abschnitt finden wir eine psychologische Berufskunde mit einer übersichtlichen Tafel der berufswichtigen Eigenschaften. Solche Darstellungen sind oft mit unzureichenden Mitteln versucht worden. Bramesfeld geht an die Frage mit dem ganzen Rüstzeuge des Ingenieur-Psychologen heran. So werden seine Darlegungen weitausgreifend, tiefschürfend, überzeugend. Er spricht von einem Entwurfe, man kann aber seine Berufskunde ruhig als abschließend werten. Es wäre zu wünschen, daß diese Berufskunde, des wissenschaftlichen Gewandes entkleidet, als Wegweiser in die Hand des fragenden Jünglings, des sorgenden Vaters, des tastenden Lehrers gelegt würde. Das könnte zur Selbstbesinnung und Führung reichen Nutzen stiften.

Im zweiten Teile ist die Frage behandelt, wie die Anlagen zu den berufswichtigen Eigenschaften durch Stichproben („Tests") bei der Eignungsprüfung festgestellt werden können. Hier ist vieles erst im Werden; scharfe Grenzen werden sich bei dem Ineinanderfließen der vielseitigen Geistes- und Willenseigenschaften auch kaum ziehen lassen. Bramesfeld meidet daher mit Recht jene nackten Zahlenmaßstäbe und vielstelligen Korrelationsziffern, die bei den Eignungsprüfungen für einfachere Berufe am Platze sein mögen, aber auch dort für viele ein Stein des Anstoßes sind. Dagegen läßt er dem Berufsberater und seiner Einfühlung in den Geistes- und Seelenzustand des Prüflings einen weiten Spielraum.

Das Büchlein ist eine Fundgrube für den zünftigen Berufsberater. Aber auch Ingenieure aller Fachrichtungen werden es mit Gewinn und Genuß lesen, und zwar alle, die nach den psychologischen Wurzeln ihres Berufes suchen, oder jene, die sich mit Erziehungs- und allgemeinen Standesfragen befassen.

Prof. Oberbaurat Dr.-Ing. Bloß.

Schacker, Mag.-Oberbaurat. Die Aufstockung, ihr wirtschaftlicher Wert und ihre architektonische Bedeutung im Stadtbild, erläutert an ausgeführten Beispielen. Deutsche Bauzeitung G. m. b. H., Berlin. 1. Sonderheft 1925. Preis RM. 3,60.

Der Verfasser teilt seine Arbeiten in zwei Rubriken ein, von denen die erste das Allgemeine behandelt und die andere die Beispiele, die er vorführt. Im ersten, dem allgemeinen Teil, wird kurz geschildert, welche Gründe zur Aufstockung geführt haben und welche Schwierigkeiten entstanden durch die baupolizeilichen Gesetze, durch konstruktive Verhältnisse oder auch durch ästhetische Fragen.

Im zweiten Teil werden 24 Beispiele aus Berlin mitgeteilt, die durch zahlreiche gute Abbildungen bereichert sind. Dieser zweite Teil bildet auch weitaus den größten Umfang der Arbeit und ist infolge des geringen Textes mehr als Bilderbuch aufzufassen, das einen guten Überblick über das Entstandene gewährt. Der Text beschränkt sich auf eine kurze Beschreibung der betreffenden Arbeiten, so daß der Leser ziemlich auf sich selbst angewiesen ist, will er Schlüsse aus dem Dargebotenen ziehen, und zwar ist es ebenso auf die ästhetischen Fragen auszudehnen, wie auf die Konstruktion.

Der erste Teil besteht nur aus Text, und man sollte denken, daß der Verfasser hier wenigstens leitende Prinzipien zusammengefaßt hätte oder genaue Richtlinien, aber auch in diesem Falle beschränkt er sich auf wenige Andeutungen.

Das Werk ist als Sammlung von wichtigen Aufstockungen Berlins wertvoll und wird in diesem Rahmen dem Architekten oder dem Bauingenieur gute Dienste leisten. Es ist in diesem Rahmen als Ausschnitt aus unserer Zeit der Kollegenschaft zu empfehlen, aber man muß es doch bedauern, daß der Verfasser sich auf diese mehr kontemplative Darstellung beschränkt hat. Schneegans.

Die neue Bauordnung für die Stadt Berlin vom 3. Nov. 1925. Taschenbuch-Ausgabe. Zu beziehen durch die Geschäftsstelle des Gemeindeblattes der Stadt Berlin, Rathaus, Königstraße, Zimmer 89 B. Preis RM. 1,20.

Es ist sehr verdienstlich von der Stadt Berlin, daß sie sogleich nach Inkrafttreten der neuen Bauordnung — gültig ab 1. Dez. 1925 — diese in einem zum täglichen Gebrauch geeigneten Taschenbuchformat erscheinen läßt. Neben geschäftlichen Bestimmungen, Bauvorschriften, Schutzmaßregeln und allgemeinen Vorschriften enthält die Bauordnung auch die sehr bemerkenswerte zukünftige Einteilung des Berliner Stadtgebietes und die Bezeichnung der in diesem zulässigen Bebauung.

Der zur Bauordnung gehörige Bauklassenplan wird voraussichtlich noch im Dezember erscheinen (im Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin W 66, Wilhelmstr. 90).

Prof. Kurt Diestel, Techn. Hochschule Dresden.

Die vorgenannte Bauordnung für die Stadt Berlin vom 3. November 1925 ist für den Handgebrauch mit einleitendem Vorwort, Bauklassentabelle, Übersichtsplänen, sowie einem ausführlichen Sachregister von Magistratsoberbaurat Walter Koeppen verfaßt und nunmehr auch bei Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1925, erschienen. Der Preis beträgt RM. 3,60.

Zahlentafeln zur Bemessung der Schubbewehrung von einfachen und durchlaufenden Eisenbetonbalken. Nach einer einführenden Betrachtung über die Entwicklung der einschlägigen ministeriellen Vorschriften von David, Dr.-Ing. Luz, Magistratsbaurat, und Perl, Dipl.-Ing., Ingenieur der „Huta". Mit 12 Abb. Verlag Guido Hackebeil A.-G., Berlin. 1926. Preis RM. 4,20.

Nach einer einführenden Betrachtung über die Entwicklung der einschlägigen ministeriellen Vorschriften befassen sich die vorstehenden Zahlentafeln mit der Dimensionierung infolge der Querkräfte. Nach den neuen Bestimmungen ist m. E., wie ich dies schon gelegentlich ausgeführt habe, in der Frage der Schubbewehrungen die unberechtigte Forderung enthalten, daß alle Träger, bei denen Schubspannungen über 4 kg (bei hochwertigem Zement über 5,5 kg) gehen, auf die ganze Länge durch Schrägeisen oder Bügel zu sichern sind. Solange diese m. E. auf die Dauer unhaltbare Bestimmung besteht, ist ein Mehraufwand an Rechnung erforderlich, um die Schubsicherungen zu ermitteln.

Die Verfasser haben nun in den vorstehenden Zahlentafeln, durch die Berücksichtigung des genauen Verlaufs des Schubdiagramms und der entlastenden Wirkung der Vouten gewisse Ersparnisse in der Bewehrung zu erzielen versucht, die bis zu 15% reichen. Die Tabellenwerte sollen außerdem die rechnerische Arbeit einschränken. Sie behalten ihren Wert, auch wenn die Schubspannungen wie bisher nur über 4 kg (bzw. 5,5 kg/qcm) zu berücksichtigen wären.

Sie werden daher für den entwerfenden und den prüfenden Ingenieur bei Entwurf oder Nachprüfung einer statischen Berechnung zeitsparend sein. E. P.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Dr.-Ing. Friedrich Bleich. Zweite verbesserte und vermehrte Auflage. 117 Abb., V, 220 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. Preis geb. RM. 15,—.

Die Methode des Viermomentensatzes beruht im Gegensatz zu der üblichen Berechnung statisch unbestimmter Systeme in der unmittelbaren Verwertung der winkeltreuen Verformung des belasteten Stabwerks. Da hiernach die Winkel der Endtangenten der Stäbe an den Knotenpunkten bei der Formänderung erhalten bleiben, lassen sich unmittelbar Bedingungsgleichungen aufstellen, in die bei gerader Stabachse neben einem von der Belastung abhängigen Gliede die vier Stabendmomente und die Stabdrehwinkel des betrachteten Stabzweiecks eingehen. Außer diesen Gleichungen führt die Betrachtung der Formänderung eines geschlossenen oder starr gestützten Stabzugs zu weiteren Bedingungen, die der Verfasser unter der Bezeichnung Winkelgleichungen verwendet.

Das Wesen des Bleichschen Gedankens beruht im Gegensatz zu anderen möglichen Ansätzen, die sich aus einer Verknüpfung dieser Beziehungen ergeben, in der Verwendung der Winkelgleichungen zur Elimination der Stabdrehwinkel aus den Viermomentengleichungen. Auf diese Weise bleiben schließlich ebenso viele Bedingungsgleichungen übrig als das Stabwerk statisch unbestimmte Schnittkräfte aufweist. Diese können nunmehr für jeden Belastungsfall unter Ausnutzung der besonderen Verhältnisse ausgewählt werden, so daß eine Abkürzung der Zahlenrechnung und eine Lösung mit geringer Fehler-

häufung herbeigeführt werden kann. Der Viermomentensatz wird daher sicherlich in allen Fällen gute Dienste leisten, wo die Wahl des geeigneten Hauptsystems Schwierigkeiten bereitet. Dagegen wird bei der Berechnung der zahlreichen in der Praxis oft verwendeten Rahmen und Rahmenstellungen die übliche Form der Elastizitätsgleichung mindestens ebenso schnell und einwandfrei zum Ziele führen, da eine Verminderung der Zahl der Bedingungsgleichungen, in der Regel auch keine Kürzung durch den Viermomentenansatz gewährt wird.

Der Verfasser bringt neben den theoretischen Darlegungen, die auch auf Tragwerke aus geraden oder schwach gekrümmten Stäben mit stetig veränderlichem Trägheitsmoment ausgedehnt werden, eine größere Anzahl durchgerechneter Beispiele. Unter anderem werden der Rahmenträger, der Stockwerkrahmen und die Nebenspannungen von Fachwerkträgern behandelt.

Das Buch ist, wenn ich auch der Anwendung der vorgetragenen Theorie eine engere Grenze ziehen möchte als der Verfasser, eine wirkliche Bereicherung der statischen Literatur. Es atmet den Geist wissenschaftlicher Sachlichkeit und bringt dem Leser wirkliche Erkenntnis. Niemand wird es ohne reichen Gewinn aus der Hand legen. Drum sei es den Fachgenossen bestens empfohlen. Beyer.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Die Ortsgruppe Brandenburg der D. G. f. B. besichtigte am 9. Oktober d. Js. den Zentralflughafen von Berlin auf dem Tempelhofer Feld. Der Leiter der Abteilung Bodenorganisation der Deutschen Luft-Hansa, Herr Dr.-Ing. Dierbach, führte die zahlreich erschienenen Teilnehmer durch die Anlagen. Mit Rücksicht darauf, daß in dem Anfang November erscheinenden diesjährigen Jahrbuch der D. G. f. B. ein Aufsatz von Herrn Dr.-Ing. Dierbach über die „Anlage von Flughäfen für den Luftverkehr" veröffentlicht wird, sehen wir davon ab, eine Besprechung der Besichtigung an dieser Stelle zu bringen.

Der Umbau des Staatlichen Opernhauses Berlin Unter den Linden.

Die alte Staatsoper Unter den Linden konnte den Anforderungen, die an ein modernes Opernhaus gestellt werden, nicht mehr genügen. 1743—48 von Knobelsdorff erbaut, wurde sie 1848 nach einem Brande von Langhanns erneuert. Seitdem ist an der Bühneneinrichtung nichts geändert worden. Um 1880 hat man den Bau ohne jede Rücksichtnahme nach hinten erweitert und 1910 erhielt das Opernhaus den für ein modernes Theater unerläßlichen Schnürboden in Form eines hohen Aufbaues, der aber nur als ein Provisorium gedacht war, da man an den baldigen Bau eines neuen Opernhauses dachte. Jetzt hat man sich der Not gehorchend entschlossen, das alte Haus umzubauen.

Die alte Oper ist eine der bemerkenswertesten Bauten der Reichshauptstadt. Infolgedessen löste der geplante Umbau in der Allgemeinheit und besonders in der Presse einen Streit über städtebauliche Fragen aus. Der Entwurf, der tatsächlich zur Ausführung gelangt, erledigt aber alle diese Einwände von vornherein. Zunächst soll der Kaiser-Franz-Joseph-Platz das parkartige Aussehen verlieren, so daß er wieder zu dem Architekturplatz wird, als welcher er ursprünglich gedacht war; außerdem wird das seitlich liegende Knobelsdorffsche Risalit, das seinerzeit von Langhanns um etwa 3 m vorgesetzt wurde, als Fassade der Seitenbühne nach dem Platze zu verwandt und kommt so genau axial zum Portal der gegenüberliegenden „Kommode", wie im Berliner Volksmunde die ehemalige Staatsbücherei heißt, zu liegen. Schließlich ragt nur die Seitenbühne weiter in den Platz hinein, während der hintere Teil der Bühne nur unwesentlich über die alte Flucht hinausgeht; infolgedessen liegt die Hedwigskirche in Zukunft den Blicken wesentlich freier, zumal der Kaiser-Franz-Joseph-Platz eingeebnet werden soll.

Bei der Bauausführung des Umbaues sind schwere Aufgaben zu lösen. Da der Fußboden der Unterbühne bis 11,70 unter Straßenoberkante herabreichen soll, muß das Grundwasser um rd. 12 m gesenkt werden. 5 Pumpen mit 60—90 PS müssen den riesigen Wasserandrang bewältigen, der so groß ist, daß man den Wasserbedarf einer Großstadt von 500000 Einwohnern damit befriedigen könnte. Aus etwa 100 Brunnen bis 22 m Tiefe wird das Wasser angesaugt und in die Spree gedrückt. Wird der Wasserandrang zu groß, muß der städtische Notauslaß in Anspruch genommen werden. Für die Rohrgräben mußten bergmännisch abgesteifte Stollen getrieben werden; der riesige Bodendruck infolge der Auflagerlasten des Gebäudes machte dieses Vorgehen erforderlich. Bei Versagen des Drehstromes arbeiten die Pumpen schon innerhalb längstens zehn Minuten mit Gleichstrom. Diese Vorsichtsmaßnahme ist unbedingt erforderlich, da ein Steigen des Grundwassers den Einsturz des unterfangenen Bauwerkes zur Folge haben kann.

An dem alten Bühnenhaus sind zwei statisch getrennte Teile zu unterscheiden: Einerseits die beiden Portale, die das Bühnenhaus nach der Zuschauerseite und nach der Hinterbühne öffnen und mit ihrer Last auf vier Pfeilern ruhen. Andererseits die Dachlast des eigentlichen Dachstuhles, die von den Seitenwänden des Hauses aufgenommen wird. Die Fundamente sowohl der vier Pfeiler als auch der Seitenwände reichen nicht wesentlich unter das Terrain. Die neue Bühnenhauskonstruktion macht aber eine Herabführung der Fundamente auf 13,75 m unter Terrain erforderlich. Deswegen müssen die alten Fundamente abgefangen und unter ihnen die neuen Fundamente bis 13,75 m Tiefe geschaffen werden. Neben den vier alten Pfeilern der Portale hat man provisorische Fundamente auf Mast-(Eisenbeton-)Pfählen geschaffen, die bis in die erforderliche Tiefe reichen, und durch Trägerkonstruktion die Pfeiler auf diese aufgesetzt. Dann wurde unter den abgefangenen Pfeilern in bergmännischer Weise ausgeschachtet und das neue Betonfundament geschaffen.

Die Ortsgruppe Brandenburg der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen besichtigte am Donnerstag, den 21. Oktober d. J. die Baustelle. Herr Regierungs- und Baurat Tietze hatte freundlicherweise die Führung übernommen und hielt hierbei einen erläuternden Vortrag. Die Arbeiten an den Pfeilern waren so weit gediehen, daß der Zwischenraum zwischen den neuen Pfeilerfundamenten und den abgefangenen Pfeilern nur noch ausgemauert werden mußte. Es werden dann noch die Träger durchgeschnitten und die Pfeiler ruhen auf ihren neuen 15 m tiefen Fundamenten.

Im modernen Bühnenwesen werden die Dekorationen auf den Seitenbühnen aufgebaut und dann in ihrer Gesamtheit auf die Vorderbühne gefahren; daher reichen die früher üblichen Schlitze für die Kulissen in den Seitenwänden der Bühne nicht mehr aus. Da aber der hohe Aufbau, der auf den Seitenwänden ruht, nicht abgebrochen werden soll, werden die Seitenwände in solcher Höhe abgefangen, daß man unter ihnen die Träger über der Öffnung nach der Seitenbühne montieren kann. Die Seitenwände werden durch Eisenkonstruktionen abgefangen, die auf provisorischen Pfeilern mit der erforderlichen Tiefe ruhen. Diese Eisenkonstruktionen sollen zugleich als Montagegerüst für die Träger dienen. Diese Träger, die künftig die Öffnungen der Seitenbühne nach oben abschließen sollen, ruhen auf gleich tief fundierten Pfeilern.

Das tiefliegende Bühnenhaus ist mit einer Wanne zu vergleichen, die im Grundwasser schwimmt. Die vier Pfeiler haben unten eine Fläche von etwa 4 × 4 m und gehen getrennt durch die Sohle hindurch, da in ihnen infolge der Windkräfte erhebliche Sonderspannungen auftreten. Der Boden des Bühnenhauses besteht aus Eisenbeton mit Schwergewichtsplatten von etwa 3 m Stärke. Bei der erheblichen Breite (zirka 60 m) und Tiefe des Bühnenhauses sind Dehnungsfugen notwendig. Der Anschluß der Seitenwände an die Sohle wird als Winkelstützmauer ausgebildet.

Der eigentliche Bühnenboden besteht künftig aus Podien von 3 m Breite und 18 m Länge, die auf Fahrstühlen 10 m gehoben werden können. Außer dieser senkrechten Bewegung ist aber auch eine wagerechte Bewegung nach den Seitenbühnen möglich. Die Fahrstühle werden sämtlich hydraulisch betrieben bei 100 at Druck. Der hydraulische Betrieb hat den Vorzug der großen Sicherheit und Geräuschlosigkeit. Die Staatsoper Unter den Linden wird nach ihrem Umbau die modernste Bühnenkonstruktion besitzen. Der Umbau wird noch längere Zeit in Anspruch nehmen.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Das Jahrbuch 1926 der D. G. f. B., das in diesen Tagen zur Versendung kommt, hat folgenden Inhalt (Umfang 230 Seiten): Richtlinien der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Rückblick auf die Tätigkeit der Gesellschaft. — Der Bauingenieur als Betriebsgestalter. Von Dr.-Ing. Max Mayer, beratendem Ingenieur (Duisburg). — Fortschritte des Beton- und Eisenbetonbaues in den letzten Jahren. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel (Darmstadt). — Der unterirdische Städtebau. Von Oberbaudirektor Leo (Hamburg). — Anlage von Flughäfen für den Luftverkehr. Von Dr.-Ing. Ernst Dierbach, Leiter der Abt. Bodenorganisation der Deutschen Luft-Hansa (Berlin). — Statistik der Deutschen Groß-Wasserkraftanlagen. Bearbeitet von Prof. Dr.-Ing. Dr. techn. E. h. A. Ludin (Charlottenburg). — Mitgliederverzeichnis. — Zusammenstellung bedeutender Ingenieurbauwerke. — Im Jahr 1925 und 1926 (1. Halbjahr) vollendete oder wesentlich geförderte große deutsche Ingenieurbauten. — Für den Bauingenieur wichtige deutsche Vereine. — Die Professoren und Dozenten der Bauingenieurabteilungen an den deutschsprachigen Technischen Hochschulen und ihre Sondergebiete nach dem Stande vom Sommersemester 1926. — Verzeichnis von Doktor-Dissertationen der deutschen Technischen Hochschulen aus dem Gebiete des Bauingenieurwesens und seiner Grenzgebiete 1918 bis 1926 in sachlicher Anordnung. Bearbeitet von Bibliotheksrat Carl Walther (Aachen). — Die Deutschen Baunormen. Von Rgbmstr. Karl Sander (Berlin), Geschäftsführer der Baunormung. — Von ausländischen neueren Ingenieur-Normen. — Vorschriften für die Abnahme von Maschinen. — Veröffentlichungen über Nomographie für Bauingenieure. — Nachtrag zu Jahrbuch 1925 Seite 183: Einiges von der Gebührenordnung der Architekten und Ingenieure. Von Dipl.-Ing. Baer (Berlin).

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Baunormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 12. November 1926 | Heft 46

VERLEGUNG EINES SCHMIEDEEISERNEN DÜKERS IN DER SPREE ZWISCHEN DEM PLÄNTER-WALD (TREPTOW) UND DEM SPREESCHLOSS IN RUMMELSBURG.

Von Georg Plehwe, Bauingenieur, Berlin.

Wenn auch die Verlegung eines Dükers von 917 mm lichtem Durchmesser und 160 m Länge bei dem heutigen Stande der Technik keine außergewöhnliche Leistung darstellt, so ist es doch eine seltener vorkommende Tiefbauarbeit und deshalb angebracht, etwas näheres über den praktischen Arbeitsvorgang des Versenkens zu sagen.

Der Ausdruck „Düker" stammt aus dem Holländischen von „Duiken" = Bücken.

Der Düker war in diesem Falle ein Rohrstrang, der im Zuge der neuen städtischen Druckrohrleitung, von den Wasserwerken in der Wuhlheide nach der Innenstadt, liegt. (Abb. 1a.) Er kreuzt die Spree-Oder-Wasserstraße (Treptower Spree) bei Kilometer 25,920 zwischen Baumschulenweg und Oberschöneweide.

Bauherr war die Berliner Städtische Wasserwerke A.-G. Ausführender Unternehmer war die Fa. Gottlieb Tesch in Berlin.

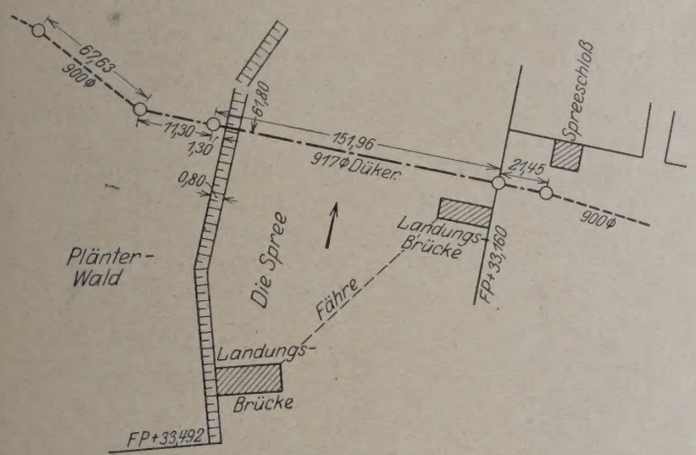


Abb. 1.

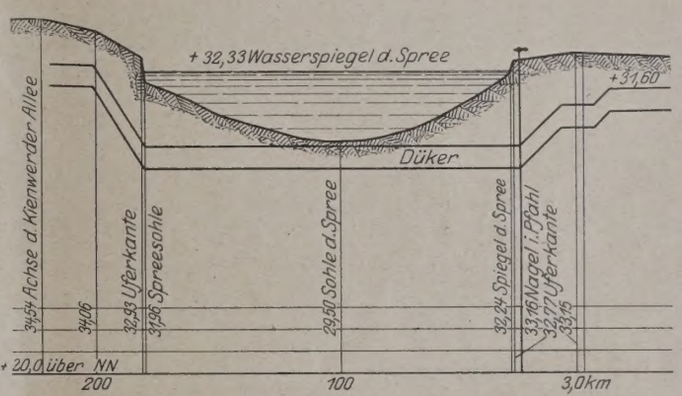


Abb. 1a.

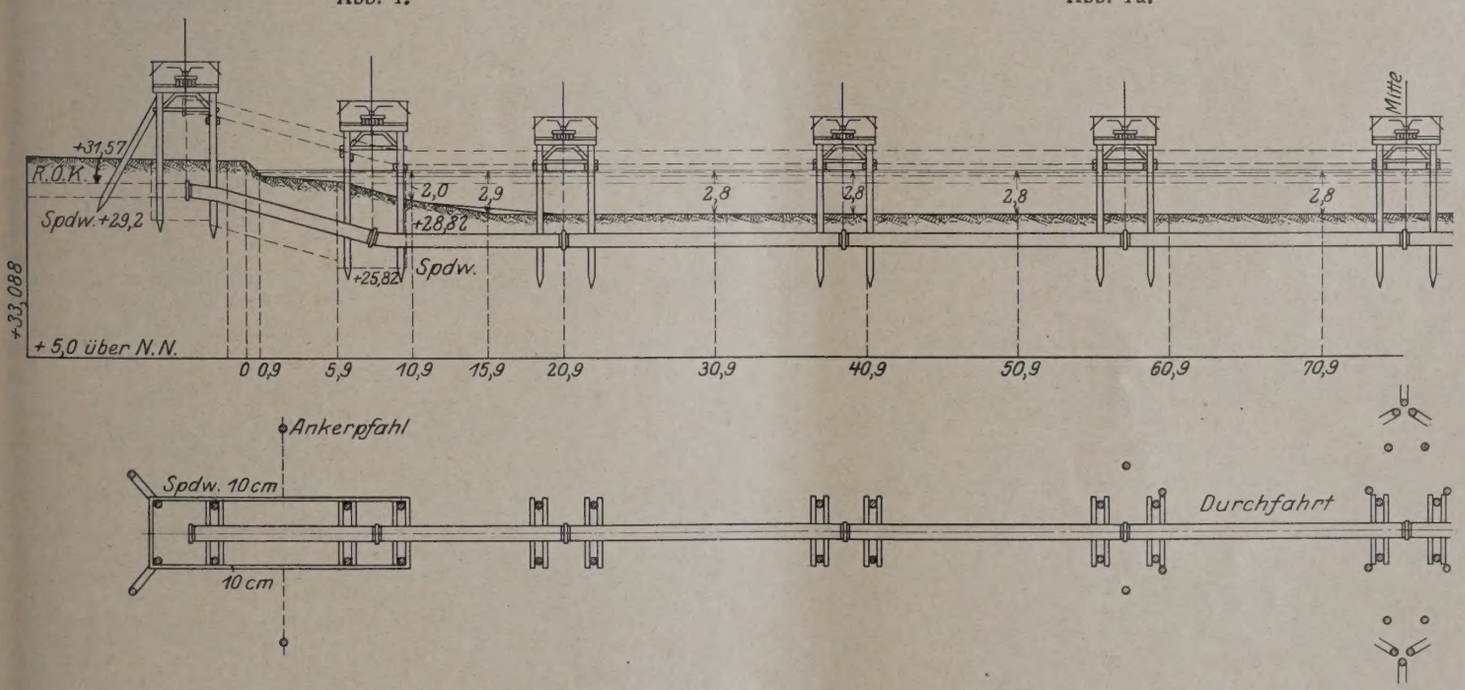


Abb. 2.

Die Verlegung des Dükers erfolgte in den Monaten Oktober bis Dezember 1925.

Der Arbeitsvorgang dabei spielte sich in folgender Weise ab:

Nach Festlegung der Linie, in der der Düker die Spree kreuzen sollte, und Bestimmung des rechtsufrigen Anfangspunktes am Spreeschloß wurden der Endpunkt am linken Ufer und die einzelnen Zwischenpunkte der Rohrstöße mittels Teodolit und Winkelmessung in bekannter Weise gemäß

Skizze 1 festgelegt und dann mit der Einrichtung der Baustelle begonnen. Der Düker bestand aus 6 mittleren geraden Stößen von 18,5 m Länge und 4 Endstücken von je 12,55 m.

1 m Rohr wog leer ..... 312 kg
1 m Wasserfüllung wog ..... 211 „
zusammen 523 kg,

1 Rohrstoß von 18,5 m Länge also $18{,}5 \cdot 523 = 9{,}5$ t. Da an jedem Rohrstoß ein festes Gerüst mit Aufhängevorrichtung vorgesehen war (Abb. 2), ergab sich:

$$M_{max} = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{9500 \cdot 1850}{8} = W_{kb};$$

$$W = \frac{9500 \cdot 1850}{8 \cdot 1000} = 2197 \text{ cm}^3;$$

$$W_{vorhanden} \frac{\pi}{4} \cdot \frac{R^4 - r^4}{R} = \frac{3{,}14}{4} \cdot \frac{47{,}1^4 - 45{,}9^4}{47{,}1} = 8030 \text{ cm}^3.$$

Ohne Bedenken könnte also ein Rohrstoß von 18,5 m frei hängen. Demnach waren also für 2 End- und 9 Mittelstöße 11 Stück Versenkgerüste zu errichten.

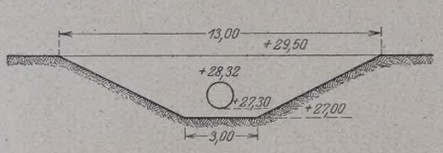


Abb. 3.

Der Untergrund der Spreesohle bestand aus Sand, nur am rechten Ufer war etwas Schlamm mit Bauschutt vermengt.

Zuerst wurden die Uferschlitze mit 10 cm starken Spundwänden auf 3 Seiten umschlossen. Durch Zangen, die sich gegen die später zu rammenden Gerüstpfähle stützten, und durch seitliche Ankerpfähle mit daran befestigten Ankern wurden die Spundwände gegen Zusammendrücken gesichert, so daß die Schlitze frei von inneren Steifen gehalten werden konnten, die beim Senken des Dükers hinderlich gewesen wären.

Die Schlitze erhielten eine l. Breite von 4,0 m und eine Länge von 16,0 m, sie wurden bis zum Grundwasserspiegel von Hand ausgeschachtet und dann weiter mit einem schwimmenden Greifbagger bis auf die erforderliche Tiefe ausgebaggert.

Die anschließende Rinne in der Spreesohle sollte nach dem Profil Abb. 3 hergestellt werden, mußte aber wegen des vorhandenen Schlammes flachere Böschungen erhalten und ∽ 50 cm tiefer als die endgültige Rohrsohle ausgebaggert werden, da mit diesem Sicherheitsmaß für eingespülten Boden während der Absenkung gerechnet werden mußte. Der ausgebaggerte Boden wurde teils an den Ufern in aufzuhöhenden Flächen abgelagert, teils zur freien Verwendung des Unternehmers mit Kähnen abtransportiert. Im ganzen wurden 4700 m³ Boden, das sind auf 1 lfd. m Düker ∽ 30 m³ gebaggert.

Durch einen beweglichen Peilrahmen nach Abb. 4a, b, c*) auf einem Floß befestigt, das mit einem Seil von den Ufern aus über die Schlitze und Rinne gezogen wurde, konnte die Tiefe der Ausbaggerung genau festgestellt werden und da, wo die erforderliche Tiefe noch nicht erreicht war, leicht durch Nachbaggern hergestellt werden.

Die Rinne wurde mit einem kleinen Eimernaßbagger und einem schwimmenden Greifbagger ausgebaggert.

Im Anschluß an diese Baggerarbeit wurden mit einer Land- und einer schwimmenden Dampframme die Bockpfähle für die 11 Versenkgerüste und die Leitpfähle für die beiden Schiffsöffnungen eingerammt und die Gerüste selbst mit den Plattformen hergestellt, s. Abb. 5a, b.

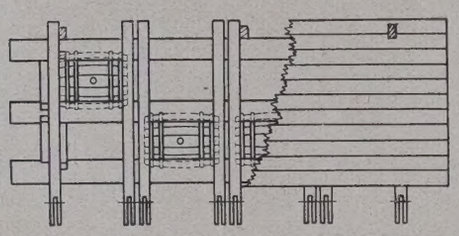


Abb. 4a.

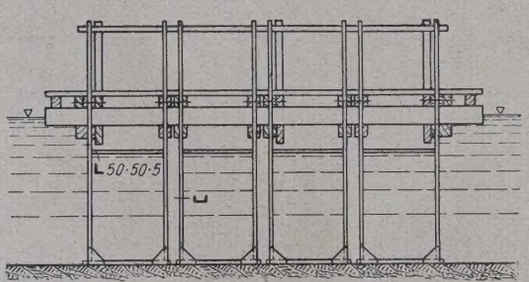


Abb. 4b.

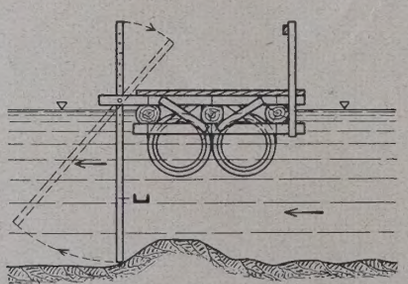


Abb. 4c.

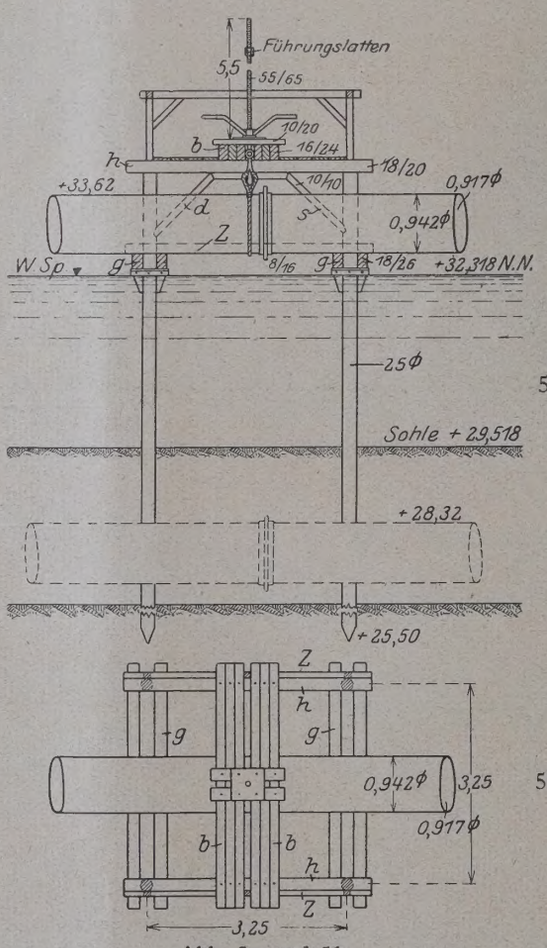


Abb. 5a und 5b.

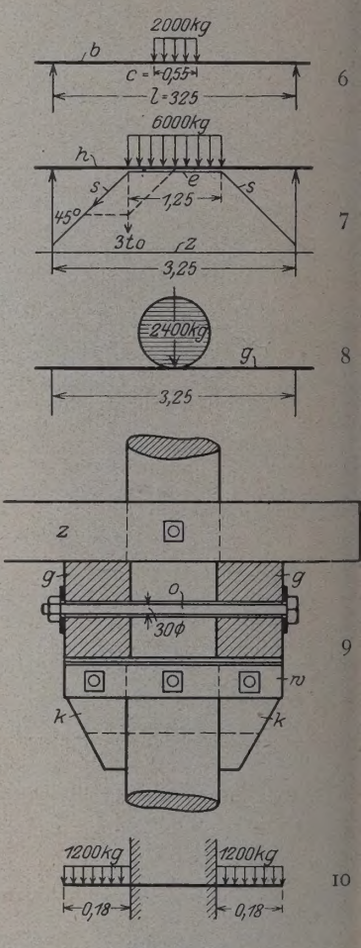


Abb. 6—10.

*) Aus Prof. F. Deutsch „Die Maschinenkunde für Tief-Hochbau", Verlag von Paul Neubner, Cöln a. Rh. 1913.

Die erforderlichen Holzstärken gehen aus nachfolgender Festigkeitsberechnung und Abb. 6, 7, 8, 9, 10 hervor.

Auf jedem Versenkgerüst lasteten:

Ein gefüllter Rohrstoß von 18,5 m . . . . . = ∽ 9,5 t

Dazu Menschenlast, Eigengewicht der Hölzer, der Absenkspindeln mit Muttern, Druckplatten, Haken, Ringe, Drahtseile . . . . . = ∽ 2,5 t

zus. = ∽ 12,0 t

1. Jeder der 6 Tragbalken b erhielt $\frac{12}{6} = 2$ t Last.

$$M_{max} = \frac{P}{2} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{c}{4}\right) = \frac{2000}{2} \cdot \left(\frac{325}{2} - \frac{55}{4}\right) = 149\,000.$$

$$W_{erf.} = \frac{149\,000}{100} = 1490 \text{ cm}^3.$$

$W_{vorh.} = 1536$ cm³ · Hölzer 16 × 24 cm oder eiserner T-Träger N.P. 18 mit W = 161 cm³.

2. Die Holme h tragen $\frac{12}{2} = 6$ t.

$$W_{kb} = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{6000 \cdot 120}{8}.$$

$$W_{erf.} = \frac{6000 \cdot 120}{8 \cdot 100} = 900 \text{ cm}^3.$$

$W_{vorh.} = 1200$ cm³ · Hölzer 18 × 20 cm.

3. Die Streben s erhalten eine Last von

$$\frac{3 \text{ t}}{\sin 45^0} = \frac{3000}{0{,}707} = 4{,}22 \text{ t}.$$

Der erforderliche Querschnitt hierfür $= \frac{4220}{60} = 70$ cm².

Vorhanden waren Hölzer 10 × 10 cm = 100 cm².

4. Spannriegel e hat eine Last von ∽ 3 t.

$$F_{erf.} = \frac{3000}{100} = 30 \text{ cm}^2.$$

$F_{vorh} = 10 \times 10$ cm = 100 cm².

5. Belastung der Zangen Z durch Horizontalschub = ∽ 3 t.

$$F_{erf.} = \frac{3000}{100} = 30 \text{ cm}^2.$$

$F_{vorh.} = 2$ (8 cm / 16 cm) $= 50$ cm².

6. Belastung der 2 Doppelzangen g mit einem leeren Rohrstoß von 18,5 m = ∽ 6 t, auf eine Zange kommen also $\frac{6}{4} = 1{,}5$ t.

$$M = \frac{1500 \cdot 325}{4} = W_{kb}.$$

$$W_{erf.} = \frac{1500 \cdot 325}{4 \cdot 100} = 306 \text{ cm}^3.$$

$W_{vorh.} = 341$ cm³.

Hölzer 8 × 16 hierzu erforderlich.

7. Werden die Rohre, gefüllt, wie es zum Probeabdrücken erforderlich war, die Tragezangen belasten, so mußten je 4 Zangen ∽ 9,5 t tragen, jede also $\frac{9{,}5}{4} = 2{,}4$ t.

$$M = \frac{2400 \cdot 325}{4} = W_{kb}.$$

$$W_{erf.} = \frac{2400 \cdot 325}{4 \cdot 100} = 1950 \text{ cm}^3.$$

$W_{vorh.} = 2028$ cm³.

Hölzer 18 × 26 cm.

8. Belastung der eisernen Schraubenbolzen o, mit denen die doppelten Tragezangen gg an den Gerüstpfählen befestigt waren $= \frac{9{,}5}{4} = \sim 2{,}4$ t.

Auf jedes Bolzenende kamen $\frac{2{,}4}{2} = 1{,}2$ t.

Die Bolzen müssen in diesem Falle auf Biegung und nicht auf Abscheren berechnet werden, da die Bolzenlöcher in den Pfählen stets 2—3 mm größer als der Bolzendurchmesser gebohrt werden und der Bolzen sich in das Holz der Pfähle einpressen und durchbiegen wird.

$$W_{erf.} \frac{P \cdot l}{2 k b} = \frac{1200 \cdot 18}{2 \cdot 1200} = 9 \text{ cm}^3.$$

Hierfür würde ein Bolzen von 45 mm ⌀ erforderlich sein, verwandt wurden Bolzen mit 300 mm ⌀ mit W = 2,65 cm³. Der Lochwanddruck (Randpressung) im Bolzenloch war

$$\sigma_l = \frac{2400}{25 \cdot 3} = 32 \text{ kg/cm}^2.$$

Zur Verstärkung der zu schwachen Bolzen wurden unter den Zangen ∠-Eisen W 100 × 100 × 10 mm mit je 3 Bolzen an die Pfähle angebolzt, die Zangen in die Pfähle eingelassen und noch Holzknappen k untergesetzt, so daß hierdurch ein sicheres Auflager für den gefüllten Rohrstrang geschaffen war, s. Abb. 9.

Holz wurde zu den Gerüsten, Spundwänden usw. gebraucht:

8 m³ Rundholz
10 „ Kanthölzer
zusammen 18 m³ Hölzer,

Eisen zu Bolzen, Klammern, ∢ usw. wurden ∽ 4,5 t gebraucht.

Die 11 Stück 5,5 m langen Schraubenspindeln zum Absenken des Dükers, aus Flußeisen geschmiedet, mit eingängigem Flachgewinde 2½ Gang auf 1" engl. für 12 t Tragfähigkeit berechnet, hatten 55 mm Kern- und 65 mm äußeren Durchmesser, sie wurden geführt in einer Rotgußmutter von 130 mm Höhe, 100 mm Schlüsselweite, die auf einem Kugellager und einer Druckplatte von 550 × 550 mm Größe und 35 mm Stärke ruhten.

Die doppelseitigen Mutterschlüssel hatten aufgebogene Griffe von 300 mm Länge und 40 mm Ø zum Aufstecken von Gasrohren als Verlängerung.

Durch 3 Materialprüfungen wurde die Tragfähigkeit der Spindeln nachgewiesen.

Nachstehend das Ergebnis der Prüfung:

Abmessung des Probestabes Durchmesser mm	Maßlänge mm	Bruchbelastung kg	Belastung auf 1 mm² vorgeschrieben kg	Belastung auf 1 mm² erreicht kg	Längsdehnung vorgeschrieben %	Längsdehnung erreicht %	Einschränkung %
20	200	11 030	34,41	35,11	25	29	60
20	200	12 950	„	41,22	„	25	52
15	150	6 900	„	39,04	„	27	57

Die Spindeln werden auf Zug und Drehung beansprucht, die zulässige Beanspruchung soll 1000 kg/cm² nicht überschreiten.

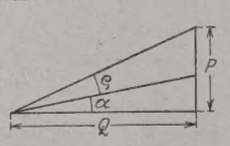
Der mittlere Halbmesser der Spindeln war:

$$r = \frac{1}{4}(d_1 + d_2),$$

$$= \frac{1}{4}(5{,}5 + 6{,}5),$$

$r = 3$ cm,

$d = 6$ cm.



Die Beanspruchung der Spindeln durch das Gewicht von 1 Rohrstoß auf Zug war:

$$\sigma = \frac{Q}{F} = \frac{10\,000}{3^2 \cdot 3{,}14} = 374 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach der „Hütte" ist für die Bewegung der Schraube:

$$P = Q \operatorname{tg}(\alpha - \varrho) = Q \frac{h - 2\pi r \mu}{2\pi r + \mu h}$$

$$= 10\,000 \frac{1{,}0 - 2 \cdot 3{,}14 - 3 \cdot 0{,}16}{2 \cdot 3{,}14 \cdot 3{,}0 + 0{,}16 \cdot 1{,}0} = 526 \text{ kg}.$$

Das Drehmoment also:

$$M d = 526 \cdot 3{,}0 = 1578 \text{ kg/cm}$$

und die Beanspruchung daraus auf Drehung:

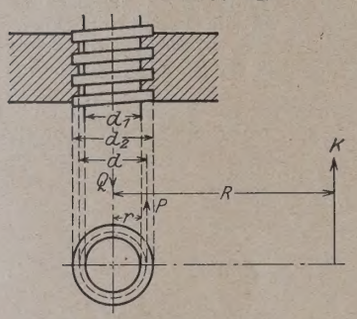
$$\tau = \frac{M d 16}{\pi d^3} = \frac{1578 \cdot 16}{3{,}14 \cdot 6^3} = 37 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach der Formel für die zusammengesetzten Festigkeiten ergibt sich die größte ideale Hauptspannung im Querschnitt bei Zug und Drehung:

$$\sigma_{max} = 0{,}35\,\sigma + 0{,}65\,\sqrt{\sigma^2 + 4\,\alpha_0^2\,\tau^2_{max}},$$

wenn $\alpha_0 = \frac{R z}{1{,}3\,k\,d} = \frac{1000}{1{,}3 \cdot 800} = 0{,}962$:

$$\sigma_{max} = 0{,}35 \cdot 374 + 0{,}65\,\sqrt{374^2 + 4 \cdot 0{,}962^2 \cdot 37^2}$$
$$= 130{,}9 \cdot 0{,}65\,\sqrt{139\,876 + 3{,}7 \cdot 1369}$$
$$= 377 \text{ kg/cm}.$$



Die Kraft K gleichgerichtet mit P am Hebelarm R · 100 cm angreifend, folgt aus P·r = K·R:

$$526{,}3 = K \cdot 100,$$

$$K = \frac{526{,}3}{100} = 15{,}78 \text{ kg}.$$

Für diese Kraft genügen die mittleren Kräfte von 2 Arbeitern vollständig, wie es sich beim Absenken des Dükers auch erwiesen hat.

Zum Anhängen des Dükers an die Absenkspindeln dienten 11 Stück Pflugstahlseile von 24 mm Ø, bestehend aus Draht mit 170—180 kg Bruchfestigkeit pro m². 222 Drähte zu 1,1 mm Ø und einer rechnerischen Seilbruchfestigkeit von ~ 40 t und 4 m Länge mit 2 eingespleißten großen Kauschen für die starken Kranhaken passend, mit 3- bis 4facher Sicherheit, genügten für die Belastung von 12 t.

Zum Abziehen der einen Kausche vom Lasthaken, nachdem der Düker abgesenkt war, wurden dünne Drahtseile mit kurzen Holzgriffen benutzt.

Die Abmessungen der starken Lasthaken sind aus Abb. 11 und 12 ersichtlich.

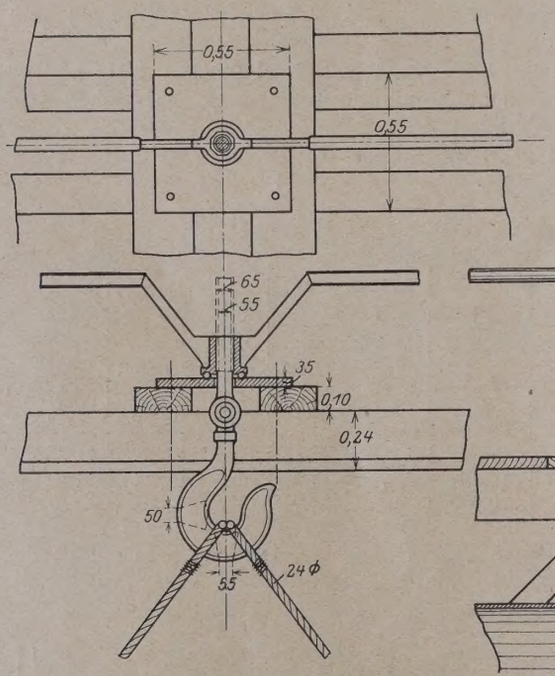


Abb. 11.

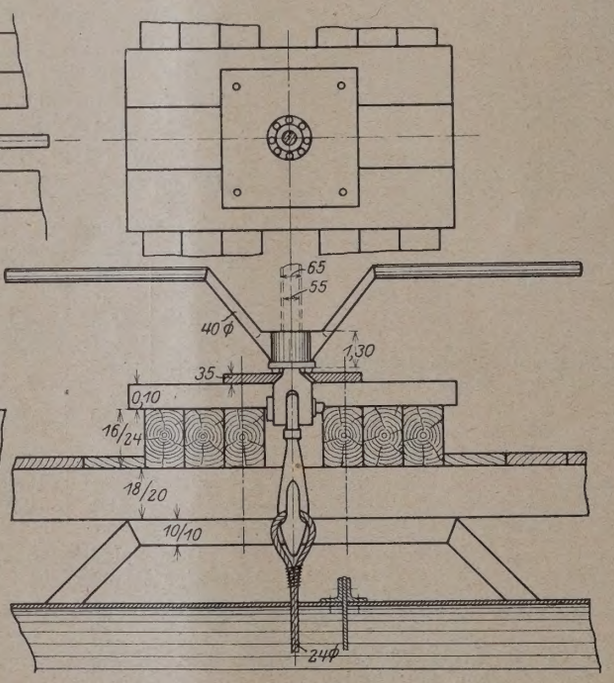


Abb. 12.

Nach Fertigstellung der 11 Versenkgerüste, Aufstellung der Spindeln wurden die einzelnen Rohrstöße auf einen Prahm geschafft, dieser durch Erdballast so weit abgesenkt, daß Unterkante Rohr mit der Oberkante der Tragezangen in gleicher Höhe lag, und die Rohrstöße schräge auf die Zangen geschoben werden konnten. Die Stöße wurden dann mit zwischengelegten Gummiringen und Flanschenbolzen verschraubt und gedichtet und an die Spindeln gehängt.

Am 16. Dezember von 6 Uhr morgens bis 10 Uhr abends wurde die Schiffahrt gesperrt, das fehlende Mittelstück eingesetzt, der Düker gefüllt, die Enden mit je einem Blindflansch geschlossen und die Leitung bis 10 atm abgedrückt.

Nachdem die Dichtigkeit der Rohrstöße festgestellt war wurde mit dem Absenken begonnen. Zu diesem Zwecke wurden die Spindeln erst etwas angedreht, um die Tragezangen „gg" frei zu bekommen.

Nach deren Beseitigung begann das eigentliche Absenken mit den vorher genau abgestimmten 11 Stück Spindeln.

Jedes Gerüst war mit 2 Mann besetzt, auf Kommando wurden erst viertel, dann halbe und ganze Umdrehungen der Muttern mittels aufgesteckter Gasrohre ausgeführt. Durch die zwischen Mutter und Druckplatte eingeschalteten Kugellager war die Reibung gering und konnten die 2 Arbeiter das Abdrehen leicht bewirken.

Wegen des Eisstandes auf der Spree verzögerte sich die Absenkung und mußte daher die Schiffahrt auch noch am 17. Dezember gesperrt bleiben.

Nach Erreichung der richtigen Tiefe blieb der Düker noch an den Spindeln hängen und die Verfüllung mit Boden begann.

Eine nochmalige Druckprobe, 10 atm, ergab die vollständige Dichtigkeit der Stöße, die Verfüllung wurde fortgesetzt.

Mit 4100 m³ eingefülltem Boden war der frühere Zustand der Spreesohle erreicht, die Senkgerüste wurden entfernt und später auch die Spundwandkästen, nachdem die Anschlußrohrstrecken verlegt waren.

Wollte man die langen, teuren Absenkspindeln sparen, so hätte man auch mit kürzeren auskommen können, mußte dann aber durch Abfangevorrichtungen und Zwischenschaltung von Verlängerungsstücken das Absenken unterbrechen und hätte den Vorteil billigerer Schraubenspindeln durch längere Arbeitszeit und längere Unterbrechung der Schiffahrt erkaufen müssen.

Beistehende Abbildungen zeigen den Düker auf den Tragezangen ruhend und an den Schraubenspindeln hängend vor dem Absenken.

Wie aus vorstehenden Ausführungen hervorgeht, gehört zu der verhältnismäßig kleinen Tiefbauarbeit ein großer Arbeitsaufwand und ein großer Gerätepark, dessen Verzinsung, Unterhaltung und Amortisierung leider nicht immer im richtigen Verhältnis zu den erzielten Preisen steht.

ÜBER DIE URSACHEN DER BERGSCHLÄGE, BEITRAG ZU IHRER ERKLÄRUNG.

Von A. Feller, Ingenieur, Zürich-Wollishofen.

A. Einleitung.

Mit den Namen: Bergschläge, Gebirgsstoß, knallendes Gestein bezeichnen wir eine Erscheinung der Natur, wie sie beim Bau von Tunnel, Stollen und in Steinbrüchen beobachtet werden kann. Sie besteht im plötzlichen Abspringen, manchmal unter lautem Knall, von bis dezimeterdicken und quadratmetergroßen Gesteinsplatten aus den vertikalen Wänden der gesprengten Räume. Beim Versuch die schalenförmigen Gebilde wieder in die Ausbruchnischen hineinzupassen, erweisen sich die ersteren als zu groß.

Weil Bergschläge nur an kompaktem und geschichtetem Gestein wie Granit, Kalk, Gneiß zu beobachten sind, niemals in treibendem oder zerrüttetem Gebirge, so müssen wir notwendigerweise folgern, daß in der Erscheinung Spannungen sich auswirken, die von den entsprechenden elastischen Formänderungen begleitet sind. Im folgenden wollen wir nun diese Vermutung, die mit den Ansichten über Bergschläge des Simplon-Geologen Prof. C. Schmidt*) in Basel übereinstimmt, mit Hilfe der Festigkeitslehre rechnerisch zu begründen versuchen. Aus der großen Zahl der Beobachtungen vom Simplon und andern Orten des Tunnel- oder Bergbaues fassen wir das Typische der Erscheinung zu einem Normalzustand zusammen. Wir wählen als Gestein einen Gneiß, anstehend in starken, horizontal liegenden Schichten. Den Ort der Untersuchung legen wir in den Punkten der größten Überlagerung unseres gedachten Stollens, die wir zu 1500 m annehmen.

B. Versuch einer statischen Begründung.

1. Spannungszustand im Beobachtungspunkt vor der Durchörterung. (Abb. 1.)

In einem Quader, der genau die Größe unseres Stollens von 2 × 2 m² aufweisen soll, treten unter dem Einfluß des Eigengewichts Spannungen nach allen Richtungen auf. In den Bereich unserer Beobachtungen brauchen wir jedoch nur die hauptsächlichsten Kräfte einzubeziehen, die vertikal und horizontal gerichtet sind, weil sie zur Erklärung der Bergschläge genügen. Von unserem Quader läßt sich sagen, daß er sich im Gleichgewicht befindet, da er allseitig als eingespannt zu betrachten ist. Die Kräfte in der Richtung A B, aus der überlagernden Felsmasse bestimmbar, betragen 0,26 kg × 1500 = 390 kg/cm² (spez. Gewicht 2,60 t/m³). Die diesen Kräften entsprechende Querdehnung in Richtung C D wird durch den Widerstand der angrenzenden Felsmassen unmöglich gemacht, die denselben Spannungszustand aufweisen. Da für unsere späteren Überlegungen das Wissen um den Verlauf der Spannungstrajektoren von großer Wichtigkeit ist, so zeichnen wir, wie in Abb. 1 angedeutet, eine Schar von diesen senkrecht zu einander stehenden Druckkurven.

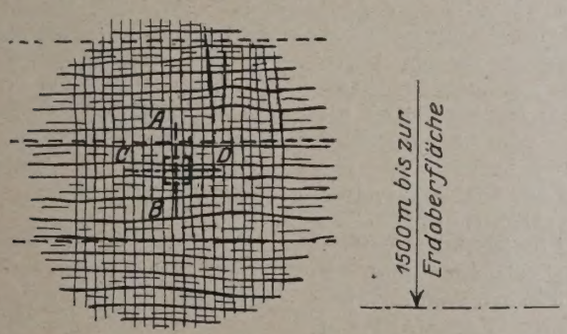


Abb. 1. Spannungszustand vor der Durchörterung.

2. Spannungszustand während der Durchörterung. (Abb. 2.)

Beim Fallen der Stollenbrust infolge der Sprengschüsse erleiden nun die Druckkurven eine plötzliche Unterbrechung. Der Hohlraum müßte allseitig zusammenbrechen, wenn nicht die Gesteinskohäsion an die Stelle des Gegendrucks treten und vorläufig die Kräfte aufnehmen würde. Doch diese streben nach einem stabileren Gleichgewicht und finden ein solches durch Umgehen der Lücke. Sie biegen aus ihrer ursprünglichen Richtung ab und legen sich in dichter Schar um den Stollen herum. Die Folge davon ist eine beträchtliche Mehrbelastung des Gesteins an diesen Stellen. Man hat also beim Vortrieb eines Stollens nicht nur die Gesteinsfestigkeit oder Kohäsion, sowie die Spannung infolge Eigengewichts zu überwinden, sondern auch einen verschärften Spannungszustand, der wie die Sprengungen punktweise vorwärtsschreitet. Daher erklärt sich der hohe Sprengstoffverbrauch inwendig im Stollen gegenüber dem viel kleineren über Tag oder im Steinbruch bei gleich großer Gesteinsmasse, sowie auch die Schwierigkeit im Herausschießen sauberer, d. h. eckiger Profile. Eine Steigerung der Mehrbelastung bis zum Überwinden der Gesteinsfestigkeit ist sowohl der zu geringen Mächtigkeit der Überlagerung wie auch der langsam sich vollziehenden Lastverteilung wegen ausgeschlossen. Damit es zum Bruch des Gesteins in den meist belasteten Ecken A und B (Abb. 2) käme, müßten die Tunnel viel tiefer liegen. Rechnerisch ergibt sich der Abstand von der Erdoberfläche bis zum Punkt in der Erdrinde, wo die Bruchfestigkeit eines Gneißes von 2000 kg/cm² und 2,60 t/m³ spez. Gewicht überschritten ist, zu 7,70 km. Bei oberflächlicher Betrachtung der Bergschläge könnte wohl nur ein Zerdrücken des Gesteins wie in der Festigkeitsmaschine in Frage kommen, doch ist die Gesteinsfestigkeit noch gar nicht erreicht. Wir müssen also nach anderen Ursachen suchen.

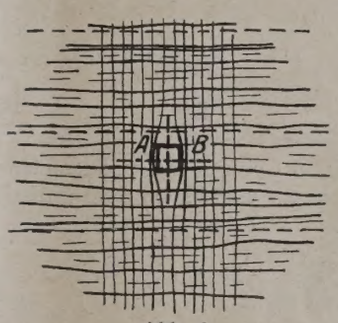


Abb. 2.
Während der Durchörterung.

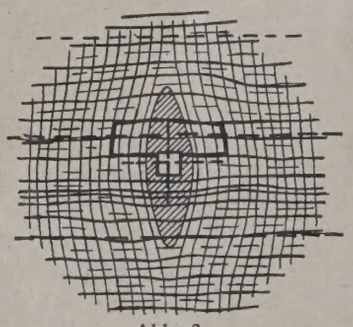


Abb. 3.
Nach der Durchörterung.

3. Spannungszustand nach der Durchörterung. (Abb. 3.)

Wenn wir verschiedene Spannungszustände unterscheiden, so müssen wir uns darüber klar sein, daß wir in Wirklichkeit einen kontinuierlichen Übergang haben. Das Gestein erfährt fortgesetzt Spannungsänderungen vom Augenblick an, da die Minen ertönen, bis zum Eintreffen der Bergschläge. Bis an der durchörterten Strecke die Gesteinsplatten abspringen und im dahinterliegenden Felsen wieder Gleichgewicht herrscht, verfließt eine gewisse Zeit, die abhängig ist von Gesteinsmaterial, Überlagerung und Schichtung. Sie beträgt einige Tage bis Monate. Kommen störende Einflüsse dazu, wie in der Nähe vorgenommene Sprengungen zum Vollausbruch, Erdbeben, so wirken diese lösend und man beobachtet eine Zunahme de Erscheinung.

*) Die Geologie des Simplongebirges und des Simplontunnels von C. Schmidt †, Basel 1908, Universitäts-Buchdruckerei Friedrich Reinhardt.

Der in Abb. 2 skizzierte Spannungszustand ist also nur eine augenblickliche Erscheinung. Zwischen dem Berginnern und den mehr belasteten Rändern um den Stollen herum bestehen Spannungsdifferenzen, die einem Ausgleich zustreben. Die Drucklinien wandern soweit einwärts bis ein Gleichgewichtszustand erreicht ist. Indem die Einflußzone sich vergrößert, sinken die Werte der spez. Spannungen. So wird das Gestein am Felsrand nach und nach spannungslos. Es hat die ganze Wucht der ehemals auf ihm lastenden Felsmassen nicht mehr zu tragen, sondern nur das Eigengewicht der dem Hohlraum zunächst liegenden und sich hauptsächlich nach oben erstreckenden, entspannten und geringen Massen. Das im Zustand der elastischen Zusammendrückung sich findende Material beginnt bei der andauernden Druckabnahme von ursprünglich 390 kg/cm² auf schätzungsweise 5 oder 10 kg/cm² sich zu dehnen. Der Vorgang der Dehnung spielt sich zuerst in dünnen Schichten der Felsoberfläche ab und setzt sich, von da ausgehend, in die Tiefe des Gesteins fort. Doch wirken ihm sowohl die Kohäsion am Nichtgedehnten, wie auch die Kontraktion infolge Abkühlung entgegen. Dennoch überwiegt die Dehnung. Es entstehen fortwährend wachsende Spannungen, die schließlich selbst die Kohäsion zwischen den verschieden beanspruchten Zonen zu überwinden vermögen und zur Abtrennung von plattenähnlichen Gebilden führen. Ob die Dehnung infolge Druckentlastung tatsächlich Beträge erreichen kann, die den Befund der Beobachter bestätigen, daß keine Platte mehr in ihre Nische hineinpaßt, wollen wir nun zahlenmäßig untersuchen.

Zu dem Zweck benützen wir die Formeln und Zahlen von C. Bach, wie sie in der „Hütte", Festigkeitslehre, angegeben sind. Wir setzen Gneiß = Granit und finden folgende Gleichungen und Werte für Druck:

$$E = 300\,000 \text{ kg/cm}^2 = \frac{1}{\alpha_0}$$

$$n = 1{,}12$$

Da bei den Gesteinen der Elastizitätsmodul von der Spannung abhängt, so kommen wir der Wirklichkeit durch Anwenden einer mittleren Dehnungszahl näher.

Mittlere Dehnungszahl α für die Spannungsgrenzen o und $\sigma = 390$ kg/cm²:

$$\alpha = \frac{1}{E} = \alpha_0 \, \sigma^{n-1}$$

oder

$$E = \frac{1}{\alpha_0} \cdot \frac{1}{\sigma^{n-1}} = \frac{300\,000}{0{,}12 \atop 390}$$

$$= 166\,620 \text{ kg/cm}^2$$

Wenn wir die Längenänderung Δl eines dünnen, schmalen Plattenstreifens von 1,50 m Höhe und 1 cm² Fläche bestimmen wollen, so setzen wir:

$$\Delta l = \frac{P \cdot l}{F \cdot E} = \frac{390 \cdot 150}{1 \cdot 166\,620} = 0{,}35 \text{ cm}$$

Unser Rechnungsbeispiel ergibt also ungefähr 3—4 mm Längenzunahme, welche die an den Platten beobachtete Längenänderung zu erklären scheint.

Ob es sich bei dieser Feststellung um eine allgemein gültige Gesetzmäßigkeit handelt oder nicht, ist nun eine weitere Frage. Ferner dürfen wir die Untersuchung nicht eher abschließen, bevor wir den Einfluß der Temperaturänderung am Gestein infolge kalter Stollenluft untersucht haben.

Nun besteht eine merkwürdige Tatsache, daß die Bergschläge sozusagen ausschließlich an den vertikalen Wänden der Stollen beobachtet werden. Selten oder beinahe nie im Hangenden, am First oder Dach der Hohlräume. Gerade dort sollte die Erscheinung sich häufen, aber sie bleibt aus! Einzelne Vorkommnisse können wir nicht als Bergschläge auffassen, weil ihre Ursachen anderer Art sind, wie wir später sehen werden. Offenbar liegt dem Ausbleiben der Bergschläge im Scheitel eine Belastungsänderung zugrunde, die auf folgende Umstände zurückzuführen wäre: 1. auf die horizontale Schichtung des Gesteins, und 2. auf seine Beanspruchung infolge Biegung, da die Schichtplatte wie ein Deckel oder Balken über dem Stollenhohlraum liegt (Abb. 3). Das eine Mal haben wir Druckspannungen senkrecht zur Schichtung, wobei sich die maximale Widerstandsfähigkeit des Gesteins geltend macht, das andere Mal Zugspannungen in Richtung der Schicht und in einem Material, das zur Aufnahme solcher Kräfte ungeeignet ist. Vergleichen wir die Elastizitätsmoduln für Zug und Druck miteinander, so finden wir, daß die ersteren für Zug zwei- bis dreimal kleiner sind als die andern, ca. 100 000 kg/cm², d. h. die Dehnung in Richtung der Faser oder Schicht ist größer als senkrecht dazu. Folglich müßten bei Entlastung noch viel eher Bergschläge zu erwarten sein. Da sie aber ausbleiben, müssen wir schließen, daß in horizontaler Richtung keine oder nur geringe Druckbeanspruchung herrscht. Vom geologischen Standpunkt aus gesehen scheint das nicht unwahrscheinlich zu sein, wenn man Schicht auf Schicht wie Brett auf Brett gelegt sich denkt. Die Durchörterung ändert also hierin scheinbar nichts. Dazu kommt noch, daß die Vorgänge der Expansion und Biegung die äußeren Fasern in der Firstfläche im gleichen Sinn dehnen, sowie der Umstand, daß ihre entsprechenden Werte der spezifischen Spannung sehr klein sind. Das Gestein kann ohne weiteres diese geringen Beanspruchungen aufnehmen, d. h. zum Herbeiführen sichtbarer Deformationen reichen sie nicht aus. Kommt es trotzdem zum Niederbrechen von Platten, so ist der Vorgang auf natürlich vorhandene Risse und Schichtfugen mit verminderter Kohäsion zurückzuführen. Sie verlieren infolge vom Sprengen herrührender Risse, sowie der die Kohäsion aufhebenden horizontalen Schubspannungen und der Verwitterung den Zusammenhang gänzlich und fallen heraus, wenn sie nicht genügend mit der Umgebung verzahnt sind, sonst klingen sie beim Anschlagen hohl. Hier könnte auch der Faktor Temperaturänderung am nicht expandierenden Gestein des Firstes sich eher geltend machen als an den Seitenwänden, indem eben die Kontraktion infolge Abkühlung ein Ausgleiten der Platten zur Folge haben könnte. Doch ist der Einfluß der Temperatur, wie wir später sehen werden, verschwindend klein. Hingegen müssen wir an dieser Stelle zur Stützung unserer Ansicht, daß keine oder nur geringe Querdehnung, also keine oder nur geringe Druckbeanspruchung in horizontalem Sinne, im Gestein besteht, die Tatsache anführen, daß die Bergschläge durch rechtzeitige Verkleidung der Seitenwände verhindert werden können. Mit dünner Ausmantelung von Stollen oder Tunneln wären große horizontal gerichtete Kräfte nicht zu halten. Wenn also die dichte Lage der Druckkurven in Abb. 1, 2 und 3 ein angenähertes Bild der stärkeren oder schwächeren Beanspruchung im Gestein geben soll, so muß die horizontale Schar große Abstände aufweisen.

4. Einfluß schiefer Stellung der Schichten.

Da wir wissen, daß Bergschläge nur in grobbankigem, harten Gestein mit horizontalen Schichtfugen und bei größerer Überlagerung vorkommen, so müssen wir auch Erklärungen über ihr Ausbleiben bei schiefer oder ⊥ gestellter Lagerung abgeben können. Gelingt uns das, so beweisen wir umgekehrt, warum sie nur bei horizontalen Schichten zu beobachten sind.

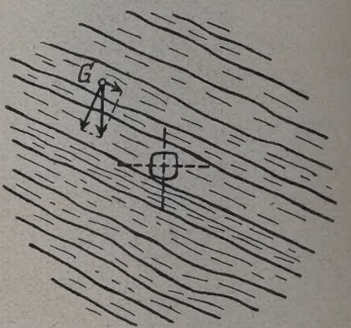


Abb. 4.
Stollen in schiefen Schichten.

Wir gehen vom denkbar einfachsten Fall (Abb. 4) aus, wo die Schichten mit der Stollenachse parallel streichen und gegen die Horizontale nur wenig geneigt sind. Lassen wir jene allmählich steiler werden, bis sie ⊥ stehen und zeichnen wir schematisch für verschiedene Lagen das Kräfteparallelogramm eines beliebigen Punktes, so überwiegt anfänglich die

Komponente ⊥ zur Schichtfuge den Schub parallel dazu. In bezug auf den Spannungszustand hat sich beim Durchörtern in Felsen solch schiefer Schichten nicht viel geändert, als daß eine minder große Druckbeanspruchung in den Vertikalwänden des Stollens vorhanden ist. Das Gestein wird sich, wie schon beschrieben, verhalten und Bergschläge zeigen. Richten wir die Schichten immer mehr und mehr auf bis sie ⊥ stehen, so nimmt die Belastung, die ehedem von Schicht zu Schicht wirkte, allmählich ab, bis die Richtungen von Gewicht und Platte zusammenfallen (Abb. 5). Diese selbst wird durch unseren Stollen entzweigeschnitten, analog den Platten in Abb. 1—3, mit dem Unterschiede jedoch, daß sie dort wagerecht liegen. Der obere Teil davon ist zwischen den übrigen Felsschichten eingeklemmt. Das Gewicht überträgt sich infolge der Reibung auf die ganzen Felstafeln. Da wir die Platte ihrer Stütze oder des Widerstandes beraubt haben, so muß die Dehnung in Richtung der Schwerkraft einsetzen. Auch hier findet sich am Rande entlastetes Material vor, analog der Abb. 3, doch geschieht diesmal die Dehnung in Richtung der Schicht, und nicht ⊥ dazu. Ursache zu verschieden beanspruchten Zonen ist bei den gleichgerichteten äußeren und inneren Kräften nicht vorhanden. Die Kohäsion hält das Ganze zusammen. Sie wird durch die Reibung auf den Schichtfugen unterstützt, die der Dehnung entgegenwirken oder sie gar unmöglich machen. Zum Abreißen von plattenförmigen Gebilden, zu Bergschlägen wird es nicht kommen. In der Praxis werden wir also von den horizontalen Schichten ausgehend bei zunehmendem Neigungswinkel eine Abnahme der Bergschläge bis zum völligen Ausbleiben bei ⊥ stehendem beobachten können. Künstlich könnten wir die Bergschläge nur erzeugen, wenn wir die gebirgsbildenden horizontalen Kräfte, wie Widerstand und Schub

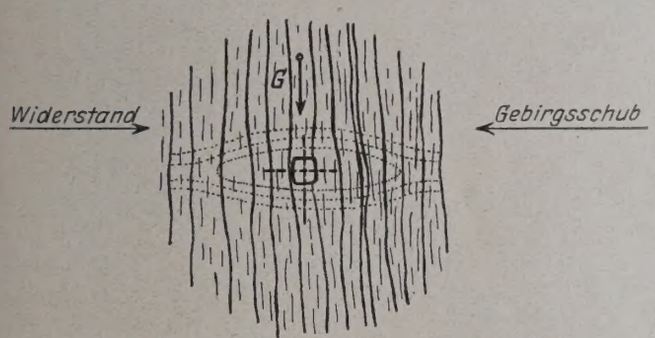


Abb. 5. Stollen in senkrechten Schichten.

an unserm Beispiel, Abb. 5, anbringen könnten. Wie wir uns diese zwei Kräfte wirksam denken, so liegen gleiche Bedingungen wie in Abb. 2—3 vor.

Fassen wir die Befunde unserer Untersuchung zu einem Schluß zusammen, so lautet eine erste Bedingung für das Auftreten von Bergschlägen: Horizontalliegende, stark zusammengedrückte, standfeste Gesteinsschichten, die durch den Stollen an den Rändern entlastet werden, wobei sich Teile der Wand infolge Dehnung ablösen.

5. Einfluß der Temperatur.

Bis dahin haben wir vom Einfluß der Temperatur abgesehen. Nun ist man versucht, die Bergschläge auch auf Kontraktion infolge Abkühlung durch die kältere Stollenluft zurückzuführen.

Wir bleiben bei unserm Beispiel von 1500 m Überlagerung. Das Gestein zeige eine Temperatur von 34°, der abfließende Luftstrom eine solche von 24°. Das Temperaturgefälle beträgt somit 10° und behalte monatelang diesen Wert. Setzen wir den linearen Wärmeausdehnungskoeffizienten $\beta = 0{,}000008$ für Kalk = Gneiß und rechnen wir mit 150 cm Länge, so finden wir die Längenänderung

$$\Delta l = 1500 \times 10 \times 0{,}000008 = 0{,}12 \text{ mm}.$$

Dieser Wert ist, da es sich um Kontraktion handelt, vom Wert der Expansion abzuziehen. Im letzteren Falle handelt es sich um Größen, die nach Millimetern zählen (3—4 mm), im Fall der Temperatur um Bruchteile davon, so daß die Temperatur, vielmehr die Kontraktion gegen die Expansion nicht aufzukommen vermag, ja selbst wenn wir das Temperaturgefälle auf 20 und 30° erhöhen und Δl auf 0,24—0,36 mm.

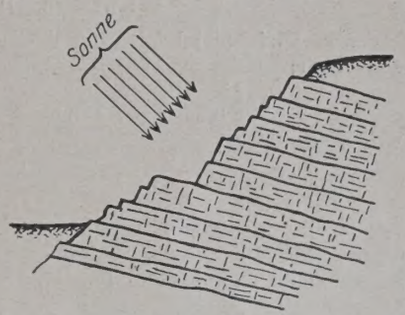


Abb. 6.
Temperatureinfluß im Steinbruch.

Treten wir aber aus dem Bergesinnern gegen die Erdoberfläche zu, lassen also den senkrechten Druck auf horizontale Schichten immer kleiner werden bis 0, womit die Ursache der Expansion wegfällt, so macht sich der Faktor Temperatur mehr bemerkbar und wird ausschlaggebend an der Erdoberfläche. Dies ist der Fall in Steinbrüchen, Abb. 6, wo dem Bergschlag ähnliche Vorgänge beobachtet werden. Da das druckerzeugende Element, die Überlastung, fehlt, liegt kein Grund zur Expansion im Sinne der Abb. 1—3 vor, wohl aber zur Kontraktion und Abreißen von Platten infolge ungleichmäßiger Temperaturabnahme um 40—50° von der sonnendurchglühten Felswand tagsüber bis auf 20° in der Nacht. Die tiefere Ursache des Vorganges liegt natürlich in der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Gesteins begründet, die einem raschen Ausgleich entgegensteht.

C. Schlußfolgerungen.

Bergschläge können also zurückgeführt werden auf Ausdehnung des Gesteins horizontaler Schichten infolge Druckentlastung, wie sie beim Bau tiefliegender Tunnel und Druckwasser-Leitungsorgane der Kraftwerke vorkommt, aber auch als Kontraktion infolge Abkühlung an Felswänden der Steinbrüche. Analoge Vorgänge kennen wir bei der Gesteinsverwitterung in der Wüste, z. B. Sahara. Für jeden Fall besonders ist zu ermitteln, ob der eine oder andere Faktor überwiegt. Hingegen ist die Ansicht, daß in den Bergschlägen noch eine nachträgliche Auswirkung rückständiger Spannungen infolge der Gebirgsbildung sich zeige, abzuweisen. Wenn man sich vergegenwärtigt, wie durch die Talbildung die Gesteinstafeln oder -platten, die „Schichtpakete" der Geologen, allseitig zersägt sind, so muß man sofort sagen, daß unmöglich solch alte Spannungen noch vorhanden sein können, da sich schon längst alles ausgeglichen haben muß. Unsere Gebirge stehen nur noch unter dem Einfluß der Schwerkraft.

DER EINFLUSS EINER HOHLKÖRPEREINLAGE ODER KASSETTENAUSBILDUNG BEI PILZDECKEN UND ANDEREN EISENBETONPLATTEN.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin.

Übersicht. Bei vielen Lösungsversuchen von Plattenproblemen wird die Platte aus zwei Scharen sich kreuzender und gegenseitig durchdringender Balken zusammengesetzt betrachtet. Diese Voraussetzung deckt sich mit der Vernachlässigung der Drillmomente bei den Platten. Es sollen die großen Unterschiede der Lösungen mit und ohne Drillmomentberücksichtigung zahlenmäßig dargelegt werden. Bei den in der Überschrift gekennzeichneten Platten kann eine Drillwirkung nur unvollkommen eintreten. Es muß deshalb vor einer Anwendung der Formeln der neuen Eisenbetonbestimmungen auf diese Decken gewarnt werden.

Problemstellung.

Die Differentialgleichung des Plattenproblems lautet bekanntlich:

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\,\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)=p(x,y), \tag{1}$$

wo

$$D=\frac{m^2 E J}{m^2-1} \tag{2}$$

ist, x und y ein in der Mittelebene der Platte liegendes Koordinatensystem, w die Durchbiegung, m die Poissonsche Querkonstruktionskonstante, E die Elastizitätskonstante, J das Querschnittsträgheitsmoment, p(x, y) die Belastungsfunktion ist. In dieser Gleichung stellt der mittlere Summand in der Klammer den Anteil der Drillmomente vor. In der Tat, wenn wir eine Schar sich gegenseitig kreuzender und durchdringender Balken betrachten, so muß ihre Differentialgleichung lauten:

$$E\left(J_x\,\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}+J_y\,\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)=p(x,y), \tag{3}$$

wo J_x und J_y die Trägheitsmomente der Balkenscharen für 1 m Breite in x- und y-Richtung bedeuten.

Das neue Lösungsverfahren des Verfassers[1]) ist bekanntlich hinsichtlich der Lastverteilung ein allgemeines, während es sich hinsichtlich der Randbedingungen auf zwei Sonderfälle beschränkt. Diese Fälle betreffen die Randbedingungen der vierseitig freiaufliegenden rechteckigen und einer unendlich ausgedehnten Platte, bei welcher der erste und dritte Differentialquotient für w in regelmäßigen Abständen der x- und y-Richtung verschwinden. Die letzteren Randbedingungen treffen auch auf die sogenannten Pilzdecken zu. Die Lösung wird so erreicht, daß man zunächst die Lastfunktion p (x, y) nach Fourierschen Reihen entwickelt und zu dieser Lastfunktion p sodann ohne weiteres die zugehörige Durchbiegungsfunktion w hinschreiben kann. Das Lösungsverfahren des Verfassers eignet sich sowohl für die Lösung der Differentialgleichung (1) wie (3). Durch Ergänzungsfunktionen kann das Verfahren auf andere Randbedingungen erweitert und völlig verallgemeinert werden.

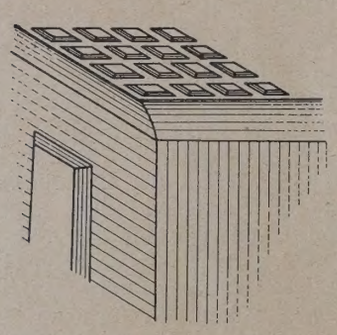


Abb. 1.

Vierseitig freiaufliegende gleichmäßig belastete rechteckige Platten mit und ohne Hohlkörper oder Kassetten[2]).

Die Abb. 1 zeigt eine kassettierte Decke über einer Zimmerecke in Perspektive.

Die Lastfunktion p(x, y), nach Fourierschen Reihen entwickelt, lautet in diesem Fall für beide Differentialgleichungen (1) oder (3) gleich, nämlich

$$p(x,y)=\frac{16}{\pi^2}\sum_{1,3,5,\ldots}\sum_{1,3,5,\ldots}\frac{\sin\frac{m\pi x}{2a}\sin\frac{m\pi y}{2b}}{m\,n} \tag{4}$$

wo 2 a und 2 b Länge und Breite der rechteckigen Platte sind. Eine bekannte Fouriersche Reihe ist nämlich

$$1=\frac{4}{\pi}\left(\frac{1}{1}\sin\frac{\pi x}{2a}+\frac{1}{3}\sin\frac{3\pi x}{2a}+\frac{1}{5}\sin\frac{5\pi x}{2a}+\ldots.\right)$$

Die hierdurch dargestellte Kurve ist periodisch mit Vorzeichenwechsel in den aufeinanderfolgenden Perioden, wie es der Verlauf der Sinuskurve ist. Abb. 2 zeigt diese Kurve.

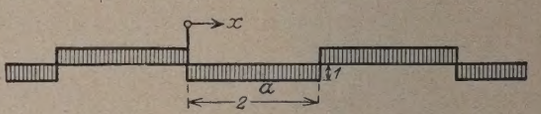


Abb. 2.

Die zugehörige Durchbiegungsfunktion w ist, wenn Differentialgleichung (3) in Frage kommt,

$$\frac{\pi^6 E}{256}\cdot w=\sum_{1,3,5,\ldots}^{m}\sum_{1,3,5,\ldots}^{n}\frac{\sin\frac{m\pi x}{2a}\sin\frac{n\pi y}{2b}}{m\,n\left[J_x\left(\frac{m}{a}\right)^4+J_y\left(\frac{n}{b}\right)^4\right]}. \tag{5}$$

Beispiel 1.

Freiaufliegende quadratische Platte mit quadratischen Hohlstellen.

Durchbiegung.

I

$$\frac{\sin m\pi v}{2b}$$

n	y/b = 0,5	1,0
1	0,707 11	1,0000
3	0,707 11	− 1,0000
5	− 0,707 11	1,0000

II

$$\frac{1\,000\,000}{m\,n\,(m^4+n^4)}$$

1	3	5
500 000	4065,040	319,4888
4 065,040	685,871	94,423
319,488	94,428	32,000

I kombiniert mit II gibt

III

y/b	1	3	5
0,5	356 203,51	3292,645	270,057
1,0	496 254,44	3473,597	257,068

[1]) Lewe, Pilzdecken, Zweite Auflage, Berlin 1926.
[2]) Vgl. die Ableitung Bauingenieur 1922, Heft 11, S. 345.

IV

$\sin \frac{m \pi x}{2a}$ (wie I Spalten gegen Reihen vertauscht)

x/a	n = 1	3	5
0,5	0,70711	0,707 11	0,707 11
1,0	1,000	−1,000	1,000

III kombiniert mit IV gibt

V

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	254 012,369	353 180,934
1,0	0	353 181,152	493 037,911

multipliziert mit 0,000 000 266 281 $= \frac{16^2}{\pi^6 \cdot 1\,000\,000}$ sind:

VI

Durchbiegungen $\frac{p\,a^4}{D} \times$ Tabellenzahl

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	0,067 638	0,094 045
1,0	0	0,094 045	0,131 286

Biegungsmomente nach x-Richtung.

I

$\sin \frac{n \pi y}{2b}$

n	y/b = 0,5	1,0
1	0,707 11	1,000
3	0,707 11	−1,000
5	−0,707 11	1,000

VII

Tabelle II Spalten nacheinander mit 1^2, 3^2, 5^2 multipliziert.

1	3	5
500 000	36 585,360	7987,220
4 065,040	6 172,839	2360,700
319,488	849,852	800,000

I kombiniert mit VII gibt

VIII

y/b	1	3	5
0,5	356 203,517	30 237,753	6751,429
1,0	496 254,44	31 262,373	6426,52

IV (wie I Spalten gegen Reihen vertauscht)

x/a	n = 1	3	5
0,5	0,707 11	0,707 11	−0,707 11
	1,000	−1,000	1,000

VIII kombiniert mit IV gibt

IX

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0,0	0	0	0
0,5	0	268 480,37	332 720,176
1,0	0	368 468,155	471 418,587

multipliziert mit 0,000 000 657 022 86 $= \frac{16 \cdot 4}{\pi^4 \cdot 100\,000}$ ist

X

Krümmung nach x-Richtung $= \frac{p\,a^2}{D} \times$ Tabellenzahl.

y/b	x/a = 0	0,5	1,0
0	0	0	0
0,5	0	0,176397	0,218607
1,0	0	0,242091	0,309731

Kurze Erklärung.

Die Tabellen I und II sind die in der Formel (5) vorkommenden Zahlenwerte unter der Annahme, daß $D = E\,J$ und $J_x = J_y$ und $a = b$ ist. Die Kombination von I und II entsprechend der Vorschrift der Formel (5) ergibt die Tabelle III. Diese mit Tabelle IV, welche den $\sin \frac{m \pi x}{2a}$ der Formel (5) wiedergibt und deshalb durch Spalten- gegen Reihenvertauschung der Tabelle I gebildet wird, kombiniert, ergibt die Tabelle V, die den vollen Formelinhalt bis auf einen Faktor darstellt. Durch Multiplikation mit diesem Faktor ergibt sich schließlich die Tabelle VI für die Durchbiegungen. Für die Biegungsmomente nach der x-Richtung ist zu beachten, daß jetzt die an die Stelle von Formel (5) tretende Ausgangsformel in jedem Gliede mit m^2 zu multiplizieren ist. Es entsteht demnach Tabelle VII aus Tabelle II durch Multiplikation der Spalten mit 1^2, 3^2 und 5^2. Man setzt wiederum Tabelle I links neben diese Tabelle VII und erhält durch Kombination dieser beiden Tabellen die Tabelle VIII und schließlich auf demselben Wege wie vorhin eine Tabelle IX, die noch mit dem entsprechenden Faktor zu multiplizieren ist, um in der Tabelle X die Krümmungen bzw. Biegungsmomente nach der x-Richtung zu erhalten.

Die den beiden Tabellen VI und X entsprechenden Tabellen bei Berücksichtigung der Drillmomente, Differentialgleichung (1), sind[3])

Durchbiegung.

η	ξ=0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
0,00	0,000 00	0,000 00	0,000 00	0,000 00	0,000 00
0,25	0,000 00	0,010 54	0,018 92	0,024 19	0,025 98
0,50	0,000 00	0,018 92	0,034 11	0,043 73	0,047 01
0,75	0,000 00	0,024 19	0,043 73	0,056 19	0,060 42
1,00	0,000 00	0,025 98	0,047 01	0,060 42	0,065 00

Krümmung nach x-Richtung.

η	ξ=0,00	0,25	0,50	0,75	1,00
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,25	0,0000	0,0289	0,0461	0,0538	0,0559
0,50	0,0000	0,0628	0,0905	0,1020	0,1056
0,75	0,0000	0,0778	0,1155	0,1319	0,1368
1,00	0,0000	0,0828	0,1240	0,1422	0,1476

[3]) S. Bauingenieur 1922, Heft 11, S. 345 u. 346.

Vergleicht man die entsprechenden Tabellen ohne und mit Berücksichtigung der Drillmomente, so findet man Unterschiede bis zu 100%, woraus hervorgeht, welche große Rolle die Drillmomente bei den Plattenproblemen spielen. Bei Decken mit Hohlkörpereinlagen und noch mehr bei solchen mit Kassettenausbildung hat man also bei freiaufliegenden Rechteckplatten auf diesen Umstand sehr zu achten und darf derartige Decken durchaus nicht nach den Formeln der neuen amtlichen Bestimmungen rechnen. Aber auch bei den vierseitig aufliegenden Eisenbetonplatten ohne Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung gelten die Formeln der amtlichen Bestimmungen nur so lange, als keinerlei Zugrisse im Beton vorhanden sind. Bei Ermittlung der inneren Spannungen des Verbundkörpers gehen aber die deutschen amtlichen Bestimmungen gerade von der Voraussetzung aus, daß die gezogenen Betonquerschnitte schon gerissen sind. Wenn dieselbe Voraussetzung für die Aufstellung von Formeln für die vierseitig aufliegenden Platten gemacht wird, so können die Formeln der amtlichen Bestimmungen ebenfalls nicht als richtig bezeichnet werden, weil offenbar bei einer nach beiden Richtungen mit Zugrissen versehenen vierseitig aufliegenden Eisenbetonplatte Drillbeanspruchungen entweder überhaupt nicht oder nur mangelhaft auftreten können.

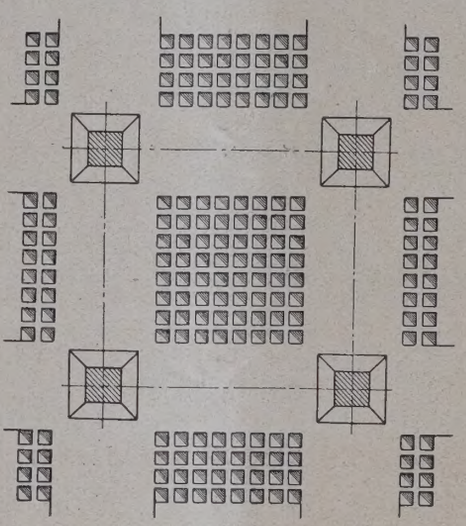


Abb. 3.

Die nach beiden Richtungen unendlich ausgedehnte gleichmäßig belastete Pilzplatte mit und ohne Hohlstellen.

Nach der ersten Veröffentlichung des Verfassers[4]) lautet die Lösung

$$(6)\quad \begin{cases} \pi^4 D\,w = c - \sum_{m=1}^{\infty} \frac{2p}{m\pi\alpha} \cdot \frac{\sin m\pi\alpha}{\frac{m^4}{a^4}} \cos m\xi \\ \qquad - \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2p}{n\pi\beta} \cdot \frac{\sin n\pi\beta}{\frac{n^4}{b^4}} \cos n\eta \\ - \sum_{m=1} \sum_{n=1} \frac{4p}{mn\pi^2\alpha\beta} \cdot \frac{\sin m\pi\alpha \sin n\pi\beta}{\frac{m^4}{a^4} + \frac{2m^2n^2}{a^2b^2} + \frac{n^4}{b^4}} \cos m\xi \cos n\eta \end{cases}$$

wo

$$(7)\quad \xi = \pi \frac{x}{a} \text{ und } \eta = \pi \frac{y}{b}$$

wenn die Wirksamkeit von Drillmomenten vorhanden ist. Legt man dagegen auch bei der Pilzplatte die Differentialgleichung (3) zugrunde, so lautet die Lösung:

$$(8)\quad \begin{cases} \pi^4 E\,w = c - \sum \frac{2p \sin m\pi\alpha}{m\pi\alpha J_x \left(\frac{m}{a}\right)^4} \cdot \cos m\xi \\ \qquad - \sum \frac{2p \sin n\pi\beta}{n\pi\beta J_y \left(\frac{n}{b}\right)^4} \cdot \cos n\eta \\ - \sum\sum \frac{4p \sin m\pi\alpha \sin n\pi\beta}{mn\pi^2\alpha\beta \left[J_x \left(\frac{m}{a}\right)^4 + J_y \left(\frac{n}{b}\right)^4\right]} \cos m\xi \cos n\eta \end{cases}$$

[4]) S. Bauingenieur 1920, Heft 22, S. 633.

Vergleicht man die Lösungen Formel (6) mit Formel (8), so liegen die Verhältnisse bei der Pilzplatte bezüglich der Abweichungen insofern viel günstiger, als die beiden ersten Summen in diesen Formeln den Hauptanteil darstellen und für den Fall

$$D = E J_x = E J_y$$

in beiden Fällen gleich werden. Die Ungleichheit in beiden Formeln erstreckt sich nur auf die dritten Doppelsummen.

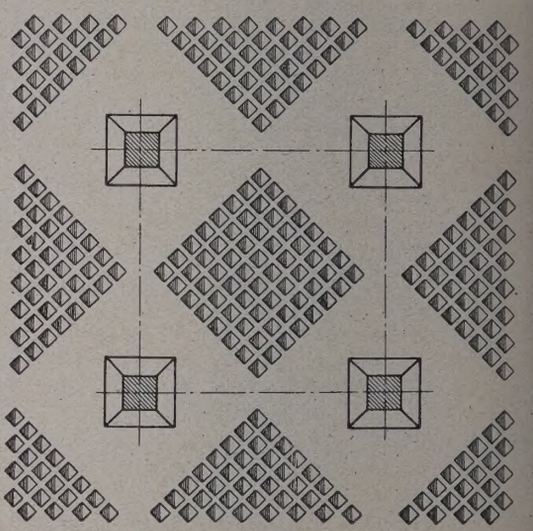


Abb. 4.

Beispiel 2.

Quadratische unendliche Pilzplatte mit der Säulenkopfausladung $\alpha = \beta = 1/3$, durchgehend belastet mit und ohne Berücksichtigung der Drillmomente.

Tabelle I (mit Berücksichtigung der Drillmomente).

Durchbiegungen.

η	$\xi = 0{,}00$	0,50	1,00
0,0	0	0,026 89	0,049 04
0,50	0,026 89	0,044 12	0,059 69
1,00	0,049 04	0,059 69	0,070 04

Tabelle II (mit Berücksichtigung der Drillmomente).

Krümmungen nach x-Richtung.

η	$\xi = 0{,}00$	0,50	1,00
0,00	− 0,279 36	0,053 10	0,199 29
0,50	− 0,177 53	0,01733	0,148 50
1,00	− 0,106 63	0,00296	0,100 84

Demgegenüber lauten die ausgerechneten Tabellen für den Fall der Lösung Formel (8) ohne Berücksichtigung der Drillmomente:

Tabelle I′ (ohne Berücksichtigung der Drillmomente).

Durchbiegungen.

η	$\xi = 0{,}0$	0,50	1,00
0,00	0	0,034 912	0,063 593
0,50	0,034 912	0,051 63	0,067 158
1,00	0,063 590	0,067 168	0,071 093

Tabelle II′ (ohne Berücksichtigung der Drillmomente).

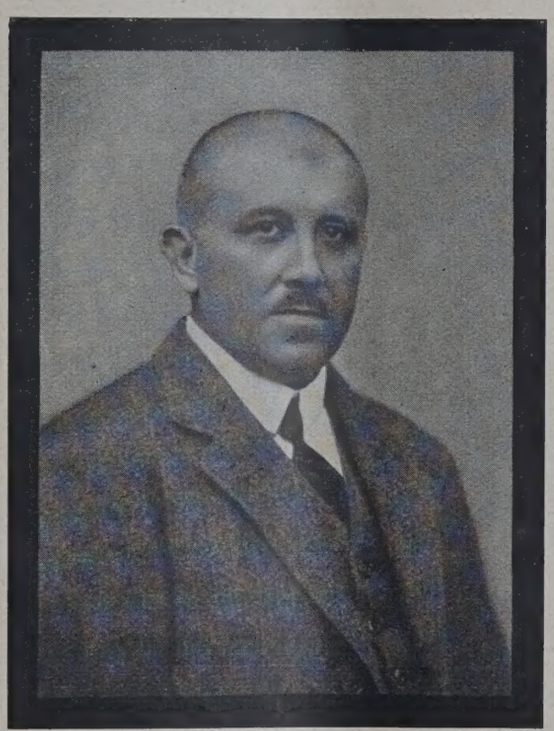
Krümmungen nach x.

η	$\xi = 0{,}00$	0,50	1,00
0,00	−0,363 918	0,036 695	0,299 57
0,50	−0,139 041	0,011 409	0,12 091
1,00	−0,076 514	0,122 791	0,04 093

Die Zahlen der entsprechenden Tabellen I und I′ für die Durchbiegungen und II und II′ für die Krümmungen weichen auch hier, insbesondere für die letzteren, beträchtlich voneinander ab. Im Gegensatz zu den freiaufliegenden rechteckigen Platten wird man aber in der Praxis nicht dazu übergehen können, Hohlkörpereinlagen oder Kassettenausbildungen in der Nähe der Säulenköpfe vorzusehen. Die Einlage von Hohlkörpern oder die Ausbildung von Kassetten kann sich nur auf das zwischen den vier Säulen liegende Feld beschränken und entweder parallel oder diagonal entsprechend den Abb. 3 und 4 zwischen den Säulen liegen. Ein solches zwischen den 4 Säulen liegendes Hohlkörper- oder Kassettenfeld darf etwa halb so groß sein wie das gesamte durch vier Säulenecken gekennzeichnete Deckenfeld, ohne daß man befürchten braucht, daß große Abweichungen von der Lösung der isotropen Platte nach Differentialgleichung (1) eintreten. Die Momentensummen sind übrigens in beiden Fällen, Tabelle II und II′ längs $\xi = 0$ und $\xi = 1{,}00$ annähernd gleich. Für die Pilzplatten mit beschränkten Hohlstellenfeldern in Feldmitte dürften demnach die Lösungen entsprechend der Differentialgleichung (1) wie für isotrope Platten zulässig sein, während bei vierseitig frei aufliegenden Rechteckplatten im Falle von Hohlstellen größere Momentenwerte, wie sie die Lösung für die isotropen Platten ergeben, genommen werden müssen.

ERNST DYCKERHOFF †.

Der Name Dyckerhoff hat im deutschen Betonbau einen guten Klang, und schwer ist der Verlust, der durch den Tod des Vorsitzenden des Vorstandes der Dyckerhoff & Widmann A.-G., des Herrn Dipl.-Ing. Ernst Dyckerhoff eingetreten ist, schwer für die Firma, an deren Spitze er stand, schwer auch für die ganze Betonindustrie und ihre Verbände. Ernst Dyckerhoff, den die Technische Hochschule zu Darmstadt in diesem Jahre zu ihrem Ehrensenator ernannt hatte, starb am 30. September 1926 nach langem schweren Leiden, noch nicht 50 Jahre alt.



Ernst Dyckerhoff war am 12. Februar 1877 in Biebrich geboren, studierte nach Absolvierung der Oberrealschule an den Technischen Hochschulen München und Hannover und erwarb sich als junger Diplom-Ingenieur und Regierungsbauführer seine ersten praktischen Kenntnisse beim Bau der Lahnbrücke bei Staffel, die zu Anfang dieses Jahrhunderts von der Dyckerhoff & Widmann A.-G. ausgeführt wurde. In dem Bestreben, auch Einblick in den öffentlichen Baudienst zu gewinnen, war Ernst Dyckerhoff in den darauffolgenden Jahren im Elsaß im Außendienst der Eisenbahndirektion Metz als Ingenieur tätig, und so wuchs der junge Dyckerhoff im Geiste seines Vaters[1]) in die großen Aufgaben hinein, die ihm sein Verhältnis zur Dyckerhoff & Widmann A.-G. stellte.

Vom Jahre 1908 ab bis zu seinem Tode, also 18 Jahre lang, widmete er dann seine ganze Kraft dem Unternehmen, das mit seinen Namen trägt. Unterbrochen wurde dieses Schaffen nur in der Kriegszeit, in der er an der Front dem Vaterlande diente. In sein viel zu kurzes Leben fiel der Aufstieg seiner Firma zu einem Weltunternehmen, in dem er bald zu leitender Tätigkeit berufen war. Im Jahre 1911 kehrte er aus der Nürnberger Niederlassung in seine Heimat zurück, als die Biebricher Niederlassung zur Zentralstelle ausgebaut wurde, und wurde dann in den Vorstand der Gesellschaft berufen, in dem er bis zu seinem Tode den Vorsitz inne hatte.

Länger als ein Jahrzehnt stand er auf diesem verantwortungsvollen Posten und trug alle die Sorgen, die sich aus den wirtschaftlichen und staatlichen Umwälzungen für die Industrie ergaben. Sein unbegrenztes, opfervolles Pflichtbewußtsein, seine reichen Kenntnisse, seine Führerkraft und sein Menschenverständnis, das dem eigenen Wesen voller Güte und Freundlichkeit entsprang, ließen ihn die Aufgabe meistern, bis schleichende, quälende Krankheit vor Jahresfrist seinen kraftvollen Körper zu zerstören begann.

Trotz der Fülle der Berufspflichten, die Ernst Dyckerhoff aus seinem Geschäftsbereich erwuchsen, war sein Interesse stets auch den allgemeinen Fragen des Berufsstandes zugewandt, und wenn es darauf ankam, Not zu steuern und Leid zu mildern, so half er im stillen in seiner bescheidenen, freundlichen Art. Er war Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, und wer die Freude hatte, in solchen Körperschaften mit ihm zusammen zu arbeiten, der bewunderte immer wieder sein scharfes, klares Denken und seinen weiten Blick für die Bedürfnisse der Allgemeinheit.

Ein echter deutscher Mann ist mit Ernst Dyckerhoff dahingegangen, ein hervorragender Führer und ein guter Mensch. Alle, die ihn im Leben kannten und mit ihm zusammen arbeiten durften, werden sein allzu frühes Hinscheiden bedauern und ihn nie vergessen. Ehre seinem Andenken!

W. P.

[1]) Vgl. „Der Bauingenieur", 1926, S. 486.

BOGENGLEISWEICHEN MIT SPURKRANZAUFLAUF.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

Die im Bauingenieur 1924, Heft 12, beschriebenen Bogengleise mit Spurkranzauflauf haben inzwischen für Anschlußgleise und Gleisanlagen industrieller Werke weitgehende Anwendung gefunden. Beim Durcharbeiten der Einzelentwürfe kann beliebig lang gemacht werden und bildet die Fortsetzung der anschließenden Kurve. Im geraden Strang klettert der Spurkranz des Fahrzeuges mit den üblichen auf- und absteigenden Rampen über das Herzstück. Die Zweizungenweiche

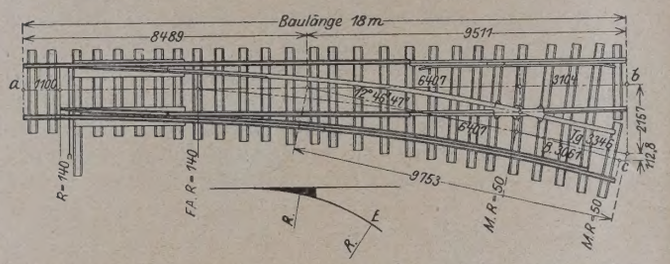


Abb. 1. Zweizungenweiche mit Spurkranzauflauf.

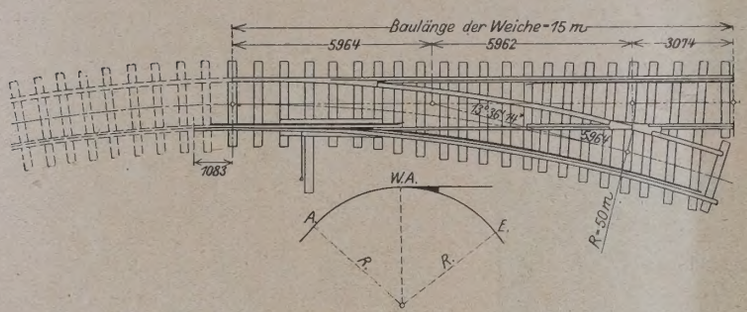


Abb. 2. Einzungenweiche mit Spurkranzauflauf.

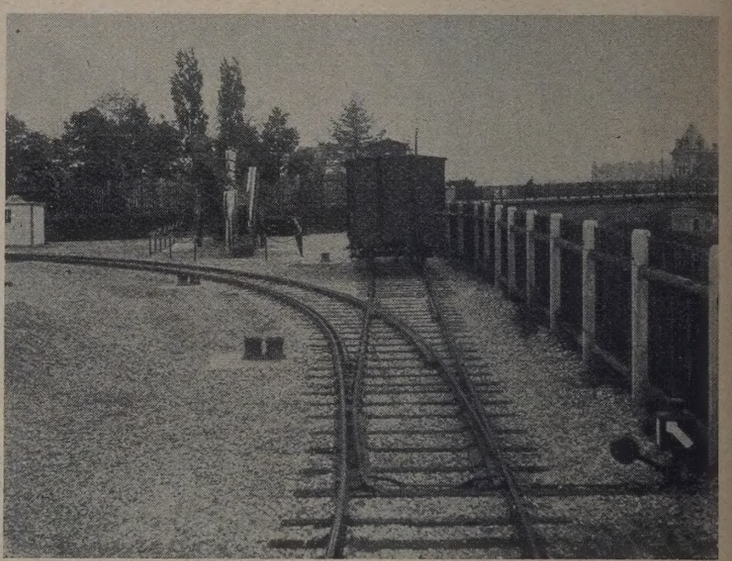


Abb. 3. Ansicht einer Bogengleisweiche.

mannigfaltiger Art ist man auf eine wertvolle Neuerung gekommen, die geeignet ist, den Anwendungsbereich der Auflaufkurven noch weiter auszudehnen.

Bei den Bogengleisweichen mit Spurkranzauflauf wird der Grundsatz der Auflaufkurven auch auf die Weichen angewendet, so daß es möglich ist, unmittelbar aus dem Hauptgleis mit einer Auflaufkurve abzuzweigen. Abb. 1 zeigt eine Auflaufkurvenweiche der Klöckner-Werke A.-G., Osnabrück, mit einem Herzstückwinkel von 12° 46′ 47″, entsprechend einem Herzstückverhältnis 1 : 4,41; im geraden Strang beträgt die Baulänge dieser einfachen Zweizungenweiche bei einem Halbmesser von 50 m des abzweigenden gekrümmten Stranges im ganzen 18 m; zwischen dem Anfang dieses Bogens und dem Ende des Bogens der Zungenvorrichtung, die aus einer 3,2 m langen Regelzunge der Weiche 1 : 7 besteht, ist ein parabolisch gekrümmter Bogen eingeschaltet. Die Auflauframpe im Außenstrang des abzweigenden Bogens ist 3 m lang und beginnt unmittelbar hinter der Zungenwurzel. Der abzweigende Strang wird angewendet, wenn die Kurve aus dem geraden Strange abzweigt.

Die Einzungenweiche derselben Herstellerin nach Abb. 2 wird für die Abzweigung eines geraden Gleises aus einer Gleiskurve benutzt. Die Baulänge der Einzungenweiche beträgt bei einem Halbmesser von 50 m im geraden Strang 15 m, der Herzstückwinkel beträgt 13° 36′ 14″, das Herzstückverhältnis also 1 : 4,13.

Ähnliche Weichen mit Spurkranzauflauf werden u. a. von der Maschinenfabrik Deutschland, Dortmund, mit einer Baulänge von rd. 18 m und einem Herzstückverhältnis von 1 : 2,849 bei einem Halbmesser von 35 m, von der Josef Vögele A.-G., Mannheim, mit einer Baulänge von 18 m und einem Herzstück-

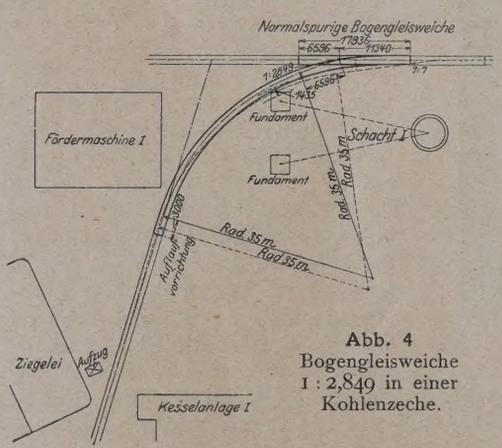


Abb. 4 Bogengleisweiche 1 : 2,849 in einer Kohlenzeche.

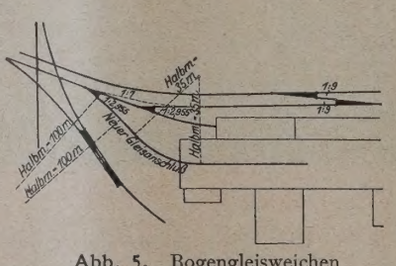


Abb. 5. Bogengleisweichen bei beschränkter Längenentwicklung.

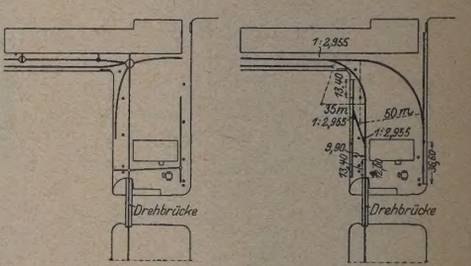


Abb. 6. Weichenverbindung.

Die Einzungenweiche derselben Herstellerin nach Abb. 2 wird für die Abzweigung eines geraden Gleises aus einer Gleiskurve benutzt. Die Baulänge der Einzungenweiche beträgt bei einem Halbmesser von 50 m im geraden Strang 15 m, der Herzstückwinkel beträgt 13° 36′ 14″, das Herzstückverhältnis also 1 : 4,13.

Ähnliche Weichen mit Spurkranzauflauf werden u. a. von der Maschinenfabrik Deutschland, Dortmund, mit einer Baulänge von rd. 18 m und einem Herzstückverhältnis von 1 : 2,849 bei einem Halbmesser von 35 m, von der Josef Vögele A.-G., Mannheim, mit einer Baulänge von 18 m und einem Herzstückverhältnis von 1 : 3,9967 und der Bahnindustrie Paul Ende, Hannover, hergestellt. Abb. 3 zeigt eine Bogengleisweiche der Josef Vögele A.-G., Mannheim, in der Ansicht.

Infolge des großen Herzstückwinkels dieser Weichen ist ihr Anwendungsgebiet recht vielseitig. In Abb. 4 ist die Abzweigung eines Bogengleises mit einer Weiche 1 : 7 und einer Sonderweiche 1 : 2,849 der Maschinenfabrik Deutschland, Dortmund, gegenübergestellt. Nur mit einer Auflaufkurvenweiche war es möglich, zwischen dem Fundament eines Fördergerüstes und der Ecke eines Fördermaschinenhauses hindurchzukommen.

Die Verwendung der Sonderweiche ist ferner in solchen Fällen zweckmäßig, wo die Längenentwicklung behindert ist. Abb. 5 zeigt einen Anwendungsfall, bei dem die Lage der durchgehenden Hauptgleise zu dem mit einem Gleisanschluß zu versehenden Gebäude den Einbau zweier Bogengleisweichen notwendig macht.

Schließlich ist die Bogengleisweiche für Weichenverbindungen zwischen gleichlaufenden Gleisen dann angebracht, wenn eine möglichst große Gleislänge nutzbar gemacht werden muß. In Abb. 6 ist der frühere Zustand der Gleisanlagen auf der Kaizunge einer Werft und die Verbesserung durch Auflaufkurven und Bogengleisweichen gegenübergestellt. Nur durch Bogengleisweichen war es möglich, auf der einen Seite der Kaizunge ein Krangleis anzulegen; bei der Anwendung von Regelweichen wäre auf beiden Seiten eine genügende Ausziehlänge für Kräne nicht übrig geblieben.

Der Grundsatz der Auflaufkurven kann in den meisten Fällen auch auf Gleiskreuzungen angewendet werden.

DIE TAGUNGEN IN DANZIG.

Eine klare Herbstsonne strahlte über den Veranstaltungen einer ganzen Reihe fachlicher Vereinigungen, die anfangs September dieses Jahres in der altberühmten Stadt Danzig gemeinsam tagten. Es waren dies der Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege, die Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte, die Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, der Verein für Schulgesundheitspflege und die Vereinigung Deutscher Kommunal-, Schul- und Fürsorge-Ärzte. Das glänzende Festhaus der alten Hansastadt, der Artushof, hätte nicht sämtliche Teilnehmer zugleich aufnehmen können. Es wurden daher die fünf Vereinigungen in zwei Gruppen geteilt, deren jede an einem besonderen Abend von dem Senat der Freien Stadt Danzig in feierlicher Weise begrüßt wurde. Der erste Begrüßungsabend galt der Vereinigung der Technischen Oberbeamten Deutscher Städte und der Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. Senator Dr.-Ing. Leske gab in seiner bedeutsamen Begrüßungsrede einen Rückblick auf die Entstehung und Entwicklung Danzigs zu hoher Blüte unter dem Deutschen Ritterorden und zurzeit der Hansa, stellte ernste Betrachtungen an über die Zukunftsaussichten der durch das Versailler Diktat vom deutschen Mutterlande gewaltsam abgetrennten kerndeutschen Stadt und schloß mit der Aufforderung an die aus dem Reiche herbeigeeilten Besucher: „Schicken Sie Ihre Söhne auf die Technische Hochschule Danzig".

Mit warmen Worten dankte der Vorsitzende der Vereinigung Technischer Oberbeamten deutscher Städte Stadtbaurat Dr. Wagner-Speyer (Nürnberg) für die gastliche Aufnahme. Seine Ausführungen gipfelten in dem Wunsche, daß der Stadt Danzig bald die Krone ungehemmten Gedeihens geschenkt werden möge, die in ihrem Wappenschild über dem doppelten Kreuz der politischen und wirtschaftlichen Not schwebt. Nach dem mit starker Begeisterung aufgenommenen Hoch auf Danzig begrüßte auch Seine Magnifizenz der Rektor der Technischen Hochschule Professor Kloeppel die Versammlung und gab dabei dem Wunsche Ausdruck, daß bei der Lösung der gewaltigen Aufgaben, die unsere Zeit stellt, ein immer innigeres Zusammenarbeiten zwischen Architekt und Bauingenieur Platz greifen möge.

Die fachlichen Verhandlungen an den beiden nächsten Tagen fanden in den schönen Räumen der Technischen Hochschule statt. Sie wurden am ersten Tage innerhalb der einzelnen Vereinigungen gesondert abgehalten, während am zweiten Tage die Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte und der Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege sich zu einer gemeinsamen Tagung vereinigten. Damit wurde erfreulicherweise die alte Gepflogenheit wieder aufgenommen, die jahrzehntelang bis kurz vor Ausbruch des Krieges bestand, nämlich die Zusammenarbeit der juristisch vorgebildeten Verwaltungsbeamten, der leitenden technischen Beamten sowie der Hygieniker der Städte. Gerade dieser innigen Zusammenarbeit im Deutschen Verein für öffentliche Gesundheitspflege, die ihren Ausdruck darin fand, daß der Vorsitz zwischen den drei verschiedenen Fachgruppen in regelmäßiger Folge jährlich wechselte, ist es zu danken, daß der Deutsche Verein für öffentliche Gesundheitspflege seinen so ungemein segensreichen Einfluß auf die Entwicklung unserer Deutschen Städte erlangen konnte. Es wäre daher dringend zu wünschen, daß die Rückkehr zu dieser alten bewährten Gepflogenheit auch für die Folgezeit beibehalten würde.

In den zweitägigen Beratungen der fünf verschiedenen Vereinigungen wurde eine große Reihe von Gegenständen des Städtebaues und der öffentlichen Gesundheitspflege behandelt. Für die Leser dieser Zeitschrift dürften die nachstehend erwähnten Vorträge von besonderem Belang sein.

Bei den Sonderberatungen der Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte hielt der neugewählte Stadtbaurat von Halle an der Saale, Professor Dr. Heilmann, einen Vortrag über: „Die Grenzen der Verwertung städtischer Abwässer". Er legte in klarer, überzeugender Weise dar, daß die enge Grenze in der Verwertung der städtischen Abwässer durch die Geringwertigkeit der aus ihnen gewinnbaren Dungstoffe gezogen ist. Über diesen Gegenstand herrschen selbst in den Technikerkreisen, namentlich bei den Siedelungsfachleuten, vielfach noch ganz unrichtige Anschauungen, die durch die sachlich gänzlich unbegründete übereifrige Tätigkeit gewisser unberufener Kreise immer wieder von neuem genährt werden. Es würde der für die ganze Volkswirtschaft besonders wichtigen Städteentwässerung ein großer Dienst erwiesen werden, wenn die ausgezeichneten Darlegungen Heilmanns die weiteste Verbreitung in der Öffentlichkeit finden würden.

Die Ausführungen Heilmanns wurden durch den darauf folgenden Vortrag von Baudirektor Dr. Imhoff-Essen über den gleichen Gegenstand in wirksamster Weise unterstrichen. Imhoff machte wertvolle Mitteilungen über die im Emschergebiet unter seiner Leitung angestellten Versuche mit belebtem Schlamm und überraschte die Zuhörerschaft durch die Vorführung von glänzend gelungenen Filmen, die in anschaulichster Weise einen ganz vortrefflichen Einblick in die Tätigkeit der hierbei wirksamen kleinsten Lebewesen gewährten.

Einen anderen gleichfalls sehr zeitgemäßen Gegenstand behandelten die Vorträge von Stadtoberbaurat a. D. Dr. Hentrich-Düsseldorf und Stadtbaurat Diefenbach-Bochum über: „Modernen Straßenbau", bei denen die Anpassung des Straßenbaues an die besonderen Bedürfnisse des Kraftfahrzeugwesens naturgemäß eine besondere Rolle spielte.

In der an die Vorträge sich anschließenden Besprechung berichtete Professor Dr. Woermle von der Technischen Hochschule Danzig an der Hand zahlreicher vortefflicher Lichtbilder ausführlich über die unlängst von ihm ausgeführte Studienreise über das Straßenwesen Amerikas.

Aus der gemeinsamen Tagung der Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte und des Deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege am zweiten Verhandlungstage sei besonders erwähnt der Vortrag von Verbandsdirektor Dr. Schmidt-Essen über: „Städtebau und Landesplanung". Landesplanungen sind städtebauliche Planungen, die über das Gebiet der eigentlichen Stadt zum Teil weit hinausgehen. Sie werden erforderlich für diejenigen Gegenden, in denen sich besonders starke Bevölkerungsanhäufungen zeigen, da die ein-

zelne Stadt selbst bei Erweiterung ihres Gebietes nicht mehr in der Lage ist, allen Anforderungen des Verkehrs, der Stadttechnik und der Stadthygiene Rechnung zu tragen. Die unbedingt nötige öffentlich-rechtliche Regelung der Landesplanung ist bisher nur für das Ruhrgebiet geschaffen worden; sie muß auch auf andere eng bevölkerte Gegenden des Deutschen Reiches ausgedehnt werden.

Leider verbietet die Beschränkung des hier zur Verfügung stehenden Raumes ein Eingehen auf die Fülle der sonst noch in den einzelnen Gruppen gehaltenen Vorträge und Erörterungen über bedeutsame Fragen aus dem Gebiete des Städtebaues und der öffentlichen Gesundheitspflege.

Nach Abschluß der Verhandlungen wurde für die Teilnehmer sämtlicher Vereinigungen eine Dampferfahrt gegen Hela veranstaltet, die in Zoppot endigte. Dort an der gemeinsamen Tafel im Festsaal des Kurhauses erklang noch manches beherzigenswerte Wort.

Der Sonnabend war dem Besuche der altberühmten Sehenswürdigkeiten der Stadt Danzig und ihrer herrlichen Umgebung gewidmet.

Am Sonntag führte ein Sonderzug die Festteilnehmer nach dem alten Ordensschloß Marienburg. Mit der Besichtigung dieses ehrwürdigen Denkmals deutscher Kulturarbeit im fernen Osten endigten die Danziger Tagungen, deren reichhaltige Eindrücke sicherlich bei allen Teilnehmern in schönster Erinnerung unvergeßlich fortleben werden, alle Herzen mit der Überzeugung erfüllend: Danzig war deutsch, ist deutsch und soll deutsch bleiben! Ewald Genzmer.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Zum Tode des englischen Brückeningenieurs Sir Bradford Leslie.

Aus „Engineering" vom 26. März 1926.

Am 23. März d. J. ist in England Sir Bradford Leslie im hohen Alter von 95 Jahren gestorben. Schon in jungen Jahren als Brückenbauer mit Auszeichnungen bedacht, hat er die besten Jahre seines langen und tätigen Lebens dem Brückenbau in England und namentlich in Indien gewidmet.

1831 in London als Sohn eines Schriftstellers und Malers von Ruf geboren, studierte er bei J. K. Brunel und zeigte so vielversprechende Fähigkeiten, daß er zwanzigjährig beim Bau der Brücke über den Wye-Fluß bei Chepstow als Hilfsingenieur Verwendung fand. Nach einer weiteren für ihn lehrreichen Ingenieurtätigkeit beim Bau der Saltash-Brücke über den Tamar, wo das verhältnismäßig neue Verfahren der Druckluftgründung verwendet wurde, bei Eisenbahn- und Dockbauten, ging er 1859 auf Veranlassung von Brunel nach Indien. Er hatte, damals erst 27jährig, den Auftrag zum Bau von zwei großen Brücken über den Kumar, wo ihm seine Erfahrungen mit der Druckluftgründung sehr zustatten kamen. Nach erfolgreicher Erledigung dieser Aufgabe und einer 4jährigen Tätigkeit beim Entwurf und Bau verschiedener Eisenbahnlinien im Gebirgsland von Wales, ging er im Jahr 1865 als Chefingenieur der ostbengalischen Eisenbahn zum zweiten Male nach Indien. Der Ausbau der Bahn war verbunden mit dem Bau einer Brücke über den Gorai mit 7 Öffnungen von je 56 m Spannweite. Die Gründung der eisernen mit Mauerwerk umkleideten Pfeiler, die bis zu einer Tiefe von 25—30 m im reißenden Strom hinabgeführt werden mußten, stellte an die Erfindungsgabe und Umsicht Leslie's große Anforderungen. Eine Beschreibung dieses Brückenbaues, der „Institution of Civil Engineers" eingereicht, gewann ihm 1872 den Telford-Preis und die Medaille.

Das bedeutendste Brückenproblem, das durch Leslie seine Lösung fand, war die Überspannung des Hooghly bei Kalkutta durch eine Schiffsbrücke, wo die Verhältnisse durch große Wasserspiegelschwankungen infolge Ebbe und Flut und durch die für kleine und große Schiffe notwendige Freihaltung des Schiffahrtsweges besonders kompliziert lagen. Da zur selben Zeit der Stadtingenieur von Kalkutta aus Gesundheitsrücksichten zurücktrat, konnte Leslie als dessen Nachfolger selbst die vollständige Ausführung seines Entwurfs übernehmen. Die „Institution of Civil Engineers" zeichnete ihn für diese Tat 1878 mit der Watt-Medaille und dem Telford-Preis aus.

In seiner Eigenschaft als Stadtbaumeister von Kalkutta vollendete Mr. Leslie die von seinem Vorgänger begonnene Wasserversorgung und Kanalisation der Stadt.

Im Jahre 1876 wurde er Chefingenieur der ostindischen Eisenbahn, wo seine Tätigkeit im Gegensatz zu seinem bisherigen Wirkungskreise auch umfangreiche verwaltungstechnische Pflichten umfaßte. Die Notwendigkeit, das Tal des Ganges durch eine direkte Eisenbahnlinie mit Kalkutta zu verbinden, führte zum Bau einer großen Auslegerbrücke über den Hooghly bei Naihati, die sogen. Jubilee-Brücke, die unter Leslie's Leitung in der kurzen Zeit von drei Jahren vollendet wurde. Für dieses Werk wurde Leslie mit dem Rang eines Komturs des indischen Kaiserreiches ausgezeichnet, die „Institution of Civil Engineers" verlieh ihm im Jahre 1888 die Stephenson-Medaille und den Telford-Preis.

Um diese Zeit kehrte Leslie krankheitshalber nach England zurück. Obwohl seine aktive Teilnahme am Ausbau der Verkehrsstraßen Indiens damit aufhörte, bewahrte er dem Lande doch bis zuletzt ein reges Interesse.

Als eine im Jahr 1910 gebildete Kommission zur Untersuchung der Brückenfrage über den Hooghly bei Kalkutta, die infolge des stark angewachsenen Verkehrs wieder akut geworden war, sich mit einer Einladung an Sir Bradford wandte, arbeitete dieser im Jahre 1918 im Alter von 88 Jahren einen Entwurf aus, der die bestehende Schiffsbrücke durch zwei nebeneinander liegende ersetzte, wodurch die Fahrstraßenbreite von 15,5 auf 30 m mit entsprechend verbreiterten Fußwegen vergrößert wurde. Dieses Projekt wurde zwar zugunsten einer großzügigen Auslegerkonstruktion zurückgestellt, jedoch ist auch dieser Entwurf bis heute nicht zur Ausführung gekommen.

Sir Bradford hat keineswegs infolge eines besonders freundlichen Geschickes ein so hohes Alter erreicht. Sein langjähriger Aufenthalt in heißen Klimaten und die überaus schweren Strapazen, denen er in jenen Zeiten ausgesetzt war, brachten ihm in späteren Jahren ein mehr als normales Maß von Krankheit. Trotzdem besaß er in ungewöhnlichem Grad ein heiteres und zuversichtliches Gemüt, Selbstlosigkeit und Fleiß, Eigenschaften, die seinen Namen ebenso wie seine ausgezeichneten beruflichen Leistungen sowohl in England wie in Indien lebendig erhalten werden. Dipl.-Ing. G. Merkle, Karlsruhe.

Die Ursachen des Einstürzens von Hochbauten.

Die Ursachen der vielen Einstürze neuer Hochbauten in Italien liegen nach den Untersuchungen des Ingenieurs Emil Kucich in Mailand in der ungenügenden theoretischen Schulung und leichtfertigen Bauführung der betreffenden Unternehmer.

Unzureichende Festigkeit der Baustoffe ist nur in Ausnahmefällen die Ursache von Zusammenbrüchen, denn die statischen Berechnungen nehmen Rücksicht auf die gewöhnlichen Schwankungen der Festigkeit. Aber die Prüfung der Baustoffe ist ungenügend. Während für Eisenbetonbauten weitgehende Prüfungen der Baustofffe vorgeschrieben sind, fehlen gleichwertige Vorschriften z. B. für Holz und Ziegel. Auch die einfachen Formeln in den Bauvorschriften zur Ersparung schwieriger Rechnungen enthalten einen so hohen Sicherheitsgrad, daß sie keine Gefahr herbeiführen, wenn sie nur in ihrem Geltungsbereich benutzt werden.

Ungenügend sind oft die Berechnungen für die Planung. Ein Zwang zur Vorlage genauer Berechnungen für die Bauwerke bei der Baubehörde würde die solchen Berechnungen nicht gewachsenen Unternehmer nötigen, sich der Hilfe geeigneter Sachverständiger zu bedienen, wie dies gewissenhafte Unternehmer schon tun, und bei einem Einsturz die Klärung der Schuldfrage sehr erleichtern. Die Prüfung durch die Baubehörde sollte den Unternehmern die Verantwortung für die Berechnungen nicht abnehmen und könnte sich, um die Prüfungsarbeiten nicht ins Ungemessene zu steigern, auf die Zulässigkeit der Belastungsannahmen, der benutzten Formeln und der errechneten Beanspruchungen beschränken. Der Zwang müßte sich aber nicht nur auf die Berechnung für das Bauwerk selbst erstrecken, sondern auch auf die Berechnungen für die Gerüste, die oft, besonders bei Betonbauten, kaum weniger beansprucht werden als das Bauwerk selbst. Bei den Bauten in alter Zeit genügte die durch Erfahrung gesicherte Überlieferung der Bauregeln, die heute notwendige Wirtschaftlichkeit in der Raum- und Baustoffausnutzung erfordert aber genaue Berechnungen und große wissenschaftliche Kenntnisse.

Vorzeitige Ausrüstung von Betonbauten führt oft den Einsturz herbei, obwohl auch beim Fehlen von Sandtöpfen das Verhalten von Sägeschnitten in den Stützen deutlich erkennen läßt, ob der Beton sich schon selber trägt.

Ungeeignete Bauleiter verschulden oft schwere Schäden. Ein Bauplan kann nicht Aufschluß geben über alle Fragen, die bei der Bauausführung auftauchen und sofort entschieden werden müssen, was nur ein theoretisch und praktisch geschulter Bauleiter kann. Unvermutete behördliche Prüfungen der Arbeiten auf den Baustellen würden in dieser Beziehung von heilsamem Einfluß sein.

Einer der häufigsten Gründe für den Einsturz von Bauwerken ist die Vernachlässigung der Einwirkung des Bauwerkes auf den Baugrund. Man müßte den Baugrund ebenso als Baustoff ansehen wie die anderen, ihn also in jedem Falle auf seine Tragfähigkeit und

Zusammendrückbarkeit prüfen. Die übliche Auflagerung der Deckenbalken gibt eine exzentrische Belastung der Mauern und damit eine ungleiche Zusammendrückung des Baugrundes, die, wenn sie auch nur je 1 mm beträgt, in 15 m Höhe schon ein Ausweichen der Mauer von 45 cm erzeugt, also ohne wirksame Gegenmaßregeln zum Einsturz führt. Läßt sich die der Exzentrizität entsprechende Verbreiterung der Gründung, z. B. an der Nachbargrenze, nicht ausführen, so müssen die Decken auf weiter einwärts gesetzte Pfeiler mit genügender Verbreiterung abgestützt werden, sodaß die Umfassungsmauern nur ihr eigenes Gewicht zu tragen haben. Jeder größere Bau erfordert also die sorgfältige Prüfung der Tragfähigkeit des Baugrundes und die Berücksichtigung der Ungleichmäßigkeit dieser Tragfähigkeit, besonders bei exzentrischer Belastung. (Aus Cemento armato vom Dezember 1925, Beiblatt Il Costruttore edile, S. 53 bis 57 mit 3 Zeichnungen.) N.

Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 13 100 nachstehende Verfügung vom 14. Oktober 1926 bekannt:

„Um eine einheitliche Kennzeichnung der Setzköpfe von Nieten aus hochwertigem Baustahl zu erreichen (vgl. Abs. V der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus hochwertigem Stahl St. 48), ersuchen wir, die Kennzeichnung dieser Nietköpfe künftighin in der Weise ausführen zu lassen, daß das erhabene „H" auf einer Abflachung angebracht wird, und daß der Durchmesser der Abflachung das 0,75fache, der Durchmesser des das „H" umschreibenden Kreises das 0,6fache und die Stärke des erhabenen „H" das 0,05fache der Schaftstärke des ungeschlagenen Nietes beträgt. Für die Kennzeichnung der gebräuchlichsten Niete werden daher die aus der nachstehenden Tabelle ersichtlichen Abmessungen anzuwenden sein:

Schaftdurchmesser des ungeschlagenen Nietes in mm	Durchmesser der oberen Kopffläche (Abflachung) in mm	Durchmesser des das „H" umschreibenden Kreises in mm	Stärke des „H" in mm
13	10	8	0,7
16	12	10	0,8
19	14	12	1
22	17	13	1,1
25	19	15	1,2
28	21	17	1,4
31	23	19	1,6

Das Eisenbahn-Zentralamt wird ein Musterblatt für die Kennzeichnung der Niete aus hochwertigem Baustahl anfertigen und es der Gruppenverwaltung Bayern und den Reichsbahndirektionen in je 3 Abdrucken überweisen.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft
Hauptverwaltung
(gez.) Kraefft.

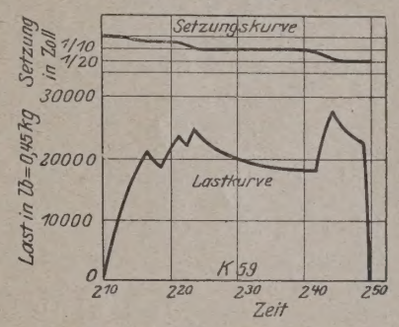
Tragfähigkeitsuntersuchungen bei einer tiefen Gründung mittels Senkkästen.

(Hochhaus von 170 m Höhe in Columbus.) E. N. R. 21. Januar 1926.

Die vor der Gründung vorgenommenen Bohrproben wiesen bei 25 m Tiefe Kalkstein nach, darüber Ton, Feinsand und endlich Sand und Kies gemischt. Der Grundwasserspiegel lag bei 18 m Tiefe unter der Straßenoberfläche. Es wurden Senkkästen mit Luftdruckgründung verwendet. Auf diesen sollten die Träger — aus bewehrtem Beton — bis zu 1000 t aufnehmen. Da man von der Mitwirkung des Bodendrucks bei den Trägern absah, hatten die Senkkästen die ganze Last auf den Boden zu übertragen. Entsprechend waren die Abmessungen der Träger bei einem Gemisch von 1 : 1 : 2 und sehr starker Bewehrung bis zu 2,3 × 2,3 m². Die Senkkästen mit eisernen Schnittkanten waren quadratisch 1,8 × 1,8 bzw. 2,8 × 2,8 m². Sie waren für eine Belastung von 38 kg/cm² bestimmt bei Vernachlässigung der Seitenreibung des Bodens. Die Senkkastenschächte waren oben quadratisch, von der Mitte abwärts kreisrund, und aus Eisenbeton. Sie sollten bis 31 m Tiefe hinabgetrieben werden und nach ihrem Absenken sollten sowohl Arbeitskammern und Schächte mit Beton ausgefüllt werden.

Die in Frage kommende Tonschicht bestand aus braunem, plastischem Ton, der nach der Tiefe zu unter Schichtenbildung allmählich zu hartem, blauem Ton überging. Dieses letztere tonschieferartige Material wies eine solche Seitenreibung an den Senkkästen auf, daß man besonderer Auflasten — bis zu 500 t Gußeisenblöcke — benötigte. In einem Fall konnte man sich nur mit Untergraben des Senkkastens und Betonausfüllen helfen und mußte oben den Schaft abschneiden. Fels wurde nicht angetroffen, nur zahlreiche Ablagerungen, die allmählich in Form von 25 cm starken Gesteinsschichten auftreten. Somit sanken die eisernen Schneidkanten der Senkkästen weitere 3 m tiefer ab, als man beabsichtigt hatte. Da man auch in größerer Tiefe nicht auf Fels stieß, die Kosten des Aushubs des harten Schiefertons erheblich waren, und man evtl. die Schächte der Senkkästen hätte verlängern müssen, entschloß man sich, bei der Tiefe 34 m unter Straßenoberkante mit der Absenkung der Kästen einzuhalten und eine entsprechende Unterfüllung vorzunehmen.

Belastungsproben des Tons wurden sowohl an „Ort", wo der Ton an seitlichem Ausweichen verhindert war, wie an besonders herausgeschnittenen Probewürfeln — in der Prüfmaschine — durchgeführt, um namentlich das Verhältnis beider Versuchsergebnisse zueinander für die Entscheidung der Frage des Sicherheitsgrades feststellen zu können.



Als Apparat für die erstere Probe diente ein doppeltes Stahlfederblatt, das auf einer 12 × 12 cm²-Platte direkt auf dem Boden der Arbeitskammer auflag. An dieser Federung war eine Schraubwinde mit Kugellagerung so angesetzt, daß sie sich gegen die Schneidkante des Senkkastens abstützte. Mittels Zeigervorrichtung las man beiderseits der Federung die Auflast ab. Die zwei federnden Stahlplatten von 25 cm Breite, 50 cm Länge und 4 cm Stärke waren durch am Rande angeordnete Stahlleisten voneinander getrennt. Die Lastübertragung erfolgte durch ebensolche Leisten in der Mitte der beiden Federblätter. Die Setzung der Lagerplatte in den Boden wurde vermittels eines feinen gespannten Drahtes auf einer Zelluloidtafel mit Skala durch einen Spiegel abgelesen, der mit dem unteren Federblatt in Verbindung stand. (Genauigkeit $^1/_{100}$ Zoll.)

Die Laststeigerung erfolgte mit je 7 kg/qcm wachsender Last, bis etwa $^1/_{10}$ Zoll Senkung erfolgt war (2,5 mm). Dann wurde etwa während 15 Minuten das Ausweichen des Materials unter der Last beobachtet (Diagramm Abb. 1) und weiterhin die Last bis zur Grenze der Federspannung bzw. bis zum völligen Nachgeben des Tons gesteigert. Ausgesprochene Setzungen waren von einem Aufwölben bzw. Reißen der umgebenden Tonschichten begleitet.

Die mit einer Handsäge zugeschnittenen Probewürfel von 20 cm Kantenlänge wurden in der Prüfmaschine gedrückt. Die Bruchercheinungen sind ähnlich wie bei Betonwürfeln. Das Ergebnis z. B. unter dem Senkkasten 59 zeigte 27 kg/cm² Höchstlast; die Bruchlast an dem entsprechenden Würfel unter der Prüfmaschine entsprach 20 kg/qcm. Der Unterschied beider ist also 25,9%; im Mittel war es 31% (an 9 verschiedenen Probestellen). Die Traglast des Bodens, der am Ausweichen verhindert ist, also für den Fall, daß der Senkkasten endgültig abgesenkt ist, ist zweifellos größer als unter der 12 × 12 cm²-Auflagerplatte des Versuchs. Deshalb entschied man sich, als zulässige Last einen Druck nicht über 35% entsprechend der bei der Belastungsprobe auftretenden Bruchlast anzunehmen; maximal 27 kg/qcm. Das in Frage kommende Material war grauer Schieferton und enthielt keine überschüssige Feuchtigkeit. An der Luft trennten sich die oben erwähnten „Schichten", und im Wasser löste sich der Ton auf.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe i. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Wohnungsbauprogramm der freien Gewerkschaften.

Die freien Gewerkschaften (Allgemeiner deutscher Gewerkschaftsbund, Allgemeiner freier Angestelltenbund und Allgemeiner deutscher Beamtenbund) haben der Öffentlichkeit ein Wohnungsbauprogramm unterbreitet, das folgende Hauptgesichtspunkte umfaßt:

Der Fehlbetrag an Wohnungen im ganzen Reich wird mit mindestens 800 000 Wohnungen angenommen (das Reichsarbeitsministerium rechnet nur mit 600 000). Der jährlich entstehende laufende Neubedarf wird auf 150 000 Wohnungen beziffert. Es wird für notwendig gehalten, daß die Reichsregierung ein Mindestwohnungsbauprogramm aufstellt, das für die Länder und Gemeinden bindend ist. Dieses Bauprogramm soll nur die Wohnungsfürsorge der minderbemittelten Volksklassen ins Auge fassen, von denen angenommen werden muß, daß sie nicht in der Lage sind, Bauzuschüsse in nennenswerter Höhe zu leisten. Eine Mietsteigerung wird für die nächste Zeit für undurchführbar erklärt. Mietsteigerungen können deshalb nach Ansicht der

Gewerkschaften für die Finanzierung des Wohnungsbauprogramms nicht in Rechnung gestellt werden.

Die Wohnfläche der auf Grund des Bauprogramms zu errichtenden Wohnungen soll im Höchstfalle 100 qm betragen, im Durchschnitt etwa 60 bis 65 qm. Die Baukosten für eine Neubauwohnung von 60 bis 65 qm Wohnfläche werden mit M. 10 000,— je Wohnung angenommen. Die Aufbringung dieser Summe ist in der Weise vorgesehen, daß 40% der Summe (also M. 4000,—) durch 1. und 2. Hypothek, 55% (also M. 5500) durch Hauszinssteuerhypothek und 5% (also M. 500) durch Zuschuß des künftigen Mieters aufgebracht werden. Bei dieser Art der Finanzierung glaubt man erreichen zu können, daß die Mieten nicht mehr als 110% der Vorkriegsmieten ausmachen.

Die erste und zweite Hypothek sind nach Ansicht der Gewerkschaften in erster Linie auf dem innerdeutschen Kapitalmarkt zu beschaffen, wobei angenommen wird, daß neben dem privaten Kapitalmarkt Sparkassen und soziale Versicherungsanstalten einen erheblichen Anteil dieses Kapitals zur Verfügung stellen können. Als Zinsfuß für die erste Hypothek wird ein Zinsfuß von 6% für angemessen erachtet zuzüglich einer Tilgungsquote von jährlich 1%.

Die Hauszinssteuer in ihrer jetzigen Form wird als eine „sozialpolitische Unmöglichkeit" bezeichnet. Es wird verlangt, daß mit dem jetzigen System, bei dem die Hauszinssteuer zum großen Teil als Steuerquelle für allgemeine Finanzzwecke in Anspruch genommen wird, energisch aufgeräumt wird. Die Gewerkschaften fordern, daß 25% der Vorkriegsmiete restlos für den Wohnungsbau verwendet, und daß für diesen Zweck 25% der wirklichen Vorkriegsmiete von allen Grundstücken aufgebracht werden. Die Beschaffung billigen Baugeländes wird als Pflicht von Reich, Ländern und Gemeinden bezeichnet. Nötigenfalls ist das Gelände durch Enteignung zu beschaffen.

Als unerläßliche Voraussetzung für die Durchführung des Wohnungsbauprogramms wird die Anwendung möglichst wirtschaftlicher Baumethoden bezeichnet. Es heißt wörtlich:

„Von ganz besonderer Bedeutung ist die Einsparung von Baukapital durch Rationalisierung der Bauwirtschaft im Sinne des Serienbaues unter weitestgehender Typisierung der Bauten und Normalisierung der Bauteile.

Zu diesem Zwecke haben die Länder und Gemeinden darauf Bedacht zu nehmen, daß das öffentliche Baukapital nicht im individuellen Bau verzettelt, sondern soweit als möglich zu Großaufträgen konzentriert wird, die unter sachverständiger Leitung erster Bauwirtschafter und Architekten zur Ausführung zu bringen sind."

Um eine rationelle Bauweise sicherzustellen, soll unter der Leitung des Reiches eine besondere Forschungsstelle eingerichtet werden zur Prüfung aller Neuerungen der Bautechnik. Diese Forschungsstelle soll neue Baumethoden für die Anwendung reif machen.

Einer der Haupthinderungsgründe für die Belebung des Wohnungsbaues wird in der jetzigen bürokratischen Behandlung der Baugenehmigungen usw. erblickt. Der bürokratische Instanzenweg soll abgebaut und die Genehmigungserteilung in eine Hand gelegt werden.

Für Werkwohnungen sollen öffentliche Mittel nicht gegeben werden. Die Zinsen der aus öffentlichen Mitteln gewährten Hypotheken sollen zur weiteren Verstärkung des Wohnungsbaues verwendet werden.

Die Gewerkschaften halten die Aufstellung eines jährlichen Mindestbauprogramms, wenigstens für die nächsten 5 Jahre, für notwendig. In jedem Jahr sollen 250 000 Wohnungen gebaut werden. Der Kapitalbedarf hierfür wird unter Zugrundelegung der oben angegebenen Finanzierungsmethode auf 2,5 Milliarden Mark berechnet. Diese Summe ist — wie die Gewerkschaften meinen — aufzubringen, wenn der innerdeutsche Kapitalmarkt 40% dieser Summe zur Verfügung stellt, wenn weitere 55% dieser Summe durch die Hauszinssteuerhypothek aufgebracht werden und wenn schließlich die Wohnungssuchenden bzw. die von diesen gebildeten Genossenschaften oder sonstigen Vereinigungen 5% der Summe (jeder Wohnungssuchende also M. 500) beisteuern. Cl.

Lohnentwicklung im französischen Baugewerbe. Aus den Lohnerhebungen des französischen Statistischen Amtes, die in dem Amtsblatt des Arbeitsministeriums veröffentlicht werden, sind die folgenden Zahlen zur Lohnentwicklung im französischen Baugewerbe zu entnehmen:

	Durchschnittsstundenlohn in Francs					
	in Städten außer Paris			in Paris und Umgebung		
	1911	Okt. 1924	Okt. 1925	1911	Okt. 1924	Okt. 1925
Zimmerer	0,51	2,82	3,03	1,00	3,75	4,00
Maurer	0,49	2,80	2,98	0,95	4,00	4,00
Steinmetz	0,52	2,96	3,18	1,00	4,00	4,50

Eine Bewertung dieser Zahlen ist nur im Vergleich mit der Entwicklung der Kaufkraft des Francs oder des Indexes der Lebenshaltungskosten möglich. Hierüber gibt die folgende Übersicht Aufschluß:

	Indexzahlen (1911 = 100) der Stundenlöhne (Durchschnitt aller Städte)				Lebenshaltungskosten in Frankreich
	Zimmerer	Maurer	Steinmetz	Durchschn.	
Oktober 1924	464	496	485	482	483
Oktober 1925	497	514	530	514	514

Demnach ist also die Entwicklung des Indexes der Lebenshaltungskosten der des Indexes der Bauarbeiterlöhne bis Ende 1925 sehr genau parallel verlaufen.

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 4. November.)

Abänderung der Ausführungsbestimmungen zur Verordnung über die Verwendung des Kredits zur Förderung des Kleinwohnungsbaues. (Vom 25. August 1926. Reichsministerialbl., S. 911.)

Arbeitsbeschaffung und Überstunden. In einem Erlaß vom 24. August 1926 wendet sich der Reichsarbeitsminister an die Sozialministerien der Länder mit dem Ersuchen, im Hinblick auf die ungehemmte Auswirkung des Arbeitsbeschaffungsprogramms der Regierung dahin zu wirken, daß eine ungesunde Zunahme der Überstunden vermieden wird. (RABl. S. 311.)

Zweite Verordnung über Änderungen der Reichsschiedsamtsordnung und der Schiedsamtsordnung. Vom 27. August 1926. (RABl. S. 312.)

Neunte Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Industriebelastung (Industriebelastungsgesetz) vom 30. August 1924. Vom 6. Oktober 1926. (RGBl. II, S. 582.) Die Frist für die bei einer zwischen dem 1. 9. 1924 und dem 30. 4. 1926 erfolgten Veräußerung eines Grundstücks, auf dem die öffentliche Last ruht, bestehende Anzeigepflicht des Veräußerers an die Bank wird bis zum 30. November 1926 (bisher 30. September 1926) verlängert. Als Kalenderjahr, in dem die erste Neuumlegung erfolgt, wird das Kalenderjahr 1927 bestimmt.

Bestimmungen über die Unterstützungspflicht der Krankenkassen und Unternehmer gegenüber den Trägern der Unfallversicherung. Vom 12. Oktober 1926. (Reichsanz. Nr. 241.) Die hierin festgelegten Verpflichtungen gelten fast ausnahmslos für die Krankenkassen.

Vierte Verordnung über die Gesellschaftssteuer bei der Aufstellung von Goldbilanzen. Vom 12. Oktober 1926. (RGBl. I, S. 479.) Die Anwendungsfrist der Vergünstigung des § 1 wird auf bis zum 30. September 1927 (bisher 1. Januar 1927) bewirkte Zahlungen oder Leistungen ausgedehnt.

Großhandelsindex.

8. 9.	15. 9.	22. 9.	29. 9.	6. 10.	13. 10.	20. 10.	27. 10.	3. 11.
127,0	127,4	126,7	126,7	128,0	128,6	130,9	132,4	131,5

	Juli	August	September	Oktober
Reichslebenshaltungsindex	142,4	142,5	142,0	142,2
Großhandelsindex	127,4	127,0	126,8	130,2

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 7. Oktober 1926.

Kl. 20 i, Gr. 8. H 105 664. Paul Heidtkamp, Schildow b. Berlin. Drehstuhlweiche für Rillenschienen. 5. III. 26.

Kl. 20 l, Gr. 27. A 44 245. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Sicherheitsvorrichtung für elektrische Bahnbetriebe. 19. II. 25.

Kl. 37 b, Gr. 5. R 61 475. John Joseph Rawlings u. The Rawlplug Co. Ltd., London; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Rohrförmige Dübelhülse aus nebeneinander angeordneten Faserstoffsträngen und Bindemittel. 1. VII. 24. England 7. VII. 23.

Kl. 38 h, Gr. 2. E 31 757. Etablissement P. Noé & Cie., Paris; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Imprägnieren von Telegraphenstangen. 19. XII. 24. Frankreich 16. X. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. P 51 454. Eugen Plank, Berlin-Wilmersdorf, Badensche Str. 43/44. Verfahren zur Konservierung von Holz. 5. XI. 25.

Kl. 38 h, Gr. 3. St 39 299. Fa. Stapelberg & Schermer, Hannover, u. Dipl.-Ing. Dr. Fritz Giesecke, Göttingen, Weender Landstr. 28. Mittel zur Vertilgung von Holz- und Mauerschwamm. 18. III. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 90 708. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, A.-G. Nürnberg. Doppelschützenwehr. 27. VII. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. Sch 73 515. Wilh. Schwartz, Essen (Ruhr), Katharinenstr. 24. Eimerbagger mit drehbar an den Förderketten befestigten Schöpfgefäßen, besonders zum Ausräumen des Schlammes aus Klärräumen. 20. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 40 vom 7. Oktober 1926.

Kl. 19 a, Gr. 11. 435 738. Carl Bach, Lange Str. 2, u. Richard Schrader, Weststr. 2, Hagen i. W. Klemmplatte zur Befestigung von Leitschienenwinkeln; Zus. z. Pat. 394 591. 11. IX. 24. B 115 667.

Kl. 19 a, Gr. 26. 435 904. Compagnie des Forges de Chattilon-Commentry et Neuves-Maisons, Paris; Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg 5. Vorrichtung zum Kühlen örtlich erhitzter Gleis- oder Schienenstellen auf freier Strecke. 15. IX. 23. C 33 979. Frankreich 2. II. 23.

Kl. 20 a, Gr. 1. 435 862. Dr.-Ing. Paul Mast, Kattowitz, u. Otto Lindner, Hindenburg; Vertr.: H. Nähler, Dipl.-Ing. F. Seemann u. Dipl.-Ing. E. Vorwerk, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Rangierverfahren für Kohlen- oder Eisenbahnwagen auf Verladebahnhöfen. 24. I. 26. M 92 988.

Kl. 20 a, Gr. 12. 435 740. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilbahn mit gelenkig in das bewegte Tragseil eingehängtem Förderkorb. 21. V. 25. P 50 559.

Kl. 20 h, Gr. 4. 435 744. Dr. Dietrich Rühl, Dortmund, Bremer Str. 3. Vorrichtung zum Aufhalten von laufenden Förderwagen auf freier Strecke. 24. I. 25. R 63 191.

Kl. 20 h, Gr. 4. 435 863. Dr.-Ing. W. Bäseler, München, Walhallastraße 21, u. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Bremseinrichtung mittels an besonderer, quer zur Gleisachse beweglicher Schiene geführter Hemmschuhe. 3. III. 26. B 124 326.

Kl. 20 h, Gr. 7. 435 864. Hydraulik G. m. b. H., Duisburg. Wagenfördereinrichtung für Rangieranlagen. 5. III. 25. H 100 817.

Kl. 20 h, Gr. 9. 435 745. Rudolf Klima u. Hans Reischenbacher, Salzburg, Österr.; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Schneepflug für Lokomotiven mit an der Brust der Lokomotive angeordnetem, keilförmig gestaltetem festen Pflugkörper. 10. XI. 25. K 96 663. Österreich 24. XI. 24 u. 26. V. 25.

Kl. 20 h, Gr. 9. 435 905. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal A.-G., Braunschweig. Anordnung von Streckenanschlägen ausweichenden Schneeräumern zur Freihaltung der Streichbahn von Auslösetastern o. dgl. an Lokomotiven und Schienenkraftwagen. 18. IX. 25. D 50 071.

Kl. 20 i, Gr. 33. 435 906. Ludwig Spillner u. Albert Kikillus, Barneberg. Von einem feststehenden Signalmast betätigte Sicherheitsvorrichtung zur Verhinderung des Überfahrens von Eisenbahnsignalen. 13. III. 25. S 68 990.

Kl. 20 k, Gr. 9. 435 746. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. In ein Kettenwerk eingebaute Vorrichtung zur Streckentrennung oder Nachspannung des Fahrdrahtes mit vom Fahrdraht abgezweigten, nach aufwärts geführten Beidraht. 20. XII. 25. A 46 643.

Kl. 37 b, Gr. 3. 435 870. Dipl.-Ing. Franz Kruckenberg, Heidelberg, Unter der Schanz 1. Bauglied von hoher Zugfestigkeit. 2. XI. 23. K 87 523.

Kl. 80 a, Gr. 14. 435 962. Werner Länge, Siegen i. W. Maschine zum Stampfen von Kunststeinkörpern, insbes. von Platten. 23. III. 24. L 59 845.

Kl. 80 c, Gr. 7. 435 980. Société Anonyme des Chaux & Ciments De Lafarge & Du Teil, Viviers, Ardèche, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Herstellen von Schmelzzement. 31. X. 23. S 64 208.

Kl. 84 a, Gr. 3. 435 720. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Schützenwehr. 21. XI. 21. M 87 208.

Kl. 84 c, Gr. 2. 435 721. Gustave Grimaud, Bouillé-Courdault, par Oulmes (Vendée), Frankr.; Vertr.: Dr.-Ing. E. Moldenhauer, Pat.-Anw., Düsseldorf. Eisenbetonpfahl. 6. II. 24. G 60 631. Frankreich 9. II. 23.

Kl. 85 b, Gr. 2. Herbert Morgenstern, Böblinger Str. 63, u. Willy Hagen, Finkenstr. 46, Stuttgart. Kaltwasserbereiter für Wasserreinigungsanlagen. 13. I. 25. M 87 919.

Kl. 85 c, Gr. 6. 435 723. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Hardt, Rheinpf. Verfahren und Vorrichtungen zur Verhütung der Überlastung von Kläranlagen durch Niederschlagswasser und durch Geschiebe. 14. VIII. 25. St 39 966.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Südwestdeutschland, seine Wasserstraßen und Wasserkraft. Herausgegeben vom Südwestdeutschen Kanalverein für Rhein, Donau und Neckar E. V. Stuttgart, Juli 1925, 1. Jahrg., Heft 6 u. 7.

Mit dem vorliegenden Hefte seiner Zeitschrift wendet sich der Südwestdeutsche Kanalverein gegen die zahlreichen Angriffe, die in der letzten Zeit (gegen die im Gange befindliche Neckarkanalisierung) in verstärktem Maße in Versammlungen, Tageszeitungen und besonders in der Streitschrift: „Ein Mißgriff der Reichspolitik", herausgebracht vom „Ausschuß zum Schutze des Neckartales und der alten Brücke zu Heidelberg" erhoben worden sind.

Gegen kaum ein Wasserstraßenunternehmen der Nachkriegszeit haben sich derart starke Widerstände gezeigt, wie gegen die Kanalisierung des Neckars. In die erste Linie des Kampfes stellte sich dabei der oben genannte Ausschuß, an dessen Spitze bestimmungsgemäß der jeweilige Rektor der Universität Heidelberg steht.

Ohne Kenntnis der gesamten Vorgänge in diesem Kampfe ist es selbstverständlich nicht leicht, ein objektives Urteil zu fällen; vor allem deshalb nicht, weil dieser Kampf nach den Darlegungen im vorliegenden Hefte nicht nur — oft hat man den Eindruck, daß es nur zum geringsten geschieht — mit rein objektiven Gründen für und wider geführt wird, sondern daß besonders von seiten der Gegner Gründe stark subjektiven und lokalen Charakters ins Treffen geführt werden. Selbstverständlich muß es das gute Recht Heidelbergs und der dafür eintretenden Kreise sein, darüber zu wachen, daß nicht das glanzvolle Bild der Stadt durch die dort notwendige Anstauung des Neckar zerstört oder auch nur unzuträglich verschlechtert wird. Ist das aber der Grund des Widerstandes, dann soll man ihn auch als solchen hinstellen und nicht versuchen, durch eine, wie vom Kanalverein im einzelnen durch die veröffentlichten Briefwechsel nachgewiesen wird, wenig erfreuliche Kampfesweise, die vor Verunglimpfungen nicht zurückschreckt, anstatt durch Tatsachen dem Gegner beizukommen. Tatsache ist aber, daß auf die Wünsche Heidelbergs seitens der Neckar-A.-G. weitgehend Rücksicht genommen wird.

Noch bedauerlicher aber will mir scheinen, ist die Tatsache, daß sich Vertreter deutscher Wissenschaft mit einer nicht zu leugnenden Überheblichkeit gegen ein von ernsten Männern geplantes, von hervorragenden Sachkennern überprüftes und von der Wirtschaft ganzer Länder und des Reiches gestütztes und getragenes Unternehmen wenden, ohne daß man ihnen selbst hierzu die ausreichende Aktivlegitimation zuerkennen kann. Ich frage mich, mit welcher schönen Entrüstung, ja welchem Hohne wohl der Ingenieur oder Wirtschaftler überschüttet worden wäre, wenn er einen Einbruch in das Gebiet der Rechtswissenschaft oder der Kunstgeschichte versucht hätte, ähnlich dem, wie er jetzt von den beiden diese Gebiete vertretenden Heidelberger Professoren in den Bereich der Technik und Wirtschaft in Sachen der Neckarkanalisierung versucht ist. Ist das schon eine nicht unbedenkliche Schwäche ihrer Kampfesstellung, so versteht man wirklich nicht, weshalb sie selbst diese Stellung durch die von ihnen gewählte Form des Kampfes weiter verunzieren mußten.

Die beiden anderen Gutachten gegen die Neckarkanalisierung von Stachelhaus-Mannheim und Erlenbach-Ludwigshafen, die im vorliegenden Hefte selbst nicht zum Abdruck gebracht sind, können nach Ausführungen des abgedruckten Vortrages von Exz. Peters in der Handelskammer Stuttgart und kurzen anderweit besonders im Schreiben von Dr.-Ing. Bosch an Prof. Thoma wiedergegebenen Auslassungen kaum als sachlich objektive Werturteile gelten.

Zur Sache selbst wäre vielleicht noch zu bemerken, daß sich allerdings die Voraussetzungen für die vor Baubeginn der Neckarkanalisierung aufgemachte Wirtschaftlichkeitsberechnung nicht unwesentlich verschoben haben, wie das auch in dem genannten Vortrage von Peters ausdrücklich hervorgehoben wird. Günstiger für die Wirtschaftlichkeit wirkt die Tatsache der Aufhebung der Frachtsteuer für Binnenschiffahrt und die Verringerung der Schleusenzahl von 34 auf 28, gerechnet von Mannheim bis Plochingen. Diesem Aktivposten gegenüber steht allerdings ein nicht unwesentlich gesunkener Verkaufswert der in den mit der Neckarkanalisierung verbundenen Wasserkraftanlagen erzeugten elektrischen Arbeit, und weiter die erheblich vergrößerten Kosten der Finanzierung. Unter Voraussetzung der ursprünglich angesetzten tragbaren Frachtkosten, die der Wirtschaft des Neckargebietes eine fühlbare mittelbare Erleichterung und Stärkung ihrer Wettbewerbsfähigkeit in Aussicht stellen, müßten bei den gegenwärtigen Wirtschaftsverhältnissen allerdings jährliche Zubußen aus allgemeinen Mitteln für die neue Wasserstraße gewährt werden. Nun ist freilich noch von Sympher unter dem ersten Eindruck der quälenden Nachkriegsverhältnisse der Satz geprägt, daß wir in Zukunft uns nicht mehr den Luxus leisten könnten, eine Wasserstraße zu bauen, die sich nicht selbst tragen kann. Allein diese Forderung darf meines Erachtens auch nicht überspannt werden. Sie ist gewiß dort richtig, wo nicht die Verkehrsvoraussetzungen, die Verkehrsmengen für die notwendige Belebung einer Wasserstraße erwartet werden können, und wo nicht sonstige Vorteile aus dem Bau der Wasserstraße, z. B. auf dem Gebiete der Landeskultur, der Siedlung, mittelbare, nicht wohl in Mark und Pfennig meßbare Vorteile zu erhoffen sind. Ist das aber der Fall, und das kann aus dem am Neckar zu erwartenden Verkehr und der damit verbundenen wirtschaftlichen Förderung des Gesamtgebietes mit Sicherheit erwartet werden, dann sind Zuschüsse aus öffentlichen Mitteln am Neckar, wie Peters mit Recht hervorhebt, in gleicher Weise zu vertreten, wie an unseren übrigen Wasserstraßen, wie für die Zugänge zu unseren Seehäfen.

Das von den Gegnern der Kanalisierung gestellte Verlangen, die Kanalisierung gewissermaßen bis zur Wiederkehr besserer Tage für unsere Wirtschaft zu verschieben, zu warten, bis ein gesteigerter Verkehr sie unumgänglich nötig macht, ist kurzsichtig. Die Wasserstraße soll uns bereits Mittel zur Hebung und Stärkung unserer Wettbewerbsfähigkeit auf dem Weltmarkte werden, wir dürfen in Zukunft nicht wieder, wie früher so oft, uns selbst den Vorwurf machen müssen, daß wir mit der Errichtung neuer Verkehrswege den Gegenwartsforderungen nachgehinkt wären. Vestigia terrent auch hier, ich erinnere nur an das Fehlen des Mittellandkanals von Hannover zur Elbe während der Kriegszeit.

Daß das begonnene Werk mit aller Kraft fortzusetzen ist, steht außer Frage, eine andere allerdings m. E. sehr offene Frage ist jedoch die, ob wir nicht Anlaß haben, auch noch an anderen Stellen uns mit gleicher Tatkraft für die Schaffung von Wasserwegen einzusetzen, wie es am Neckar geschieht, ich denke dabei in erster Linie an den Hansakanal, der die Großschiffahrtsverbindung des wiederbefreiten Ruhrindustriegebietes mit unseren Seehäfen herstellen muß, bevor noch weitere deutsche Wirtschaftsgebiete durch Wasserstraßen in deutschen Landen an ausländische Seehäfen angeschlossen werden.

Das kleine Schriftchen aber kann wegen mancher grundsätzlichen Erörterungen über Fragen unserer Wasserstraßenpolitik allen beteiligten Kreisen empfohlen werden, es hat Bedeutung auch über den rein örtlichen Konflikt hinaus. Heiser.

Erläuterungen mit Beispielen zu den Eisenbetonbestimmungen 1925. Von W. Gehler, III. vollst. umgearb. Auflage. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin W 66. Preis geh. RM. 6,30.

Die Neuauflage ist durch die neuen Bestimmungen für Eisenbetonbauten vom September 1925 notwendig geworden. Da der Verfasser in hervorragender und führender Weise bei dem Zustandekommen dieser Bestimmungen beteiligt gewesen ist, und ihren Werdegang z. T. erheblich bestimmend beeinflußt hat, war er ganz besonders geeignet, die vorliegenden Erläuterungen und Beispiele zu verfassen. Hierbei kommt ihm auch als Leiter eines unserer großen Materialprüfungsämter seine reiche Erfahrung auf dem Gebiete der Baustoffe zugute. Somit war von vornherein eine dem Zweck und Wesen der gestellten Aufgabe bestens Rechnung tragende Beurteilung sachkundigster Art zu gewärtigen, eine Erwartung, welche die vorliegende Arbeit in jeder Hinsicht erfüllt. Sowohl der junge Fachkollege, der sich in die oft recht schwierige Materie einarbeiten und die Gründe für diese oder jene neue Bestimmung bzw. deren Umsetzung in die Praxis erkennen will, als auch der alt erfahrene Betonfachmann wird aus dem Gehler. schen Werke reiche Belehrung und viel des Wissenswerten schöpfen. Auch in Zukunft werden die „Erläuterungen mit Beispielen" zu den notwendigsten und meist benutzten Werkzeugen des Eisenbetoningenieurs gehören. M. F.

25 Jahre Emschergenossenschaft, herausgegeben im Auftrage des Vorstandes der Emschergenossenschaft von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen. Selbstverlag der Emschergenossenschaft, Essen.

Die im Großformat 550 Seiten umfassende und in jeder Weise aufs beste ausgestattete Denkschrift, die den Berufensten ihren Inhalt verdankt, legt beredtes Zeugnis ab von der bewunderungswürdigen Entwicklung dieses rheinisch-westfälischen Industriebezirkes, von dem Werdegang der Großsiedelung des Ruhrgebietes, von dem Einheitswillen zu gemeinsamer Abwehr, von dem gewaltigen Schaffen während eines Vierteljahrhunderts und nicht zuletzt von den Segnungen technischen Geistes. Auf die einzelnen Arbeiten der Denkschrift an dieser Stelle näher einzugehen, würde zu weit führen, ganz abgesehen davon, daß ein großer Teil der Beiträge bereits in den verschiedenen Fachzeitschriften veröffentlicht worden ist. In jedem Falle erfährt die einschlägige Literatur, ob es sich um verwaltungsrechtliche und -technische, um wirtschaftliche und betriebstechnische Fragen, oder um Wasserrecht, Wasserwirtschaft, um reinen Wasserbau und um das gesamte Gebiet der Abwassertechnik handelt, durch dieses Sammelwerk eine wertvolle Bereicherung. G. E.

Eisenbetonzahlentafeln, Teil IV. Stützen mit mittiger Last. Von Oberregierungsbaurat a. D. Weese. Dritte Auflage. Selbstverlag Weese, Kirchmöser (Havel) Werk. Preis RM. 6,—.

Mit der Einführung der neuen Eisenbestimmungen vom September 1925 und der Abänderung der bisherigen Bestimmungen für die Berechnung mittig belasteter Stützen wurden die vorliegenden neu aufgestellten Tabellen an Stelle der früheren notwendig. Es handelt sich im ganzen um sechs sehr übersichtlich aufgestellte und den Anforderungen der Praxis bestens angepaßte Tabellen, die zugleich auch der Normung der Rundeisen gerecht werden. Die Tabellen 1 bis 4 behandeln längsbewehrte Stützen mit $\sigma_b = 35, 45$ kg/cm² und quadratische bzw. achteckige Querschnitte und mit Abmessungen von s bzw. d = 25 bis 100 cm. In Tafel 5 und 6 sind die Verhältnisse umschnürter Säulen dargestellt, bei $\sigma_b = 35$ bzw. 45 kg/cm² und d = 25 bis 100 cm. Erläuterungen und eine Anzahl Beispiele führen bestens in die sehr übersichtliche und ein Mindestmaß von Zeit beanspruchende Tabellenanwendung ein. M. F.

Berichtigung.

Auf Seite 817 in Heft 42 muß es bei der neuen Veröffentlichung des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton „Versuche mit dem Gießverfahren für Eisenbeton" Heft **55**, nicht Heft 35 heißen.

Die Schriftleitung.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am Montag, den 15. November 1926 findet eine Besichtigung der Straßen- und Kanalbauten (Stollenbau) am Tempelhofer Feld statt. Treffpunkt pünktlich 3½ Uhr am Ringbahnhof Tempelhof (Ecke Berliner Straße). Verbindungen: Ringbahn bis Bahnhof Tempelhof, Straßenbahnlinien Nr. 25, 35, 99 und 199.

Vortragsreihe des Außeninstituts der Technischen Hochschule Berlin.

Die vom Außeninstitut der Technischen Hochschule Berlin in Gemeinschaft mit der Akotech (Arbeitsgemeinschaft für Auslands- und Kolonialtechnik) veranstalteten Vorträge über „Technische Sonderbedürfnisse im Ausland" (mit Lichtbildern) finden statt: 1. Reihe: Hörsaal H. 120 Mittwochs 6—8 Uhr abends, am 19. November 1926 *) Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. Teubert (Hochschuldozent, Mannheim): Die Entwicklungsmöglichkeiten der südamerikanischen Binnenschiffahrt unter dem Gesichtspunkt deutscher Mitarbeit; am 24. November 1926 Baurat Culemeyer (Reichseisenbahn-Zentralamt): Der Bahnbau der A. E. G. in Guatemala; am 1. Dezember 1926 Reg.-Baumeister Briske (Siemen-Bauunion): Das Erdbebenunglück 1923 in Japan und die Wiederaufbauarbeiten; am 8. Dezember 1926 Obering. Kobs (A. E. G., Überseeabt.): Elektrifizierung von Erdölfeldern (1. Teil); am 15. Dezember 1926 Oberingenieur Kobs (A. E. G., Überseeabteilung): Elektrifizierung von Erdölfeldern (2. Teil).

*) Verlegt auf Freitag wegen des Bußtages Hörsaal H 358, 6 Uhr pünktlich.

Karten in der Technischen Hochschule Zimmer 137 (bei Frl. Koch). Preise: Für sämtliche Vorträge: a) für Angehörige aller Hochschulen RM 2,—; b) für Mitglieder der Akotech und der angeschlossenen Verbände (Ges. für Bauingenieurwesen, Verein deutscher Ingenieure, Bund der Auslandsdeutschen e. V., Reichsbund Deutscher Technik usw.) RM 3,—; c) für sonstige Teilnehmer RM 4,—; Karten für einzelne Vorträge für a) RM 0,50; b) RM 0,75; c) RM 1,—. Die Reihe wird nach Weihnachten fortgesetzt.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 19. November 1926 | Heft 47

DIE SAUGSCHWELLE IN DER UNTEREN WASSERSCHLOSSKAMMER UND DER DURCH SIE ERZIELBARE RAUMGEWINN.

Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe.

Das Wasserschloß ist gewissermaßen ein elastisches Glied, das einen Ausgleich schafft zwischen den unregelmäßigen Wasseranforderungen des Betriebes und dem sich diesen Anforderungen nur träge anpassenden Stollenzulauf. Es muß also genügend Raum enthalten, um bei extremen Belastungsschwankungen entweder einen Mehrzufluß aufnehmen zu können oder von sich heraus einen Mehrbedarf zu decken. Dieser Mehrzufluß oder Bedarf und damit der Rauminhalt und die Kosten des Wasserschlosses werden um so geringer, je rascher und kräftiger der Stollenzulauf abgebremst oder beschleunigt wird. Das hierzu notwendige Druckgefälle stellt sich im Wasserschloß selbst ein und ist, abgesehen vom Reibungsverlust im Stollen, gegeben durch den Unterschied in der Spiegelhöhe zwischen Wasserschloß und Staubecken (beim ungedämpften Wasserschloß wenigstens, um das es sich hier allein handelt). Je rascher sich also im Wasserschloß bei einer extremen Belastungsschwankung eine meist durch örtliche oder statische Rücksichten begrenzte äußerste Spiegellage einstellt, um so geringer wird der notwendige Speicherraum und damit meist auch die Kosten.

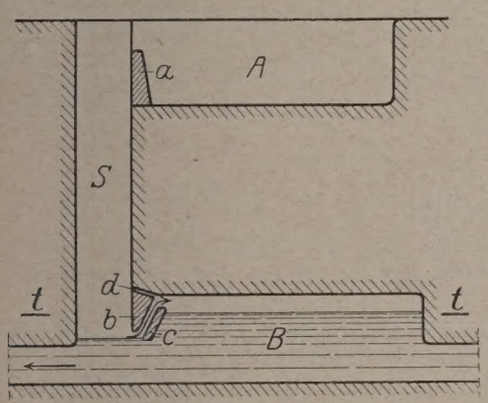


Abb. 1.

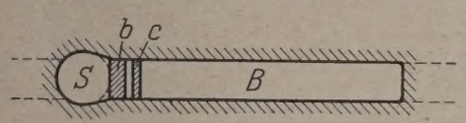


Abb. 2.

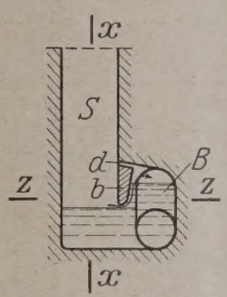


Abb. 3.

Den ersten und bedeutungsvollsten Schritt in der rationellen Konstruktion der Wasserschlösser bildet nun das Kammerwasserschloß, das bei Großwasserkraftanlagen heute fast ausschließlich zur Verwendung kommt. Der Schacht hat nur den für den störungsfreien Betrieb gerade notwendigen Kleinstquerschnitt, in dem der Wasserspiegel rasch auf- oder absteigt, so daß für den Rest des Ausgleichs ein um so größeres Druckgefälle zur Verfügung steht. Die Überlegenheit über das frühere Schachtwasserschloß ist ohne weiteres ersichtlich.

Eine weitere Verbesserung bildet die in der oberen Kammer angebrachte Überlaufschwelle. Die Wassersäule und damit der Gegendruck steigt gleich von Anfang an um das Maß der Schwelle höher, man erzielt dadurch weitere beträchtliche Raumersparnisse.

Eine ähnliche Einrichtung für die untere Kammer ist bisher noch nicht zur Anwendung gekommen, sie läßt sich jedoch mit geringem Kostenaufwand leicht anbringen und sei im folgenden beschrieben. Diese Einrichtung (von mir zum Patent angemeldet) — sie sei Saugschwelle genannt — schließt die untere Kammer, die zweckmäßigerweise als Erweiterung des Stollendaches ausgesprengt wird, gegen den Schacht hin ab. Sie ist in den Abb. 1, 2 und 3—5 dargestellt, wobei in Abb. 1 und 2 der Schacht (S) in Richtung der Stollenachse, in Abb. 3—5 seitlich davon angenommen ist. Tritt nun bei tiefer Spiegellage ein vermehrter Wasserbedarf ein, so senkt sich der Spiegel im Schacht schnell bis zur Unterkante dieser Schwelle ab und gibt diese frei. Sobald das der Fall ist, saugt die gefüllte Kammer um die Schwelle herum Luft an und gibt dementsprechend Wasser aus ihrem Vorrat ab. Während der Leerung reguliert sich dabei der Wasserspiegel im Schacht dauernd von selbst fast genau auf dieselbe Höhe ein, da jede Änderung der Spiegellage sofort mit einer ihr entgegenwirkenden Änderung des Lufteintritts in die Kammer beantwortet wird. Es ist also in noch vollkommenerer Weise als bei der Überlaufschwelle erreicht, daß, abgesehen von dem rasch erfolgenden Absinken im engen Schacht, für die ganze Dauer der Entleerung der Kammer das höchstmögliche Druckgefälle zur Beschleunigung des Stollenzulaufs zur Verfügung steht, die Beschleunigungsperiode also abgekürzt und an Speicherraum gespart wird.

Eine weitere Verbesserung läßt sich erzielen, wenn man, wie das auf Abb. 1 und 2 dargestellt ist, einen Luftkanal (c) mit der Schwelle verbindet. Die Luft durchströmt nun nicht die Wassermasse und wirbelt sie auf, sondern tritt in den oberen Teil der Kammer ein, der Wasserspiegel bleibt ruhig, es kann an Sicherheitshöhe zur Vermeidung von Lufteintritt in die Leitung und damit weiter an Ausbruch gespart werden.

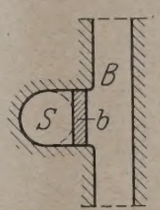


Abb. 4.

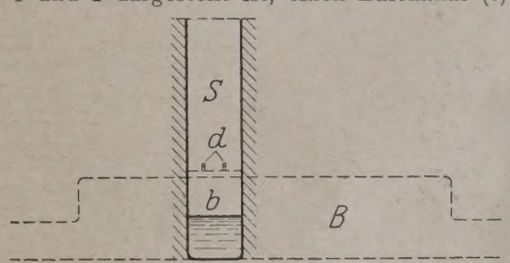


Abb. 5.

Um die nachträgliche Füllung der Kammer wieder zu ermöglichen, ist oben eine enge Öffnung (d) angebracht, die so zu bemessen ist, daß sie wohl die langsame Füllung der Kammer zuläßt, jedoch während des raschen Absinkens der Wassersäule im Schacht keinen nennenswerten Lufteintritt erlaubt.

Die Raumersparnis durch die Saugschwelle ist in Abb. 6 für einen weiteren Anwendungsbereich graphisch dargestellt, und zwar für die Belastungszunahme von Halblast auf Vollast, die in der Praxis meist angenommen wird. Bei der Berechnung wurden die von Vogt in seinem Werk „Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses", Stuttgart 1923, aufgestellten Formeln benutzt, insbesondere das Verfahren, das er im Abschnitt 6f für die Vorausberechnung des Kammerschlosses angibt. Vogt vereinfacht die Rechnung durch Einführung von Verhältnisgrößen. $x = \frac{h}{h_0}$ ist das Verhältnis der variablen Spiegelsenkung h zu der Senkung bei stationärem Vollbetrieb, also zur Verlusthöhe h_0. Das Volumen drückt er aus in der Volumengröße $\frac{L f v_0^2}{g h_0}$, die das Stollenvolumen vervielfacht

mit dem doppelten Verhältnis von Geschwindigkeits- zu Verlustenergie darstellt. Der Schachtquerschnitt ist der dimensionslosen Größe $\varepsilon = \frac{L f v_0^2}{g F h_0^2}$ umgekehrt proportional, dem Verhältnis von kinetischer Energie des Stollenwassers zur potentiellen Energie des Wasserschlosses auf die Höhe h_0. Der große Vorteil in der Anwendung dieser Verhältniszahlen zeigt sich darin, daß das gesuchte Kammervolumen, das von 7 Größen, den Stollenabmessungen L, f, der Geschwindigkeit und Verlusthöhe v_0 und h_0, dem Wasserschloßschachtquerschnitt F, der Lage der Ober- und Unterkante der Kammer h_1 und h_2 abhängt, graphisch als eine Funktion von nur 3 Größen, ε, x_m und x_0 dargestellt werden kann. Hierin bedeutet x_m die Unterkante der Kammer, also die tiefste Spiegelsenkung, x_0 deren Oberkante. Bei Anordnung einer Saugschwelle ist der

Beispiel: Großwasserkraftanlage mit kreisrundem ausbetoniertem Stollen und folgenden Daten:

$L = 6000$ m,
$f = 12{,}56$ m² (4 m Dmr.),
$v_0 = 3$ m/sec,
$h_0 = 7{,}85$ m,
$H_0 = 200$ m (gesamte Fallhöhe).

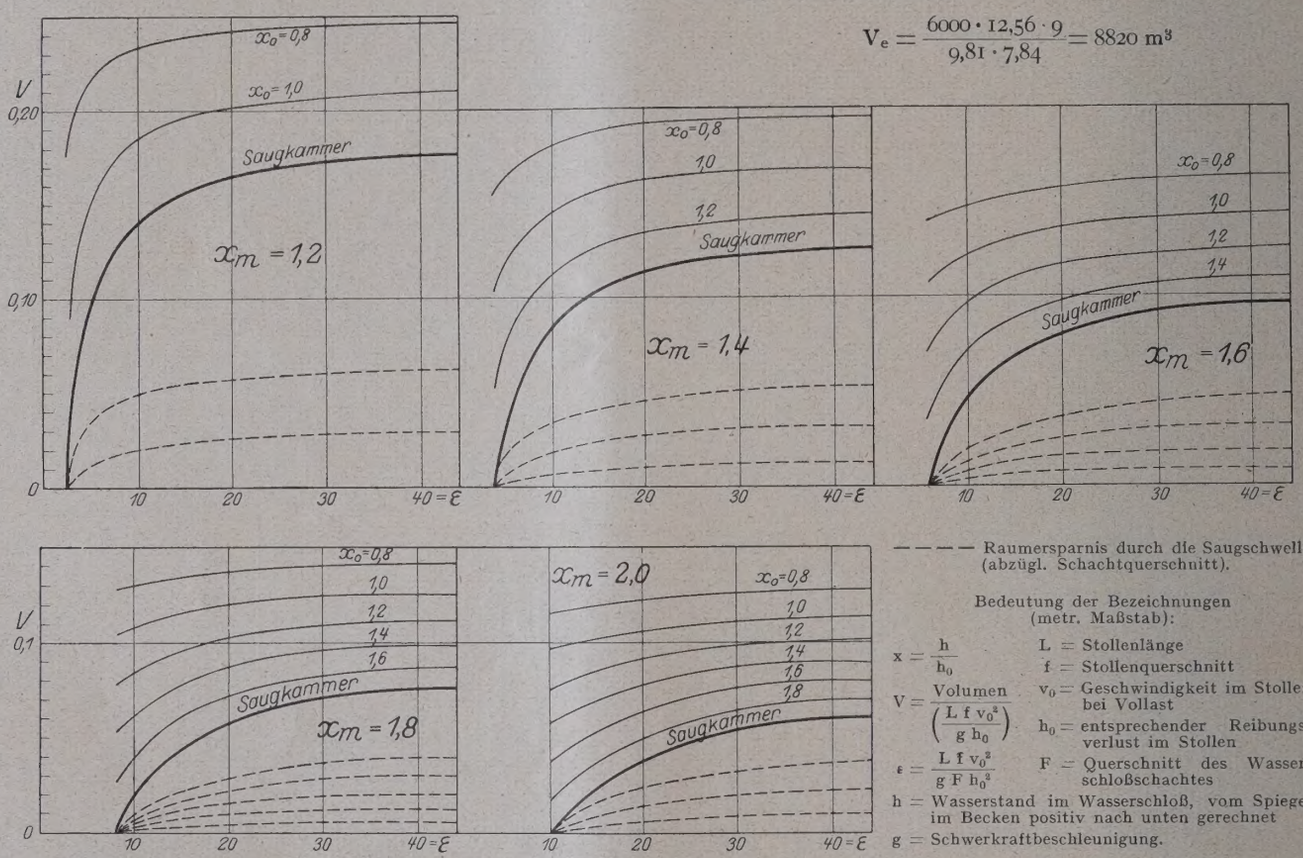
Auf Grund der Thomaschen Stabilitätsbedingung wurde dem Schacht des Wasserschlosses ein Durchmesser von 6 m gegeben, also $F = 28{,}3$ m².

Daraus

$$\varepsilon = \frac{6000 \cdot 12{,}56 \cdot 9}{9{,}81 \cdot 28{,}3 \cdot 7{,}84^2} = 40$$

und die Volumeneinheit:

$$V_e = \frac{6000 \cdot 12{,}56 \cdot 9}{9{,}81 \cdot 7{,}84} = 8820 \text{ m}^3$$



– – – – Raumersparnis durch die Saugschwelle (abzügl. Schachtquerschnitt).

Bedeutung der Bezeichnungen (metr. Maßstab):

$x = \frac{h}{h_0}$ $V = \frac{\text{Volumen}}{\left(\frac{L f v_0^2}{g h_0}\right)}$ $\varepsilon = \frac{L f v_0^2}{g F h_0^2}$

L = Stollenlänge
f = Stollenquerschnitt
v_0 = Geschwindigkeit im Stollen bei Vollast
h_0 = entsprechender Reibungsverlust im Stollen
F = Querschnitt des Wasserschloßschachtes
h = Wasserstand im Wasserschloß, vom Spiegel im Becken positiv nach unten gerechnet
g = Schwerkraftbeschleunigung.

Abb. 6. Kammerinhalte mit und ohne Saugschwelle. Raumersparnisse durch die Saugschwelle bei Belastungszunahme von Halb- auf Vollast.

ganze Kammerraum in seiner Wirkung bei x_m konzentriert, für die Rechnung ist also nur x_m maßgebend. Nun sind für verschiedene tiefste Spiegelsenkungen x_m, die von 1,2—2,0 steigend angenommen sind, die notwendigen Kammerinhalte als Funktion der dem Schachtquerschnitt umgekehrt proportionalen Größe ε ausgerechnet, und zwar bei der offenen Kammer für verschiedene Lagen der Oberkante x_0. Der Kammerquerschnitt ist dabei gleich weit angenommen. Die Ergebnisse sind in Abb. 6 dargestellt. Die unterste, stark ausgezogene, mit Saugkammer bezeichnete Kurve stellt die bei Anordnung der Saugschwelle notwendigen Kammerinhalte dar. Die Raumersparnisse bei verschiedenem Schachtquerschnitt ε sind klar ersichtlich. In den gestrichelten Kurven sind die Raumersparnisse bei verschiedener Lage der Kammeroberkante x_0 nochmals für sich herausgezeichnet. Dabei sind die Schachtvolumina auf Höhe der Kammer noch abgezogen, die Kurven geben also die vollständigen Ersparnisse. Man sieht, wie diese mit der Höhe der Kammer zunehmen. Sie belaufen sich auf etwa 10—40%.

Nun sei eine Kammer von 4 m Höhe, deren Ober- und Unterkante 7 und 11 m unter dem tiefsten Absenkziel liegen, angenommen. Daraus

$$x_m = \frac{11}{7{,}84} = 1{,}4,$$

$$x_0 = \frac{7}{7{,}84} = 0{,}89.$$

Aus den Kurven unter $x_m = 1{,}4$ findet man bei $\varepsilon = 40$ einen notwendigen Kammerinhalt für die offene Kammer von 0,183, für die Kammer mit Saugschwelle 0,125, und eine Ersparnis unter Berücksichtigung des Schachtinhaltes auf die Höhe der Kammer, der bei der Saugkammer noch hinzu zu addieren ist, von 0,044. Umgerechnet erfordert also die Kammer bei Anwendung der Saugschwelle einen Rauminhalt von $0{,}125 \times 8820 = 1100$ m³, und die Ersparnis beträgt $0{,}044 \cdot 8820 = 390$ m³, d. s. rund 35% des Kammerinhaltes. Die Kammer müßte mit $4 \cdot 4$ m² Querschnitt auf eine Länge von rd. 70 m über dem Stollen ausgesprengt werden.

DIE SCHIEBEFALTTORANLAGE AN DEN GROSSEN FLUGZEUGHALLEN AM ZENTRALFLUGHAFEN BERLIN.

Von Dipl.-Ing. Emil Schäffer, Berlin.

Am 2. Juli d. J. fand vor geladenen Gästen eine Besichtigung der neu erbauten Flugzeughallen am Tempelhofer Feld statt. Das große Interesse, das den neuen Hallen in Fachkreisen entgegengebracht wird, und das in erster Linie der hier zur Verwendung gelangten neuen Torkonstruktion gilt und auch aus den zahlreichen Anfragen über nähere Angaben hervorgeht, läßt es zweckmäßig erscheinen, eine ausführliche Beschreibung der Anlage zu geben.

In Heft 28/29 des 6. Jahrganges dieser Zeitschrift wurde die Eisenkonstruktion der Flugzeughallen erläutert, so daß

Abb. 1.

heute nur die Toranlage selbst zu behandeln sein wird. Abb. 1 zeigt die Hallen im fertigen Zustande.

Die vier großen Öffnungen von je 40 m l. Weite und 8 m l. Höhe werden von je einer Toreinheit, die in einzelne Flügel

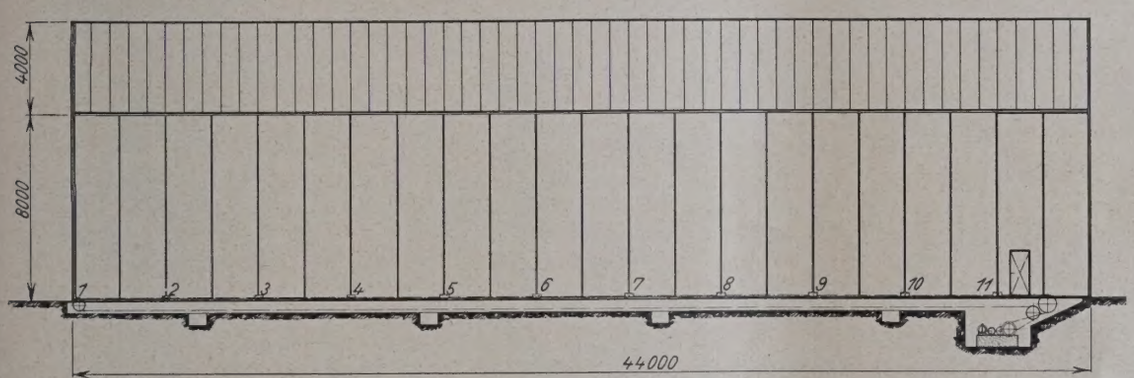


Abb. 2. Ansicht des geschlossenen Tores.

von 2 m Breite und 8 m Höhe aufgelöst ist, verschlossen (vgl. Abb. 2). Jeder Flügel besteht aus eisernen Rahmen aus **U**-Eisen NP. 12 mit kräftigen Querriegeln und Diagonalen aus Winkeleisen und der Füllung aus 3 cm starken, beiderseits gehobelten und gespundeten Bohlen aus bestem Kiefernholz. Die einzelnen Flügel sind durch Scharniere, die in Kugellagern laufen, miteinander verbunden, und diese Scharniere befinden sich, wie aus Abb. 3 und 4 ersichtlich, abwechselnd einmal auf der Innen- und einmal auf der Außenseite der Torfläche. Diese Anordnung ermöglicht die Faltung der Tore am Ende der Öffnung. Die Torflügel sitzen je zwei auf zweirolligen Wagen aus Stahlguß, und zwar immer jeweils an jenem Ende, an dem sich das innere Scharnier befindet, da diese Wagen bis zum Torende auf der unteren geraden Schiene S laufen. Die betreffenden Scharniere sind an diesen Stellen gleichzeitig als Drehzapfen ausgebildet, welche in den Bügeln der Wagen gelagert sind, und werden außerdem zwecks Verhinderung des Kippens der Wagen von kräftigen Backen gefaßt. Aus Abb. 5 ist die Konstruktion der Wagen sowie die Anordnung der unteren Laufschienen im Schnitt zu ersehen. Durch diese Wagen und die am entsprechenden oberen Ende der Flügel außen angeordneten Zwangsrollen werden diese Stellen verhindert, von der geraden, ungebrochenen Linie der Schiene S, die eine normale Eisenbahnschiene ist, abzuweichen.

An den Flügelenden, an denen sich die äußeren Scharniere befinden, sind an geeigneten Stellen an der Innenseite sowohl unten als auch oben wagerecht laufende Rollen angebracht, die an dem senkrechten Schenkel der aus Winkeleisen bestehenden Zwangsschiene W abrollen. Auch diese Zwangsschiene läuft die ganze Hallenhauptöffnung entlang neben der Schiene S in gerader Richtung, solange wie die Torscheibe eben bleiben soll. Erst am Ende der Toröffnung beschreibt die Zwangsschiene einen Bogen nach dem Halleninnern zu und zwingt diejenigen Stellen der Torflügel, an denen die Scharniere außen sitzen, zu einer Bewegung nach innen. Die entsprechend angeordnete obere Führungsschiene bewirkt die gleiche Bewegung, so daß ein Klemmen der Tore bzw. ein Zurückbleiben oder Voreilen der oberen Torteile vermieden wird.

Das Tor läuft demnach unten mittels der erwähnten zweirolligen Wagen auf der Lauf- oder Fahrschiene, auf der das ganze Torgewicht ruht und die aus einer zwischen zwei Winkeleisenzwangsschienen angeordneten Eisenbahnschiene besteht. Im Grundriß ist die Lage der unteren Laufschiene aus Abb. 3 zu erkennen. Um die Ansammlung von Sand, Schmutz usw. in dem zwischen den Schienen liegenden Raum zu vermeiden, befindet sich unterhalb derselben ein durchlaufender Kanal, der in Abständen von 10 m seitlich erweiterte Reinigungsöffnungen hat. In diesem Kanal läuft auch ein Führungsseil auf seitlich befestigten Rollen vom Torende zur Winde. In der anderen Richtung liegt das Seil in der Rille zwischen Fahr- und Zwangsschiene. Am ersten bzw. letzten Torwagen ist dieses aus

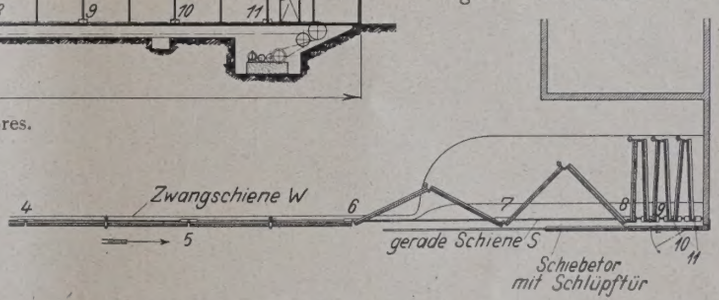


Abb. 3. Schema der Faltung.

bester Qualität hergestellte Drahtseil festgeklemmt, welche Stellen die Angriffspunkte der die Torbewegung vermittelnden Zugkraft bedeuten.

Das oben angeordnete Führungsschienensystem führt die oberen, ebenfalls in Kugellagern laufenden wagerechten Rollen längs einer den unteren Schienen entsprechenden Bahn. Es ist im Schnitt aus Abb. 5 und 6 ersichtlich und aus Winkeleisen in der gezeichneten Anordnung zusammengesetzt. Ein Führungsseil ist oben nicht vorhanden.

Im geschlossenen Zustande bilden sämtliche Torflügel eine Ebene, vgl. Abb. 2. Soll das Tor geöffnet werden, so wird an dem Wagen Nr. 1, der an dem der Winde entgegengesetzten

Torende sitzt, gezogen. Die ganze Torfläche wird nun in der Richtung zur Winde geschoben, wobei der in der Bewegungsrichtung vorderste auf dem Wagen 11 ruhende Flügel durch die Zwangsschiene abgeschwenkt wird und sich parallel zur Querwand stellt. Vgl. dazu die Abb. 3.

Durch die geschilderte Anordnung der Scharniere und Schienen werden die nächsten Flügel nachgezogen und bewegen sich, an der Schienenkurve angekommen, in der gleichen Weise wie der erste, bis sämtliche Flügel, Fläche an Fläche aneinanderliegend, am Ende der Toröffnung zusammengefaltet sind. Die Länge des Raumes, den das in diesem Zustande sich befindende Tor einnimmt, ist durch die Summe der einzelnen Wagenlängen gegeben, da nunmehr ein Wagen dicht an dem nächsten auf der Fahrschiene steht. Im vorliegenden Falle handelt es sich bei jeder Toröffnung um 11 Wagen von je 40 cm Länge, insgesamt also 4,40 m.

Die Breite hängt von der Torflügelbreite, die hier 2 m beträgt, und einem schmalen Laufgang von etwa 0,5 m an der Seite ab, ist also etwa 2,5 m, so daß sich neben den Toren ein Mann noch bequem bewegen kann. Um das in diesem Raum zusammengefaltete Tor zu verdecken, wurde außen ein großes Schiebetor von 4,50 m Breite und 8 m Höhe angeordnet, welches unten auf einer besonderen Schiene läuft, oben geführt und nur in ganz seltenen Fällen, etwa zu Vorführungs-, Reinigungs- oder Ausbesserungszwecken, beiseitegeschoben wird. In der Abb. 1 ist dieses Schiebetor, welches mit einer Schlupftür versehen ist, an dem Absatz in der Torfläche zu erkennen.

Der für das zusammengefaltete Tor bestimmte Raum ist unterkellert, um die maschinelle Einrichtung des Torantriebes unterzubringen. Es befindet sich hier ein vollkommen gekapselter Drehstrommotor von 5,7 PS int. Leistung, der die Winde in Tätigkeit setzt. Der Motor ist aus Sicherheitsgründen für einen horizontalen Seilzug von 2000 kg an der Trommel berechnet, um für alle Fälle eine genügend starke Triebkraft zu haben. Tatsächlich beträgt der Seilzug unter Berücksichtigung der auftretenden Reibungswiderstände höchstens etwa 800 bis 1000 kg. Die Trommel ist zwecks Aufnahme eines auf- und ablaufenden Seiles von je 44 m Länge in zwei Lagen entsprechend lang ausgeführt. Das Windwerk besitzt einen Reservehandantrieb für den Fall, daß der Strom durch irgendeine Ursache unterbrochen sein sollte. Der Arbeitsvorgang ist derartig, daß zwei Windwerke, die zum Schließen zweier Hallenflügel vorgesehen sind, mittels zweier Kontroller so gesteuert werden, daß das Öffnen und Schließen der beiden Tore gleichzeitig erfolgen kann. Es findet mithin eine Umlage von Seilen oder eine andere umständliche Handhabung nicht statt. Die Bedienung für das Öffnen und Schließen der Tore liegt in der Hand nur eines Mannes und kann von einem bestimmten Punkt der Halle aus gleichzeitig und jederzeit erfolgen. Außerdem hat das Windwerk eine elektromagnetisch gesteuerte Bremse, die den Vorteil besitzt, daß beim Anlassen des Motors durch den Kontroller gleichzeitig ein Anheben des Bremshebels durch den Magneten erfolgt und beim Einschalten des Motors der Magnet sofort einfällt, die Bremse also in Tätigkeit tritt und den Nachlauf schnell abstoppt. Dieser Vorgang wiederholt sich an den Endstellungen der Torflügel, indem an jedem Ende derselben ein Endschalter vorgesehen ist und mittels eines Abweisers, der an einem Torflügel befestigt ist und mitwandert, die Endschalter in Tätigkeit setzt und durch die Schaltung auch im Moment das Windwerk abstoppt.

Die Steuerung des Motors erfolgt durch einen Kontroller mit Widerstand und Handrad, welcher aus feuerpolizeilichen Gründen in einem gasdichten Blechkasten an der Seitenwand der mit Riffelblech abgedeckten Grube eingebaut ist.

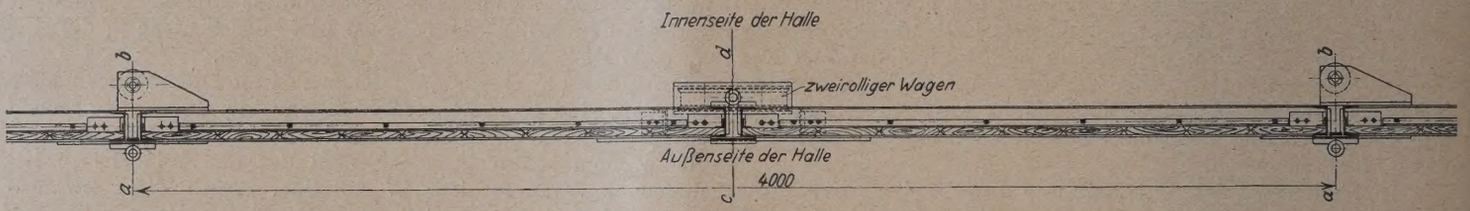


Abb. 4. Horizontalschnitt durch die Torflügel.

Die Seilgeschwindigkeit beträgt etwa 10 m in der Minute, so daß das Öffnen bzw. Schließen eines Tores etwa 4 Minuten dauert.

Wie seinerzeit bereits erwähnt, ist diese hier erstmalig ausgeführte Toranlage nach einem der ausführenden Firma D. Hirsch, Berlin-Lichtenberg, patentierten System hergestellt (D. R.-P. Nr. 434 376). Der elektrische Antrieb, bestehend aus den Windwerken, Motoren und Seilen usw., wurde von der Maschinenfabrik Eduard Weiler, Berlin-Heinersdorf, geliefert. Das Funktionieren der Anlage läßt nichts zu wünschen übrig und hat die gestellten Anforderungen in weitestem Maße erfüllt. Die leichte, vollständig gefahrlose Bedienung, die nur ein Mann bewerkstelligt, das verhältnismäßig rasche Öffnen und Schließen sowie die elegante Ausführung erhöhen den vorzüglichen Eindruck, den die Tore machen, und bestätigen die Behauptung, daß mit dieser Konstruktion das Torproblem für Flugzeughallen in wirklich einwandfreier und schöner Weise gelöst wurde.

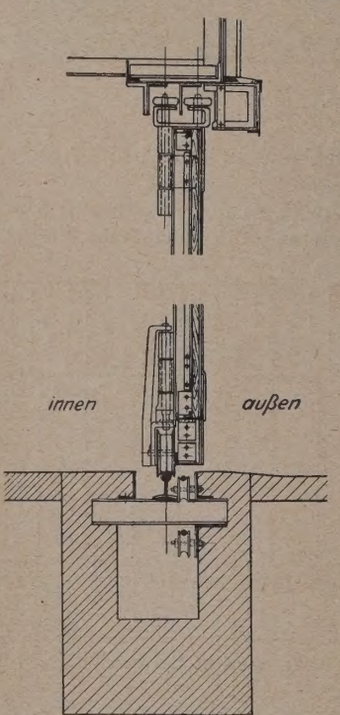


Abb. 5. Vertikalschnitt c—d durch den Torflügel.

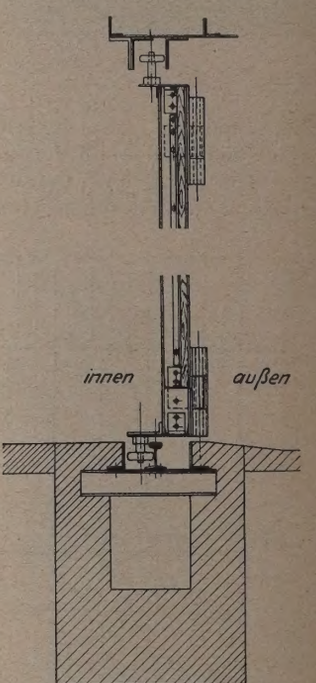


Abb. 6. Vertikalschnitt a—b durch den Torflügel.

DIE 22. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN EISENBAU-VERBANDES.

Die diesjährige Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes fand am 21. und 22. Oktober in der alten Kaiser- und ehemaligen Freien Reichsstadt Aachen statt. Wieder hatte sich neben zahlreichen, dem Verbande angehörenden Firmen ein großer Kreis von Vertretern der Reichs-, Landes- und städtischen Behörden eingefunden mit den Vertretern fast sämtlicher deutscher und einiger ausländischer Technischer Hochschulen, sowie vielen sonstigen hervorragenden Männern aus dem Gebiete von Technik und Wirtschaft.

Der 21. Oktober war der Erledigung interner Verbandsangelegenheiten vorbehalten. Bereits hier kam es zum Ausdruck, daß auch im abgelaufenen Geschäftsjahre die Lage der Eisenbau-Industrie trotz einer gewissen Zunahme des Auslandsgeschäftes keinerlei Verbesserungen erfahren hat[1]).

Nach Abschluß der internen Verhandlungen unternahmen die Mitglieder des D. E. V. mit der Mehrzahl der bereits erschienenen Gäste eine Besichtigung der baulich und landschaftlich gleich wertvollen Stadt, im besonderen des altehrwürdigen Domes mit seinen herrlichen Schätzen und des Rathauses mit seinen Festsälen und geschichtlichen Erinnerungsstätten. Am Abend des ersten Tages vereinte dann der D. E. V. Gäste und Mitglieder an einem Begrüßungsabend in der Gesellschaft „Erholung". Nur allzu schnell entschwanden hier, gekürzt durch hervorragende musikalische Darbietungen, die Stunden in angeregtem Meinungsaustausch.

Am zweiten Tage fand für Gäste und Mitglieder die Hauptsitzung im Auditorium maximum der Technischen Hochschule Aachen statt. Hier begrüßte zuerst mit herzlichen Worten der Vorsitzende des D. E. V., Herr Dr.-Ing. e. h. Eggers die zur Hauptversammlung Erschienenen, vor allem die Gäste des D. E. V., hierbei im besonderen der Technischen Hochschule Aachen für die dem Verbande gewährte Gastfreundschaft dankend.

Nach ihm hieß als „Hausvater" Seine Magnifizenz der Rektor der Technischen Hochschule Aachen, Professor Dr. Wentzel, den Eisenbau-Verband in den Räumen der Technischen Hochschule willkommen, hierbei seiner besonderen Freude darüber Ausdruck verleihend, daß der Verband diesmal den fernen Westen aufgesucht und die Stadt mit seinem Besuche geehrt und erfreut habe, die soviel Schweres in den letztvergangenen Jahren habe ansehen und erleben müssen.

Vor Eintritt in die eigentlichen Beratungen ergriff Herr Professor Dr.-Ing. Schachenmeier, München, das Wort, um im Namen und Auftrage der Technischen Hochschule München mitzuteilen, daß auf einstimmigen Beschluß der Münchner Bauingenieur-Abteilung von Rektor und Senat dem Oberingenieur der M. A. N., Herrn Jagschitz die Würde eines Ehrendoktors in Anerkennung seiner hervorragenden und grundlegenden Arbeiten zur Schaffung von wasserlosen Gasbehältern verliehen worden sei. Durch diese auf langjährigen schwierigen theoretischen Erwägungen und praktischen Erprobungen beruhenden, von hohem wissenschaftlichen Geiste getragenen Arbeiten sei eine vollkommene Neugestaltung der Gasbehälter bedingt, seien der Technik neue fruchtbare Wege gewiesen worden. Dies öffentlich anzuerkennen und hierfür zu danken, sei der Alma mater München ein Bedürfnis gewesen.

Die Reihe der Vorträge eröffnete im Anschluß an die entsprechenden Darlegungen des Vortages Herr Dr. Oelert, Berlin, mit Ausführungen zur „wirtschaftlichen Lage". Ausgehend von der weiterhin wenig erfreulichen Entwicklung der Eisenbau-Industrie im vergangenen Jahre wies der Herr Vortragende darauf hin, daß das geschäftliche Ergebnis ein noch weit schlechteres sein würde, wenn nicht durch die Vergebung einiger außerhalb des Rahmens der üblichen Bestellungen liegender, größerer Einzelbauten ein gewisser Ausgleich hervorgerufen worden wäre. Bei aller Anerkennung der Wichtigkeit eines starken Exportes dürfe — so führte Herr Dr. Oelert aus — nicht übersehen werden, daß der Inlandsmarkt nach wie vor das Rückgrat der Eisenbau-Industrie bilden müsse und daß deshalb die hier eingetretene Entwicklung nur mit schwerster Sorge verfolgt werden könne.

Unter Hervorhebung des starken Gegensatzes zwischen der geringen Beschäftigung einerseits und der weit größeren Schaffensmöglichkeit der Werke andererseits wies der Herr Vortragende auf die Notwendigkeit einer Anpassung an dieses geringe Arbeitsangebot hin, wobei aber nicht übersehen werden dürfe, daß entsprechend der Eigenart der Eisenbauerzeugnisse als Individualleistungen hier die Verhältnisse ungleich schwieriger lägen als bei anderen Industrien. Um leistungsfähig zu bleiben, sei die Eisenbau-Industrie gezwungen, auch in schlechteren Zeiten einen großen technischen Apparat aufrecht zu erhalten. Eine Beseitigung dieses Apparates würde aber für die Gesamtheit der Industrie eine Rückwärtsentwicklung zur Folge haben.

Auch die Aussichten für das neue Geschäftsjahr können im Gegensatz zu anderen Industriezweigen nach den vorliegenden bisherigen Ergebnissen nicht als günstig bezeichnet werden. Der ernsten Zukunft sähe die Deutsche Eisenbau-Industrie jedoch mit ungeschwächtem Wagemut entgegen.

Den zweiten Vortrag hielt Herr Reichsbahnrat Ehrenberg von der Reichsbahndirektion Schwerin über Knickversuche, die mit Druckstäben aus der inzwischen ausgewechselten, in den Jahren 1885/1886 von Harkort erbauten Eisenbahnbrücke über die Warnow bei Niex ausgeführt wurden. Sämtliche Stäbe zeigten überraschend hohe Tragfähigkeit und beweisen, daß den Brückenbauanstalten schon vor etwa 40 Jahren im Schweißeisen ein Baustoff zur Verfügung stand, der allen Anforderungen entsprach.

Den auf Veranlassung der R.B.D. Schwerin durch das staatliche Materialprüfungsamt in Lichterfelde durchgeführten Versuchen lag die Aufgabe zugrunde, durch Messungen mit sehr empfindlichen Instrumenten das Verhalten der zu prüfenden Stäbe unter Einwirkung genau bekannter, bis zum Eintreten des Bruches stetig gesteigerter Lasten zu ergründen, um aus den gemachten Beobachtungen Hand in Hand mit der Theorie die Erkenntnisse beim Vorgang der Knickung zu vertiefen. Während man derartige Versuche bisher mit Stäben nicht unterteilter Knicklänge auszuführen pflegte, bestand das Neue bei den vorliegenden Versuchen darin, daß die Versuchsstäbe in doppelter Feldlänge in die Prüfmaschine eingebaut wurden, wobei die Knotenpunkte in der Mitte der Versuchsstäbe festgehalten wurden. Neben dieser neuartigen Versuchsanordnung beanspruchen die Versuche auch wegen der Bauart der Stabquerschnitte der Versuchsstäbe besonderes Interesse. Die Querschnitte aller Versuchsstäbe waren im Gegensatz zu der heute üblichen Bauweise gegliedert ausgeführt. Bei einem Teil der Stäbe bestand der Querschnitt nur aus vier weit auseinander gestellten Winkeleisen mit Flacheisenvergitterung in vier Ebenen. Aus dem umfangreichen Zahlenmaterial der Messungsergebnisse wurden die wichtigsten Angaben über die Kräfteverteilung in den Querschnitten und Bindungen, über die bei der Belastung eingetretenen Verformungen sowie über die teilweise überraschend hohe Tragfähigkeit der Stabgebilde und anderes mehr herausgeschält, zeichnerisch aufgetragen und den Zuhörern durch Lichtbilder vermittelt. Die Versuchsergebnisse erbrachten teilweise eine Bestätigung früherer Erkenntnisse und ließen wichtige Schlüsse auf das Verhalten derartig gebauter Stäbe unter den Betriebslasten sowie auf die Beurteilung ihrer Betriebssicherheit zu.

[1]) Vergleiche hierzu den in Heft 43 vom 22. Oktober 1926 abgedruckten „Bericht des Deutschen Eisenbau-Verbandes über das Geschäftsjahr 1925/26".

Zur Untersuchung herangezogen waren Stäbe des Unter- und Obergurtes und der Wand. Trotzdem diese Stäbe in ihrer Querschnittsform nach der heute bevorzugten Ansicht mit ihren Einzelteilen wenig günstig gelagert sind, und nicht ausreichend steif, namentlich in der neutralen Achse verbunden erscheinen, liegen ihre Knickspannungen doch im allgemeinen stets etwas höher als die Materialstreckgrenze, ein Zeichen einmal für das hervorragende Schweißmaterial der vergangenen Zeit, zum andern ein Beweis für die günstige Wirkung des ziemlich kräftigen, durch einfache Flacheisendiagonalen an allen vier Seiten gebildeten Querverbandes der einzelnen Stabteile.

In der lebhaften Aussprache, die sich an den sehr bemerkenswerten Vortrag anschloß, nahm als erster Herr Geheimrat Dr. Dr. Schaper das Wort, um zunächst auf die ähnlichen Zwecken dienstbaren Knickversuche hinzuweisen, die seinerzeit bei der Ruhrorter Brücke durchgeführt worden waren und die im Gegensatz zu den hier behandelten Stäben Querschnitte mit fester Bindung der senkrecht stehenden Gurtteile durch eine steife Traverse in der wagerechten Schwerachse aufwiesen; der hier gewählten inneren Querschnittsaussteifung kämen erhebliche Vorzüge namentlich bezüglich einer gleichmäßigen Kräfteverteilung auf die einzelnen Querschnittsteile zu.

Auf das Material der Prüfungsstäbe ging Herr Professor Memmler, Lichterfelde, an der Hand von Lichtbildern genauer ein, besonders hervorhebend, daß im Gegensatz zu manchen früher geäußerten Anschauungen das hier verwendete hervorragende Schweißmaterial eine normale, feste Streckgrenze aufweise.

Auf das für die Brücke seinerzeit gewählte System — ein Fachwerk-Ausleger-Träger mit kurzen, nach den anschließenden Dämmen geführten Vollwandschleppträgern — und den Grund für diese Systemwahl, bedingt durch den moorigen Baugrund, kam anschließend Herr Dr. Brunner von der Firma Harkort, der seinerzeitigen Erbauerin, zu sprechen. Die Versuche haben einwandfrei erkennen lassen, daß das damalige Material ein hervorragend gutes gewesen sei; wenn die Konstruktion selbst schlank, zum Teil dünn erscheine, so habe das seinen Grund in den besonderen Verhältnissen, unter denen seinerzeit die Brücke für eine belgische Gesellschaft mit einem Geringstaufwand an Kosten und demgemäß Eisen hätte gebaut werden müssen. Trotzdem habe sich aber das von Seifert und Barkhausen geschaffene Werk bestens bewährt.

Herr Reichsbahndirektor Kommerell machte auf den unter Umständen bemerkenswerten Unterschied aufmerksam, der bei der Beanspruchung der Stäbe im Bauwerk, also im Betrieb, und bei den wissenschaftlichen Prüfungen der Stäbe im Materialprüfungsamt bezüglich der Stabfestigkeit eintreten könne, da im letzteren Falle stets für eine vollkommen zentrale Krafteintragung gesorgt werde, auf die in vielen Fällen im Bauwerk selbst nicht gerechnet werden könne. Dieser Ansicht stimmte auch Herr Dipl.-Ing. Rein in seinen Ausführungen zu, zugleich hervorhebend, daß der erhebliche Unterschied zwischen der Bruchspannung des Ruhrorter Stabes und der im Vortrag behandelten erklärlich wird bei der Betrachtung der Verformung der Stäbe. Hierbei zeige sich deutlich, daß die Tragfähigkeit der Einzelstäbe maßgebend sei. — Gegenüber den früher untersuchten Druckstäben der Ruhrorter Brücke zeigten die hier geprüften ein sehr günstiges Querschnittsverhältnis zwischen Bindestäben und Gurtungen, außerdem aber auch eine vorzügliche Einspannung, wodurch sich die z. T. sehr hohen Bruchlasten erklären. Daß diese auch bei der Ruhrorter Brücke mit der Materialstreckgrenze zusammengefallen sei, wurde von Herrn Geheimen Baurat Dr. Dr. Schaper ergänzt.

Weiter wiesen noch Herr Dr. Rühl und Herr Geheimrat Professor Dr. Hertwig darauf hin, daß die gefundenen Ergebnisse bestens mit den üblichen, zur Beurteilung der Knickfestigkeit in der Praxis verwendeten Formeln übereinstimmen, bzw. daß die Versuche durchaus das gezeigt hätten, was zu erwarten war, und daß ihnen deshalb eine erhöhte praktische Bedeutung zukomme. Anschließend führte Herr Baurat Dr. Bohny aus, daß die Versuchsbrücke eine tadellose Werkstattsarbeit erkennen lasse, während sie in bezug auf ihre Eisenquerschnitte sonst als „Hungerkonstruktion" anzusprechen sei. Die Versuche hätten wiederum gezeigt, daß im unelastischen Bereich für die Knickung nur die Streckgrenze bestimmend sei. Zum Schluß wies nochmals Herr Wirklicher Geheimer Oberbaurat Dr. Zimmermann auf die konstruktiven Unterschiede der gedrungenen (Ruhrorter Brücke) und gesperrten (Warnowbrücke), hier zum Vergleich stehenden Querschnittsformen hin; jedenfalls liege ein für letztere Formen überraschendes Ergebnis vor, und die Frage bleibe offen, ob ein gesperrter Querschnitt nicht auch als einheitlich angesprochen werden könne.

Im dritten Vortrage sprach Herr Dipl.-Ing. Rein, Berlin, über die „Eisenbauten des Groß-Kraftwerkes Rummelsburg"[2]).

In Berlin wird gegenwärtig zwischen dem großen Güterbahnhof Rummelsburg und der Spree ein neues Kraftwerk erbaut, welches im ersten Ausbau mit einer Leistung von 300 000 kVA und mit seinen wärme- und maschinentechnischen Neuerungen als das größte und neuzeitlichste Elektrizitätswerk Europas bezeichnet werden darf.

Die Notwendigkeit, die heute mehr als zur Hälfte vom Fernstrombezug abhängige Berliner Stromversorgung von den damit verbundenen häufigen Störungen möglichst schnell frei zu machen, und der Zinsendienst für das 60 bis 70 Millionen Mark betragende Baukapital bedingen für das Werk die ungewöhnlich kurze Bauzeit von knapp einem Jahr.

Da bei der Neuartigkeit der Kessel- und Maschinenanlagen in weitgehendstem Maße der Änderungsmöglichkeit und geringstem Raumbedarf der Baukonstruktionen Rechnung getragen werden mußte, kam für die Ausführung aller Hochbauten — auch für das als Stockwerksbau ausgebildete Schalthaus und das Büro-Hochhaus — nur die Verwendung von Eisen als Konstruktionsmaterial in Frage.

Damit bot sich den deutschen Eisenbauanstalten Gelegenheit zu Leistungen, wie sie noch nirgends in der Welt erreicht sein dürften.

Die etwa 20 000 t umfassende Gesamtlieferung an Eisenkonstruktionen bestand zum wesentlichen Teil aus vollwandigen Rahmentragwerken und erforderte bei Einzelgewichten bis zu 36 t und bei den in Betracht kommenden Gebäudehöhen bis zu 40 m sowohl bei der Herstellung, besonders aber bei den in knappester Zeit zu bewältigenden Montagen, besondere Umsicht und vorzügliche Baustelleneinrichtungen.

Die wichtigsten Bauten, vor allen Dingen die Kohlenaufbereitung, die Kesselhäuser, das Schalthaus und die schöne Turbinenhalle, ferner die bei der Aufstellung dieser Hochbauten von den verschiedenen beteiligten Firmen angewendeten interessanten Verfahren werden von dem Vortragenden eingehend erläutert.

Das gleiche galt von den bedeutsamen, für den Betrieb des Werkes notwendigen Brückenanlagen, der sehr bemerkenswerten Kabelbrücke über die das Werk durchschneidende Cöpenicker Chaussee hinweg (einer Rahmenauslegerbrücke mit Portalstützen), einer Brücke für die Kohlenstaubableitung, einer Kohlenförder- und zweier Kohlenentladebrücken usw.

Die Erbauerin des Werkes ist die Berliner Städtische Elektrizitätswerke-Aktiengesellschaft. Mit der Bauausführung ist die A. E. G. beauftragt. — Der eigentliche Schöpfer des Werkes ist der inzwischen verstorbene Geheime Baurat Dr.-Ing. Klingenberg, dem in dem Werk ein gewaltiges Denkmal seines erfolgreichen Schaffens ersteht.

Sowohl die Eisenbauten selbst wie deren Montage zeigte der Herr Vortragende in zahlreichen Lichtbildern, welche die Großartigkeit des Gesamtbaues und seiner Einzelheiten, wie auch die Schwierigkeiten der Bauausführung widerspiegelten.

[2]) Auf dieses Werk mit seinen großartigen Eisenbauten wird seinerzeit in dieser Zeitschrift noch ausführlich eingegangen werden. Die Schriftleitung.

Im Anschluß an den Vortrag wurde von Herrn Direktor Döring dem Wunsche Ausdruck verliehen, daß der hier beschrittene Weg der Vergebung der umfangreichen Arbeiten an eine Anzahl von leistungsfähigen Werken — ein Weg, den die Reichseisenbahnverwaltung schon mehrfach in letzter Zeit mit bestem Erfolge beschritten hat — in Zukunft immer mehr gewählt werden möge; auf diese Weise würde auch mittelgroßen Werken eine Teilnahme an den Großbauten der Neuzeit ermöglicht werden.

Im Vortrag 4 behandelte Herr Reichsbahnoberrat Professor Dr. Skutsch, Berlin, die „Frage der Sicherheit und Bruchgefahr in ihrer Verknüpfung durch die wissenschaftliche Statik".

Wenn unsere Bauwerke immer gewaltiger, unsere Baustoffe immer zuverlässiger und ihre Kenntnis immer genauer, unsere Berechnungen immer feiner werden, so empfiehlt es sich wohl — so führte der Herr Vortragende aus —, von Zeit zu Zeit auch nachzuprüfen, inwieweit die Grundbegriffe, von denen wir beim Entwerfen ausgehen, den Ansprüchen von Wissenschaft und Wirtschaft noch genügen.

Ein Bauwerk muß zunächst einmal den äußeren Kräften standhalten. Nun kennen wir weder diese Kräfte, noch die Widerstandsfähigkeit des Bauwerkes so genau, daß die möglichen Irrtümer vernachlässigt werden könnten. Dieser Unsicherheit tragen wir Rechnung, indem wir — wie man sagt — mit m-facher Sicherheit bauen: d. h. so, daß die rechnungsmäßige Festigkeit das m-fache der rechnungsmäßigen Beanspruchung ist.

Der Zahlwert m darf um so niedriger sein, je besser wir über alle Umstände unterrichtet sind, die für die Festigkeit und für die Beanspruchung des Bauwerkes in Betracht kommen, und es liegt sicher im volkswirtschaftlichen Interesse, daß das beachtet und der Zahlwert m nicht schematisch nach allzu starren Vorschriften angesetzt wird.

Den Anhalt für eine rationelle Bemessung der sogen. Sicherheit im einzelnen Fall kann nur die Wahrscheinlichkeitsrechnung liefern. Das haben schon Hagen (1883), Martens (und vielleicht noch andere) ausgesprochen, eingehender ist der Gedanke aber erst ganz neuerdings von Max Mayer behandelt worden.

Die Werte, die uns die Erfahrung durch Versuche oder Beachtung von Vorgängen liefert, weisen eine mehr oder minder große Streuung um einen mittleren Wert auf. In seiner Nähe liegen, wenn viele Beobachtungen gemacht sind, die meisten Werte, im übrigen aber verteilen sie sich nach einem von Gauß entdeckten und vielfältig bestätigten Gesetz. Dieses Gesetz läßt nun — und das ist das Wichtige für uns — auch eine Extrapolition zu und gestattet damit einen Schluß, wie gering die Wahrscheinlichkeit einer größeren Abweichung von dem mittleren Beobachtungswert ist, mit dem wir zur Zeit noch ganz ausschließlich rechnen. Wenn man also eine gewisse, natürlich äußerst geringe Wahrscheinlichkeit des Bruches zuläßt, so kann man, wenn eine größere Zahl zweckentsprechender Beobachtungen vorliegt, daraus zugleich berechnen, wie hoch man mit der Beanspruchung gehen darf. Und ebenso kann man auch aus zahlreichen Messungen der äußeren Kräfte — z. B. des Winddruckes — extrapolieren, wie gering die Wahrscheinlichkeit ist, daß sie irgend welchen ungewöhnlich hohen Wert annehmen.

Man kann nun so vorgehen, daß man statt der bisher benützten Mittelwerte, von der Forderung einer gewissen sehr geringen Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens ausgehend, Grenzwerte berechnet, deren Überschreitung man als höchst unwahrscheinlich ansehen darf. Diesen Wert empfiehlt Mayer, indem er schließlich doch aus psychologischen Gründen noch einen kleinen, nicht auf Rechnung gestützten Sicherheitszuschlag von 25% macht.

Man kann aber den Gedankengang auch noch weiter verfolgen und die zuzulassende geringe Wahrscheinlichkeit eines Bruches nach dem besonderen Zweck des Bauwerkes verschieden annehmen. Auch hier kann nur die Wahrscheinlichkeitsrechnung helfen, und zwar im Zusammenhang mit Rentabilitätsberechnungen, die man allerdings nicht gern mit Fragen der Sicherheit verquickt. Indessen sind Grundlagen für die Berechnung von kurzlebigen, provisorischen Bauwerken oder von Schutzbauten, bei denen das Eintreten der vollen Belastung an sich schon sehr unwahrscheinlich ist, auf anderem Wege kaum zu gewinnen, ganz abgesehen von solchen Fällen, wo der durch etwaigen Bruch eintretende Schaden aller Voraussicht nach lediglich materiell und bezifferbar ist.

Mit einem hochbemerkenswerten Bauvorgang befaßte sich der fünfte Vortrag, und zwar mit dem „Umbau der Sternbrücke in Altona", von Reichsbahnrat Blunck, Altona.

Zu den schwierigsten und kühnsten Bauausführungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ist der Umbau der Sternbrücke in Altona zu zählen. Der Umbau war hauptsächlich aus folgenden Gründen sehr schwierig:

1. Über die Brücke sind täglich etwa 400 Stadtbahnzüge und 200 Fernzüge zu leiten. Dieser starke Eisenbahnverkehr mußte uneingeschränkt aufrechterhalten werden.

2. Der Straßenbahnverkehr und der Fußgängerverkehr unter der Brücke durften nicht unterbunden werden.

3. Die zahlreichen elektrischen Kraftstromleitungen, die Fernsprechkabel, die Gas- und Wasserleitungen und Kanäle, die sich über und unter der Brücke befinden, durften nicht unterbrochen oder beschädigt werden.

4. Die alte Brücke bestand aus einem zusammenhängenden viergleisigen Überbau. Um die Erneuerung der Brücke bei Aufrechterhaltung des Eisenbahnverkehrs vornehmen zu können, mußte diese erstmal in zwei zweigleisige Überbauten unter Verwendung von Unterzügen und zahlreichen Hilfsstützen aufgelöst werden.

5. Für die Montage der neuen zweigleisigen Überbauten war nur ein sehr beschränkter Platz auf der Südseite der Brücke vorhanden, die Brücke sonst aber von Häuserblocks umschlossen.

An Stelle der viergleisigen alten Brücke, deren Hauptträger teils fachwerkartig, teils vollwandig ausgebildet waren, haben zwei zweigleisige Überbauten aus Baustahl St. 48 mit durchlaufenden vollwandigen Hauptträgern von 69 bis 80 m Länge und 2,80 m Höhe mit je zwei eisernen Mittelstützen Verwendung gefunden.

Nachdem die Überbauten auf dem südlich der Brücke angeordneten Montagegerüst vernietet waren, wurden sie in zwei mächtigen eisernen Verschiebegerüsten mit Hilfe von vier Hubspindeln, die von 120 Mann bedient werden mußten, etwa 7 m gehoben und dann über die alte Brücke und die fahrenden Züge hinweg seitlich in ihre endgültige Achse verschoben und schließlich gesenkt.

Die Bauausführung erfolgte unter der Leitung der Reichsbahndirektion Altona durch die Firma Louis Eilers, Hannover. Sie stellt alles in allem eine ganz hervorragende Ingenieurleistung dar, auf die Auftraggeberin und Ausführende mit Genugtuung zurückblicken können. Die außergewöhnlichen Bauverhältnisse, die Überwindung aller der vielgestaltigen Schwierigkeiten beim Umbau, ließen einmal eine größere Menge von Lichtbildern, dann aber vor allem eine letzteren folgende kinematographische Vorführung der wichtigsten und bezeichnendsten Augenblicke der Bauausführung erkennen.

Im Anschluß hieran gab der Herr Vortragende noch einige wertvolle Mitteilungen über den Umbau der Elbebrücken in Hamburg.

Die beiden nebeneinander liegenden Eisenbahnbrücken über die Norderelbe in Hamburg von je 300 m Länge sind der Erneuerung bedürftig. Mit Rücksicht darauf, daß die Überbauten der eng benachbarten zweistöckigen Straßenbrücke im Freihafen als Zweigelenkbogen mit Zugband ausgeführt worden sind, wurde zur Erzielung eines einheitlichen Brückenbildes auch für die Überbauten der Eisenbahnbrücken, die früher als Lohseträger ausgebildet waren, das System des Zweigelenkbogens mit Zugband gewählt.

Die Montage der 6 neuen Überbauten aus Baustahl St. 48 von je 100 m Länge erfolgt auf den alten Überbauten. Dies hat den großen Vorteil, daß man ein gerammtes Montagegerüst erspart und dadurch von Hochwasser- und Eisgefahr verschont bleibt. Nach Fertigstellung jedes einzelnen Überbaues wird der zugehörige alte Überbau an den neuen angehängt und dann mit Hilfe von großen Kranen, die auf den Obergurten der neuen Überbauten verschieblich sind, in großen Einzelstücken ausgebaut. Die Ausführung dieser Montage wurde dadurch ermöglicht, daß man während einer Dauer von zwei Jahren den gesamten Güterzugverkehr behelfsmäßig über die neuerbaute benachbarte Straßenbrücke leiten und hierdurch je eine der beiden alten Eisenbahnbrücken vom Verkehr freimachen konnte. Die Ausführung nach den Plänen der Reichsbahndirektion Altona wurde der Firma Christoph & Unmack, Niesky O.-L., unter Hinzuziehung der Firmen Louis Eilers, Hannover, und Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf, übertragen.

Die Vorführung eines weiteren Films, der die Entstehung einer Eisenbahnbrücke in der Werkstatt und ihre Montage zeigte, beschloß den wissenschaftlichen Teil der anregend verlaufenen und wiederum stark besuchten Tagung.

Am Abende des zweiten Tages versammelten sich noch einmal die Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes mit ihren Aachener und auswärtigen Gästen im Festsaale des Quellenhofes zu einem gemeinsamen Essen. Einem jeden Teilnehmer an diesem werden die bedeutsamen und zu Herzen gehenden Worte in steter Erinnerung bleiben, mit denen zunächst der Vorsitzende des D. E. V., Herr Dr.-Ing. e. h. Eggers, des geschichtlichen Ortes der Tagung mit seinem guten und schicksalsschweren Erleben durch die Jahrhunderte hindurch und im besonderen in der Jetztzeit und der treuen Anhänglichkeit der alten Reichsstadt an Kaiser und Reich gedachte. Sein Hoch galt dem Deutschen Vaterlande und dessen Oberhaupt.

In gleich herzlicher Weise gedachte alsdann Herr Dr. de Gruyter der erschienenen Gäste. Als Sohn des Rheinlandes griff auch er hierbei zurück auf die ruhmreiche Geschichte dieses und erinnerte sich der schweren Tage, die ehedem und jetzt wieder dem deutschen Strom und seinen Landesteilen beschieden sind. Sein Dank galt im besonderen allen denen, die zur Durchführung der Hauptversammlung beigetragen, den Vortragenden, der Stadt Aachen, der Technischen Hochschule Aachen. Die zukünftige technische und wirtschaftliche Entwicklung des Rheinlandes, im besonderen des Aachener Bezirkes und der Stadt Aachen, behandelte in tiefgründigen fesselnden Ausführungen Herr Dr. Klönne, M. d. R., im besonderen die Frage des Rhein-Aachener Kanals in den Kreis seiner Betrachtungen ziehend. Sein Hoch galt der Stadt Aachen und dem Rheinland.

Namens aller Gäste dankte Seine Magnifizenz der Rektor der Technischen Hochschule Aachen, Herr Professor Dr. Wentzel. An den Ausdruck herzlichen Dankes dafür, daß der Deutsche Eisenbau-Verband diesmal nach Aachen gekommen sei, schloß er die Hoffnung, daß die zur Zeit noch so schwere und ungeklärte wirtschaftliche Lage sich bald bessern und hierdurch auch dem D. E. V. neue Aufgaben und vielgestaltige Arbeiten erwachsen mögen. Sein Glas widmete er dem Deutschen Eisenbau-Verband und den in ihm vereinigten Vertretern der deutschen Eisenbaukunst.

Noch lange am Abend blieben Gäste und Mitglieder des D. E. V. in anregender Unterhaltung vereint — ein schöner harmonischer Abschluß der in jeder Hinsicht bestens vorbereiteten und glänzend durchgeführten 22. Hauptversammlung. Und wenn zum Schluß als Abschiedsgruß von allen Seiten es erklang: „Auf Wiedersehen im kommenden Jahre im altehrwürdigen deutschen Danzig", so möge das eine gute Vorbedeutung für die 23. Hauptversammlung des Jahres 1927 sein. Möge alsdann der Jahresbericht auch von besserer Zeit und günstigeren Aussichten für den deutschen Eisenbau erzählen können. M. F.

HYDRAULISCHE VORLESUNGSVERSUCHSRINNE.

Von Professor Dr. Ludin, Charlottenburg.

Übersicht. Zur stärkeren Nutzbarmachung der Hochschul-Wasserbaulaboratorien ist es nötig, eine spezielle Lehrapparatur zu schaffen, die ausschließlich für Lehrzwecke zur Verfügung steht. Teile davon sollen sich auch zur Vorführung im Hörsaal eignen und einen ausgesprochenen Experimentalvortrag in Hydraulik und ihren Anwendungen ermöglichen. Beschreibung einer diesem Programm entsprechenden Kleinrinne von vielseitigster Verwendbarkeit.

Die reichbeschickte Abteilung der deutschen Technischen Hochschulen auf der Internationalen Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel hat gezeigt, wie fruchtbar die von den hydraulischen Hochschulinstituten von jeher verfolgte Verknüpfung des wasserbaulichen Versuchswesens und der Forschung mit den Aufgaben der Lehre der Hydraulik und ihrer praktischen Anwendung in Wasserbau und hydraulischer Maschinentechnik sein kann. Die im früheren, rein deduktiven Unterrichtsverfahren vom Schüler oft als abstrakt und dunkel empfundenen Lehrsätze der Hydraulik werden durch die Ableitung an Hand des Versuchs durchsichtig und durch die anschauliche Verknüpfung mit Aufgaben der Praxis lebendig; das Interesse des Schülers wird in ganz anderer Weise geweckt, als dies selbst durch den glänzendsten rein abstrakten Vortrag möglich wäre. Allerdings ist bei der heute noch fast ausschließlich geübten Methode, die Schüler von Zeit zu Zeit in das mit laufenden Anwendungsversuchen oder Forschungsarbeiten belegte Wasserbaulaboratorium zu führen oder ihnen in der großen Flußbau- oder hydraulischen Rinne einen eigens für diesen Lehrzweck aufgebauten Großversuch vorzuführen, noch nicht alles als wünschenswert Empfundene getan. Der Aufbau solcher Großversuche kostet viel Mühe und Zeit, Veränderungen, die didaktisch besonders wertvoll wären, sind umständlich und mit großem Zeitaufwand verbunden. Durch den, wohl den meisten heutigen Instituten anhaftenden Mangel einer gute Übersicht, Skizzier- und Schreibgelegenheit bietenden, dabei vor Ermüdung schützenden Unterbringungsmöglichkeit der Schüler geht (beim Stellungswechsel zwischen Laboratorium und Hörsaal) viel Zeit verloren. Auch ist es, wie jeder Lehrer weiß, schwer, im Laboratorium unter solchen Bedingungen einer größeren Anzahl von Hörern die nötige Aufmerksamkeit und Konzentration zu erhalten. (Das Gesagte gilt vor allem von dem stark besuchten Unterricht im allgemeinen Wasserbau und seinen Grundlagen, weniger natürlich von Spezialunterricht in „ausgewählten Kapiteln" oder im „Hydraulischen Versuchswesen" oder dergl., bei denen in der Regel eine Einteilung in wenige kleine Gruppen möglich sein wird, wodurch die erwähnten Nachteile wenigstens teilweise vermieden werden.)

Auf jeden Fall wird es als eine der besonderen Pflege würdige Aufgabe der hydraulischen Institute und Lehrstühle zu bezeichnen sein, die Einrichtung der Laboratorien beim Aus- und Neubau dahin zu entwickeln, daß eine bestimmte Apparaturgruppe (aus Rinnen, Röhren, Sickerkästen und dergleichen bestehend) ausschließlich für Lehrzwecke bereitsteht, wobei die einzelnen Apparate nach den Gesichtspunkten leichter Bedien- und schnellster Umbaubarkeit, geringer Betriebskosten und möglichst vereinfachter und drastischer Veranschaulichung der zu zeigenden Vorgänge zu entwerfen sein werden. Der Gesichtspunkt möglichster Maßstabgröße und die Ermöglichung höchster Meßgenauigkeit wird gegenüber dem in vielen Fällen zurücktreten müssen und auch ohne Nachteil: können.

Ein Teil der Apparate müßte in Abmessungen und Gewicht so gehalten werden, daß seine Vorführung in einem allgemeinen Hörsaal stattfinden kann, falls nicht, was natürlich immer

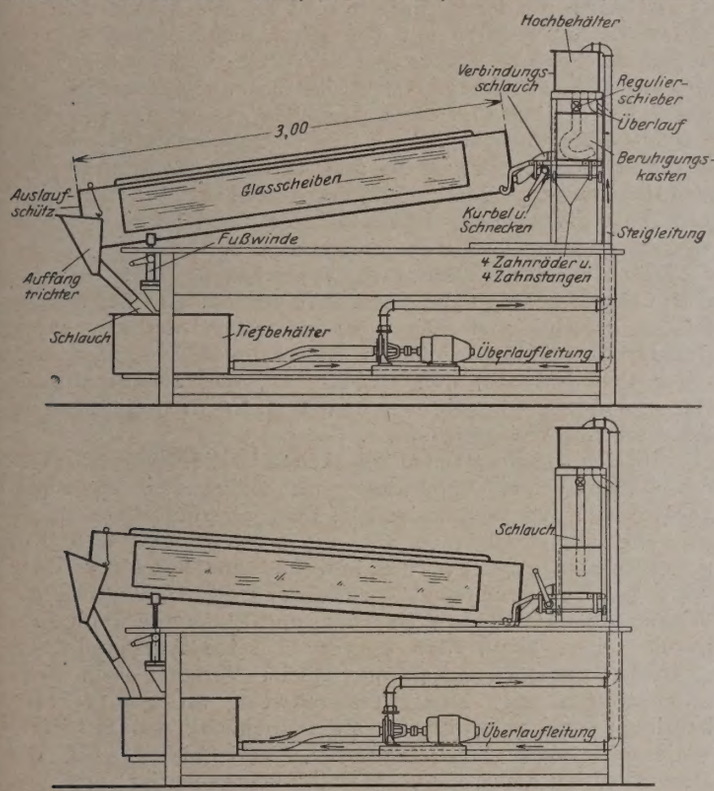


Abb. 1. Einstellung als Schlußrinne und „mit Gegengefälle".

anzustreben sein wird, das Laboratorium über einen unmittelbar an- oder besser: aufgebauten Hörsaal verfügt. Entwicklungsansätze in dieser Richtung stellen z. B. die von Prof. Möller in Braunschweig seit langem verwendeten kleinen Rinnen zum Aufzeigen der Wasserbewegung in Stromkrümmen und der Abhängigkeit der Wellenschnelligkeit von der Wassertiefe dar (vgl. „Die Wasserbaulaboratorien" von Matschoß und de Thierry, Berlin 1926).

Einen wichtigen Bestandteil einer derartigen Lehrapparatengruppe, bei der möglichst vielseitige Verwendbarkeit des einzelnen Apparates anzustreben wäre, kann die nach Angabe des Verfassers gebaute hydraulische Kleinrinne abgeben, die auf der Internationalen Ausstellung für Binnenschiffahrt und Wasserkraftnutzung in Basel 1926 im Stande des Wasserbaulaboratoriums der Technischen Hochschule Berlin ausgestellt war (Abb. 1 u. 2). Mit Hilfe dieser Rinnenapparatur läßt sich auch im Wasserbau mit verhältnismäßig einfachen Mitteln ein Experimentvortrag durchführen, wie er z. B. in der Physik und Chemie von jeher an den Technischen Hochschulen üblich war.

Der Zweck einer derartigen Rinne soll, wie gesagt, nicht in erster Linie sein, genaue wissenschaftliche Messungen zu ermöglichen (obwohl solche bei manchen Versuchsarten auch durchaus noch möglich sind), die Rinne soll vor allem dazu dienen, dem Hörer ein anschauliches Bild der im Vortrag behandelten hydraulischen Vorgänge zu geben. Da eine derartige Rinne für alle Lehranstalten, die sich mit Hydraulik befassen, namentlich auch für solche, die über kein Wasserbaulaboratorium verfügen, von Interesse sein dürfte, sei im folgenden eine kurze Beschreibung gegeben:

Die Rinne ist 3 m lang, 0,36 m hoch und hat eine lichte Weite von 0,10 m. Das geringe Maß dieser lichten Weite ist ausschlaggebend für die Handlichkeit des ganzen Apparates. Die Seitenwände und die Sohle sind durchsichtig aus Spiegelglasscheiben hergestellt, die an beiden Enden durch je 0,30 m lange gegeneinander durch Winkeleisen versteifte eiserne Blechkästen („Rinnenköpfe") gefaßt sind. Das Wasser tritt zunächst in einen Hochbehälter, der mit einem Überlauf versehen ist. Von dort fällt es durch einen Regulierschieber mit Schlauchansatz in einen durch eine Zahnstangenführung senkrecht verstellbaren, der Beruhigung und Oberwasserstandsregulierung dienenden Vorbehälter, der durch einen zweiten, mit Schnellkupplung versehenen Schlauch mit dem oberen Rinnenkopf verbunden ist. Zur letzten Beruhigung des der Rinne zufließenden Wassers befinden sich im oberen Rinnenkopf vier hintereinander geschaltete, auswechselbare Maschensiebe, deren Maschenweite von vorn nach hinten abnimmt.

Der untere Rinnenkopf ist durch einen Metall-Flachschieber, der den Abfluß des Wassers nach dem Tiefbehälter regelt und die Füllhöhe der Rinne beliebig einzustellen erlaubt, abschließbar.

Die Wasserbeschickung der Rinne geschieht entweder maschinell mittels eines tragbaren durch Schläuche eingeschalteten Elmopumpenaggregates von 1—1,5 PS-Leistung oder durch unmittelbaren Anschluß an die Hauswasserleitung und Kanalisation. Der Wasserbedarf beträgt 2—3 sl.

Die Rinne ist mit einer an dem oberen Rinnenkopf angebrachten Querstange auf einem Paar Tragarmen des Vorbehälters und am unteren Ende längsverschieblich auf einer kleinen Automobilwinde kippbar gelagert. Eine Kurbel mit selbstsperrendem Schnecken- und Zahnradgetriebe ermöglicht eine sehr leichte und schnelle Höhenverstellung des Vorbehälters. Man hat es in den Abmessungen der erwähnten ersten Ausführung in der Hand, die Rinne in ein Gefälle von + 1 : 7 (fallend) bis — 1 : 12 (steigend) einzustellen.

Wasserturm und Rinne können getrennt transportiert werden, so daß der ganze Apparat von zwei Mann mit Hilfe vorgesehener Klemmschraubenbefestigungen auf jedem Vorlesungstisch innerhalb von 20 Minuten vor der Vorlesung auf-

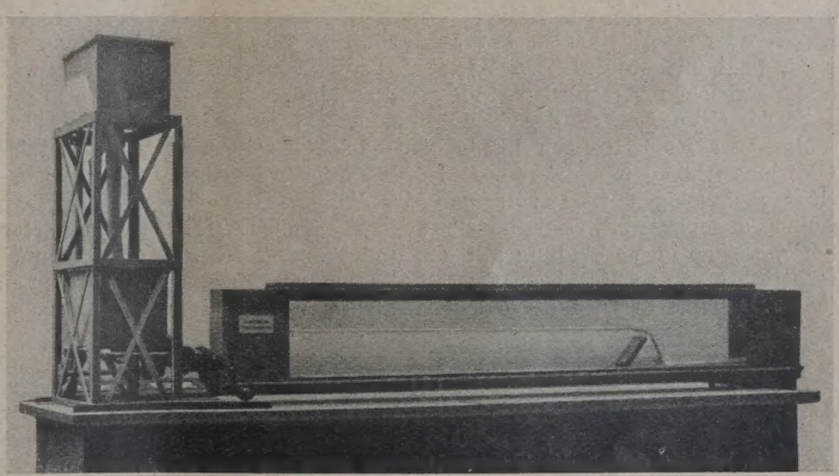


Abb. 2. Rinne mit Einsatzbrett in Dachwehrstellung.

gestellt und nach derselben ebenso rasch wieder entfernt werden kann.

Die Verwendbarkeit der Rinne ist außerordentlich mannigfaltig.

Zahlreiche hydraulische Vorgänge lassen sich schon mit einem einfachen rechteckigen, oben und unten abgerundeten Brettstück, dessen Seitenwände mit Gummi bekleidet sind, veranschaulichen (vgl. Abb. 2). Flach auf den Boden gelegt, läßt dieses Modell die Spiegelabsenkung beim Eintritt des Wassers in Werkkanäle erkennen. Durch anhebendes Drehen um das untere Ende des Brettes entstehen die Formen der

Floßgasse und des Schußwehres. Dreht man das Brettchen über 90° hinaus, so erhält man die Form der überströmten Eisenbetonhohlwehre. Man kann die Erscheinung des angeschmiegten und freien, des belüfteten und unbelüfteten Strahls vorführen (Abb. 2 läßt erkennen, wie hinter dem Strahl ein luftverdünnter Raum entsteht, in den das Unterwasser hochgesaugt wird).

Durch Heben und Senken des Unterwasserspiegels mit Hilfe des Absperrschiebers entstehen: Grundschwelle, unvollkommener und vollkommener Überfall. Mit demselben einfachen Brettstück lassen sich auch alle hydraulischen Vorgänge beim Öffnen und Schließen von Schützen zeigen.

Sehr einfach läßt sich mit senkrecht gehaltenen, verschieden profilierten Holzplatten eine Reihe von Versuchen über den Brückenstau und die Kolkwirkungen an Pfeilereinbauten zeigen.

Ähnliche Versuchsreihen über Wehrstau mit wechselndem Zufluß und veränderlicher Unterwasserhöhe wie mit dem erwähnten einfachen Brettchen kann man auch mit eigens hergestellten Spezialmodellen entwickeln; von denen hier nur genannt seien:

1. Sturzwehr mit veränderlichem Absturzboden und verschiedenartigen Kolkschutzmitteln (in Verbindung mit Kiesbettung), 2. Doppelschützenwehr, 3. Walzenwehr usw.

Die gleichförmige, ungleichförmige, stationäre und unstationäre Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen läßt sich in mannigfaltigen Abwandlungen in der Rinne vorführen.

Wasserschwall und Wassersunk in Fließkanälen, die Ausbildung gedämpfter und angefachter Schwingungen lassen sich durch geeignete Handhabung der Ein- und Auslaßorgane sehr leicht und schön darstellen.

Beim Hochstellen der Rinne als Schußrinne läßt sich der Übergang vom Strömen zum Schießen und ein sehr charakteristischer Wassersprung zeigen.

Bei der Einstellung der Rinne mit Gegengefälle erkennt man sehr schön die Absenkungskurve.

Das Wesen der Geschiebebewegung läßt sich in schematischer Form auf einem eingebrachten Sandbett gut darstellen. Ebenso der Einfluß der Bettrauhigkeit auf die mittlere Wassergeschwindigkeit (durch Einlegen verschiedener Sätze von Blech- oder Eternitplatten auf Sohle und Wände, die bald glatt, bald mit aufgeklebten Kieseln, Krautwuchsimitationen und dergleichen verschieden rauh gehalten sind.

Die Grundgesetze der Bewegung des Wassers in geschlossenen Rohrleitungen lassen sich gleichfalls in unserer Glasrinne schön demonstrieren. Es ist dazu nur die Beschaffung einer rechteckigen 1—2 m langen, der lichten Rinnenweite genau angepaßten „Deckplatte" aus biegsamem Material nötig, welche in Verbindung mit den drei Wänden der Rinne eine Röhre von rechteckigem Querschnitt herzustellen erlaubt. (Diese Deckplatte wird hergestellt aus Gummi mit Einlage, etwa 8 mm stark oder in rolljalousieartiger Konstruktion aus einer 2 mm starken Gummiplatte mit aufgeklebten dicht aneinander gereihten Hartgummiquerleisten von trapezförmigem Querschnitt. In der Deckplatte sind an drei bis vier Stellen, paarweise angeordnet, mit Gummischlauchmanschetten verwahrte Löcher von 15—20 mm Lichtweite vorzusehen, durch welche gläserne Piezometer- und Pitoröhren eingeführt werden, um die Drucklinie und die Energielinie zu zeigen.

Mit Hilfe dieser biegsamen Deckplatte kann unter anderem das Venturimeter dargestellt und es kann der Einfluß verschieden starker Abrundung an der oberen und unteren Rohrmündung, die Ablösung in konischen Röhren bei zu schneller Erweiterung und ähnliches gezeigt werden.

Eine weitere interessante Versuchsreihe läßt sich an einem eingebrachten Sanddamm durchführen. Auf der wasserseitigen Böschung eingelegte Uranidstreifen zeichnen durch Grünfärbung die Sickerlinien an. Man kann die Durchsickerung unter Spundwänden, den Grundbruch, das Zerstören eines Dammes durch Überströmen und ähnliche Erscheinungen in anschaulicher Weise vorführen.

Mit den angedeuteten Möglichkeiten ist die Verwendbarkeit des beschriebenen Apparates noch keineswegs erschöpft. Die schmale und verhältnismäßig tiefe Glasrinne kann durch eine ungefähr gleich lange, aber 0,5 m breite und nur 0,12 m tiefe Blechrinne ersetzt werden, in welcher man in schematischer Weise die Ausbildung und Verwilderung von Flußbetten, die Wirkung von künstlichen Eingriffen und Einbauten wenigstens soweit zeigen kann, daß ein durch seine Anschaulichkeit haftender Eindruck erzielt oder (beim Vorhandensein eines Laboratoriums mit großer nur zeitweilig verfügbarer Flußbaurinne) eine gute, in den Zusammenhang des zeitlichen Vorlesungsganges gut eingepaßte, Vorbereitung für die Demonstration am größeren Modellfluß gegeben ist.

In ähnlicher Weise wie die erwähnten zwei Rinnen kann man schließlich eine kleine Sammlung von mit Glaswänden versehenen Schaukästen mit fest eingebauten Spezialmodellen anlegen, die gleichfalls durch rasch lösbare Schlauchkupplungen zwischen dem Vor- und dem Tiefbehälter des Umlaufapparates eingeschaltet werden können. So lassen sich die verschiedenen Arten von hydraulisch betätigten Wehrverschlüssen (Trommel, Dach, Klappen- usw. Wehre), Saugüberfälle u. a. m. vorführen.

Es würde zu weit führen, alle Anwendungsmöglichkeiten der beschriebenen Rinnenapparatur anzuführen. Jeder Lehrer wird sich seinen Bedürfnissen entsprechende Versuche ausarbeiten.

Die auf der Ausstellung in Basel zur Schau gestellte Apparatur möge als erster, mit bescheidenen Mitteln durchgeführter Versuch dieser Art gewertet werden. Der Verfasser würde sich freuen, wenn seine Anregungen zu Nutz und Frommen der Wasserbaukunst bei Lehrern und Schülern Anklang finden würden.

EINSTURZ DER ODERBRÜCKE BEI GARTZ a. d. ODER.

Von Dipl.-Ing. Franz Rollomann-Habicht, Potsdam.

Wie bereits durch die Tageszeitungen bekannt geworden, ist am Sonntag, dem 19. September 1926, gegen 11 Uhr vormittags, die neuerbaute Oderbrücke bei Gartz a. d. Oder aus bisher nicht aufgeklärter Ursache zusammengestürzt. Die Brücke stand unmittelbar vor der Vollendung und sollte am Sonntag, dem 26. September der Stadt Gartz übergeben werden.

Die Brücke überwindet die Oder in drei Öffnungen, von denen die beiden seitlichen eine Spannweite von je 38 m und die mittlere eine solche von 58,2 m haben (siehe Abb. 1). Den Überbau bilden Zweigelenkbogen mit Zugband, während die Fahrbahnplatte als kreuzweise armierte Platte ausgebildet worden war.

Bemerkenswert an der Brücke ist einmal die Verwendung hochwertigen Zements für sämtliche Überbauten und von Baustahl 48 für die rein auf Zug beanspruchten Bauglieder, zum anderen, daß die Herstellung der genannten Brücke von einer schwimmenden Beton-Mischanlage aus im Gußbetonverfahren vorgenommen wurde. Während der Bauausführung wurde die Herstellung dauernd durch Anfertigung von Probebalken, Zement- und Kiesproben kontrolliert[1]).

Nach dem Bericht von Augenzeugen ist der Einsturz so vor sich gegangen, daß der südliche Strompfeiler, der die festen Bogenauflager trug, sich langsam senkrecht nach unten bewegte und den Mittelbogen sowie den südlichen Seitenbogen mit sich riß. Hierbei glitten die Bogen der Mittelöffnung von ihrem beweglichen Auflager auf dem nördlichen Strompfeiler ab und fielen rd. 14 m tief in das Strombett, wobei sie sich gleichzeitig

[1]) Über die Konstruktion der Brücke, die sehr interessante Einzelheiten aufweist, werden wir später, nach Abschluß des Untersuchungsverfahrens, einen ausführlichen Aufsatz bringen.

Abb. 1. Ansicht der Brücke.

rd. 2 m nach Süden vorschoben. Der südliche Bogen schob sich ebenfalls rd. 1 m über das sein bewegliches Auflager tragende Landwiderlager hinaus und fiel mit dem stromseitigen Ende in den Fluß (Abb. 2). Bei dem Einsturz der Brücke wurden die Bogen der Mittelöffnung ungefähr an den Stellen, wo die ersten Windverstrebungen ansetzten, zerstört (Abb. 3). Der Beton an den Bruchstellen zeigt eine einwandfreie Beschaffenheit. Die Mörtelfestigkeit ist so groß, daß die Bruchfuge mitten durch die aus Granit bestehenden Schotterstücke hindurchgeht.

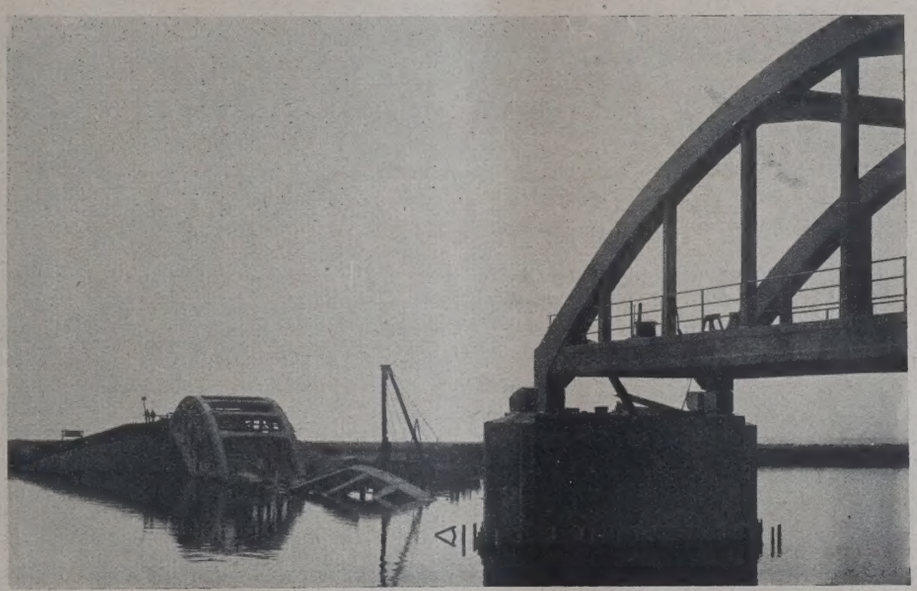


Abb. 2. Übersicht über die Unfallstelle.

Auch die Fahrbahn des Mittelbogens scheint die außerordentlich hohe Beanspruchung verhältnismäßig gut ausgehalten zu haben. Wenigstens zeigt das kurze Stück der Fahrbahn der Mittelöffnung, soweit sie über das Wasser ragt, nur geringe Beschädigung.

Die südliche Seitenöffnung ist — wie erwähnt — mit dem einen Ende auf dem Lager liegen geblieben, während sie mit dem anderen Teil in den Fluß, ebenfalls rd. 13 m tief, stürzte. Es ist erstaunlich, wie gut die Konstruktion hierbei die übermäßig großen Beanspruchungen ausgehalten hat. Der ganze Bogen zeigt, soweit er über Wasser besichtigt werden kann, auch nicht die geringste Beschädigung.

Es dürfte möglich sein, diesen Bogen nach seiner Wiederaufrichtung wieder zu verwenden, während der Mittelbogen gänzlich beseitigt werden muß.

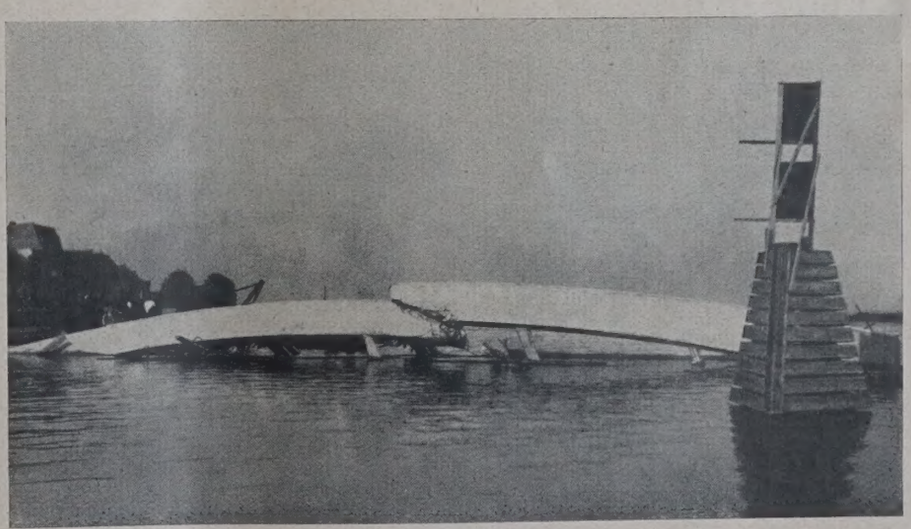


Abb. 3. Ansicht des gebrochenen Mittelbogens.

Wenn die Untersuchungen über die Ursache des bedauerlichen Unglücksfalles auch noch nicht abgeschlossen sind, so steht jedoch bereits so viel fest, daß der Grund des Einsturzes nur in einem Versagen des unter Wasser liegenden Teiles des südlichen Strompfeilers zu suchen ist.

Die Untersuchungen über den Grund der Zerstörung des südlichen Strompfeilers sind noch im Gange, über sie wird seinerzeit berichtet werden.

Ergänzend hierzu teilt der Deutsche Beton-Verein das Folgende mit:

Die Bauwelt und insbesondere der Beton- und Eisenbetonbau haben ein begreifliches Interesse daran, bald näheres über die Ursachen des Brückeneinsturzes bei Gartz zu erfahren.

Einzelheiten über die Unfallursache können jedoch nicht mitgeteilt werden, solange die gerichtliche Entscheidung nicht gefallen ist.

Nach unseren bisherigen Feststellungen läßt sich indessen schon heute sagen, daß der Brückeneinsturz mit der Eisenbetonbauweise an sich nichts zu tun hat.

Da wir nicht in der Lage sind, in ein schwebendes gerichtliches Untersuchungsverfahren einzugreifen, behalten wir uns weitere ausführliche Veröffentlichungen bis nach Abschluß des Verfahrens vor.

Deutscher Beton-Verein (E. V.)

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Verdoppelung der oberen Sonebrücke in Ostindien.

Die eisernen Überbauten für das zweite Gleis der 3,2 km langen Eisenbahnbrücke über den Sonefluß zwischen den Landschaften Bihar und Orissa in Ostindien konnten wegen des dichten Zugverkehrs nicht vom ersten Gleis aus auf die (schon vorhandenen) Steinpfeiler abgesetzt, mußten aber in der hochflutfreien Zeit von acht Monaten eingebaut werden. Es sind deshalb die Hauptträger der 93 Öffnungen von je 30 m Lichtweite mittels eines fahrbaren Auslegers im ganzen eingesetzt worden. Die Hauptträger (einfache Fachwerkträger), die in Stücken bis 5 t aus England kamen, wurden auf den Werkplätzen an beiden Ufern neben dem Auslegergleis links und rechts je drei auf Quermauern zusammengebaut und durch untergefahrene Rollwagen mit Hebewinden an den Auslegerwagen herangebracht. Der Auslegerfachwerkträger überspannte auf zwei vierachsigen Drehgestellwagen die letzte fertige Öffnung und überkragte mit 36 m die nächste leere Öffnung (Abb. 1 u. 2). Die beiden Hauptträger für die neue Öffnung

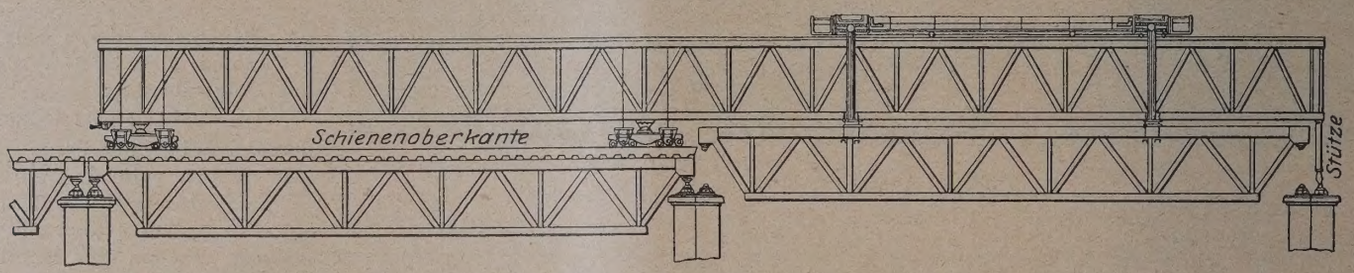


Abb. 1.

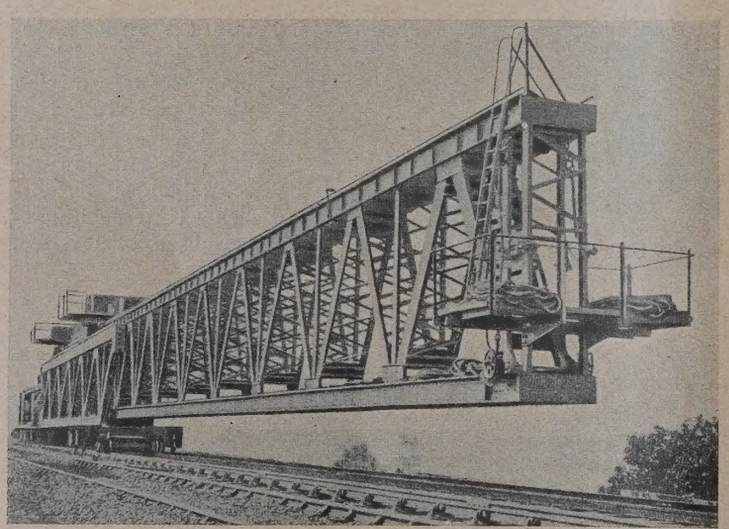


Abb. 2.

hingen während der Fahrt zwischen den Drehgestellwagen links und rechts an einem langen Laufkran auf den Obergurten (Abb. 2). An der Einbaustelle, wo die genaue Einstellung nicht die Schiebelokomotive, sondern Wagenrücker bewerkstelligten, wurde zunächst das freie Ende des Auslegers auf den Pfeiler abgestützt, durch Schraubenwinden mit Schneckenantrieb in der Stütze (Abb. 1) das Trägerende um das Maß der Durchbiegung (16 cm) angehoben, dann die neuen Hauptträger herangefahren und niedergelassen. Der ganze Vorgang dauerte 4½ Stunden, wobei die Fahrgeschwindigkeit 6 km in der Stunde nicht überschritt. Die dabei bewegten Lasten waren 70 t des Auslegerfachwerkträgers (einschl. 9,4 t Gegengewicht für den vorkragenden Teil), 20,5 t des Laufkrans, 70 t der beiden Hauptträger und 3,4 t der Stütze samt Windewerk, so daß auf eine Drehgestellachse bis 32,5 t kamen. Die Drehgestellwagen hatten die indische Breitspur (1,67 m), daneben aber auf Außenschienen noch vier Stützräder in 3,6 m Abstand, die mit kräftigen Schneckenfedern mit nur 25 mm lotrechtem Spiel in Querhäuptern gelagert waren. Während des Einbaues der Querverbindungen zwischen den Hauptträgern wurde mittels eines Kabels von einer hochstehenden Winde auf einen Plattformwagen nach der einstweilig abgesteiften Stütze auf dem Pfeiler der eiserne Belag, der Schotter und der Oberbau in kurzer Zeit mit wenig Handarbeit eingebracht. Für die Nietarbeiten an der Einbaustelle dienten durchweg Druckluftwerkzeuge, die ein fahrbarer Drucklufterzeuger (mit Benzinantrieb) versorgte. (Nach H. C. Muggeridge in Engineering vom 26. März, 2. u. 9. April 1926, S. 385—387, 417—419 u. 458—461 mit 36 Abb.) N.

Dichtung von durchlässigem Felsbaugrund mittels Asphalteinpressung.

Der feste Kalkfels unter dem Hales-Bar-Staudamm (Abb. 1) im Tennesseefluß bei Guild (Tennessee) zeigte sich nach der Fertigstellung des Stauwerkes als so durchlässig, daß sowohl das Einschwemmen von

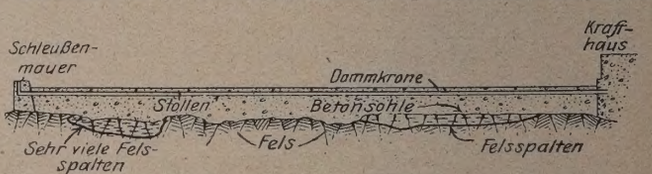


Abb. 1.

Lehm als auch das Abdecken der Flußsohle mit Schlackenbeton sich als unwirksam erwiesen. Die Untersuchung durch Bohrlöcher von einem Längsstollen in der Staumauer aus ergab sehr klüftige Felsstellen (Abb. 2) mit Durchflußgeschwindigkeiten in den Spalten bis 1,8 m/s und den Nachweis, daß das gestaute Flußwasser und nicht Grundwasser durchdrang. Die gewöhnliche Zementeinpressung versprach unter solchen Verhältnissen keinen Erfolg, dagegen zeigte eine Versuchsanlage, daß sich auch ein Rohr mit fließendem Wasser durch Asphalteinpressung schließen läßt, wenn der Asphaltstrang innen fließbar bleibt. Dies ist nach dem patentgeschützten Verfahren von G. W. Christians dadurch erreicht worden, daß der Asphalt an der Stelle, wo er aus dem Leitungsrohr durch seitliche Öffnungen in die Felsspalten austritt, elektrisch mittels Heizdrähten flüssig gehalten wird. Die äußere Asphaltschicht kühlt im Wasserstrom zwar ab und wird fest, verhindert aber dann die weitere Abkühlung nach innen und bleibt so nachgiebig, daß sie von dem flüssigen Asphalt in alle Höhlungen hineingedrückt wird (Abb. 3), wozu in Guild ein Druck von 20 at genügt hat. Nach Arbeitsunterbrechungen wird der Asphalt durch die Heizdrähte in kurzer Zeit wieder flüssig und kann dann weiter eingepreßt werden. An Geräten waren in Guild nur nötig ein Asphaltschmelzkessel, eine Förderpumpe für die zuletzt 300 m lange Leitung und vier kleine Druckpumpen zum gleichzeitigen Bedienen von vier Bohrlöchern. Mit der zunehmenden Zahl der geschlossenen Spalten wurde das Auffinden der noch offenen immer schwieriger, so daß nach Einpressen von rd 2220 m³ Asphalt durch 68 Bohrlöcher die unverhältnismäßig hohen Kosten für die Beseitigung der verbleibenden unwesentlichen Durchlässigkeit nicht mehr darangewendet wurden. (Nach George W. Christians, Ingenieur in Chattanooga, in Engineering News-Record vom 20. Mai 1926, S. 798—802 mit 9 Abb.) N.

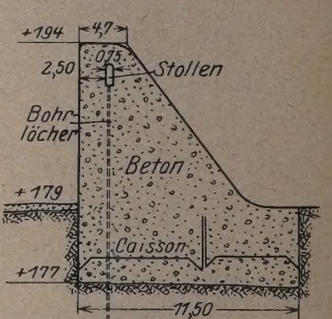


Abb. 2.

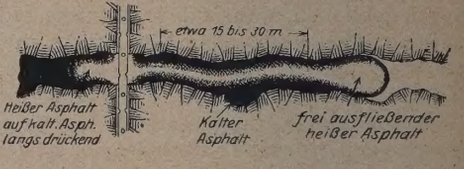


Abb. 3.

Vereinheitlichung der wissenschaftlichen Forschungsarbeit in Holland.

In der Zeitschrift De Ingenieur vom 4. Juli 1925 gibt der Hauptschriftleiter, Ingenieur van Sandiek, eine Übersicht über den Inhalt des im Februar 1925 erstatteten Berichtes der von den Ministern für Unterricht, Kunst und Wissenschaften, Inneres und Landbau eingesetzten Kommission zur Untersuchung der Frage, wodurch und in welcher Form die angewandt-wissenschaftliche Forschung im höheren Maße der Allgemeinheit im Lande dienstbar gemacht werden kann. Die am 30. Juni 1926 eingesetzte Kommission besteht aus Professor Dr. F. A. F. C. Went, Utrecht, als Vorsitzendem, Professor Dr. G. von Iterson, Delft, als Sekretär, den Herren Prof. J. H. Aberson, Wageningen; Dr. F. E. Posthuma, s'Gravenhage; Prof. Ing. J. P. de Vooys, s'Gravenhage; Dr.-Ing. Dr. F. G. Waller, s'Gravenhage, und dem Administrator der Kgl. Akademie der Wissenschaften A. G. Koenders als zweitem Sekretär.

Der Bericht zerfällt in 14 Hauptteile: Einrichtung der Kommission; Bedeutung der angewandt-naturwissenschaftlichen Forschung für die Wohlfahrt; verschiedene Art angewandt-naturwissenschaftlicher Untersuchung; Unabhängigkeit und Zusammenarbeiten von reiner und angewandt-naturwissenschaftlicher Forschung; Aufgabe der Obrigkeit hinsichtlich der angewandt-naturwissenschaftlicher Forschung; Schwierigkeiten allgemeiner Art, die mit der meist gewählten Form der Wahrnehmung angewandt-naturwissenschaftlichen Forschung von Obrigkeits wegen verbunden sind, Vorteile und Nachteile der angewandt-naturwissenschaftlichen Forschung in privaten Betrieben und Anstalten; gegenwärtige Organisation angewandter naturwissenschaftlicher Forschung im Lande und ihre Mängel, und zwar a) Reichsprüfungsanstalten, b) Laboratorien für „Research work", c) angewandte naturwissenschaftliche Forschung in Laboratorien von Universitäten und Hochschulen, d) Einziehen von Gutachten auf angewandt-naturwissenschaftlichem Gebiet durch die Obrigkeit, e) die naturwissenschaftliche Abteilung der Kgl. Akademie der Wissenschaften als beratendes Organ für die Regierung, f) die „Wetenschappelijke Advies-Commissie"; — weiter Allgemeinheit und Ursachen des Mangels an Organisation. — Organisationen des Auslandes: Frankreich, England, Vereinigte Staaten von Amerika, Schweiz, Schweden, Norwegen, Dänemark, Deutschland; — die beabsichtigte neue Organisation: a) Geldliche Unterstützung durch die Regierung in Form von Zuschüssen, b) Verwaltung des Zuschuses durch seinen Ausführungsausschuß, c) Vorschlag der Mitglieder des Ausschusses durch ein besonders zu berufendes Spezialkollegium, d) Zuziehung von Regierungsvertretern als außerordentliche Mitglieder, e) Unterstützung des Ausführungsausschusses durch einen Rechnungs- und Verwaltungsdienst und Unterrichtung durch eine beratende Kommission, f) Unterausschüsse der beratenden Kommission zur Wahrnehmung besonderer Belange, g) das Forschungs- und sonstige Personal der Laboratorien kommen nicht mehr in den Staatsdienst, h) erworbene Rechte der gegenwärtigen Beamten werden gewahrt; — Umfang der beabsichtigten Organisation, Vorteile des gedachten Planes, Schlußwort.

Das genannte Kollegium soll sich zusammensetzen aus 24 Mitgliedern, und zwar:

1. Fünf durch die naturwissenschaftliche Abteilung der Kgl. Akademie der Wissenschaften,
2. fünf durch das „Koninklijk Instituut van Ingenieurs,
3. fünf durch Gewerbeverbände, besonders durch folgende: Vereinigung niederländischer Arbeitgeber, Allgemeine Arbeitgebervereinigung, christliche Arbeitgebervereinigung, Verband niederländischer Fabrikantenvereinigungen und die Niederländische Gesellschaft für Handel und Gewerbe,
4. fünf durch landwirtschaftliche Organisationen zu bezeichnende,
5. dem Vorsitzenden des Kollegiums der Seefischerei,
6. dem der Handelskammern von Amsterdam und Rotterdam,
7. dem der Kgl. Vereinigung „Koloniaal Instituut".

Dazu als Vorsitzender der Vorsitzende der naturwissenschaftlichen Abteilung der Kgl. Akademie der Wissenschaften von Amts wegen.

Durch die einheitliche Leitung soll einerseits die innige Berührung zwischen dem Personal der Prüfungs- und Interrichtsanstalten und den Forschern in den Forschungslaboratorien gefördert, andererseits dem mit wissenschaftlichen Forschungen Beschäftigten die nötige Bewegungsfreiheit gesichert werden. Weiter erwartet man davon ein größeres Interesse für und Beschäftigung mit den angewandten Naturwissenschaften seitens des Handels und der Industrie und größere finanzielle Opferwilligkeit.

Viele Vorteile der privaten Einrichtungen sollen gesichert bleiben, wie stärkerer Anreiz zur Entwicklung von Initiative, Vereinfachung von Formalitäten bei Ernennung und Verabschiedung, Fortfall zahlloser Verwaltungs- und Rechnungserschwerungen. Anderseits sollen die Nachteile vermieden werden, wie plötzliche Einschränkung der Forschungsarbeit aus geldlichen Gründen, geringe Möglichkeiten überzählige Arbeitskräfte in anderer Tätigkeit zu beschäftigen, Abliefern unvollständiger Arbeit. Vor allem soll ein mit solcher Autorität ausgestatteter Ausschuß Maßnahmen treffen können, um Einheitlichkeit zu schaffen, wo jetzt Zersplitterung herrscht, Doppelarbeit und Übergreifen in andere Arbeitsgebiete zu vermeiden, und eine rationelle Verteilung der Kräfte einzuführen. Hier soll jeder, der Belehrung durch die Wissenschaft sucht, sie sicher finden. Die Regierung wird wohlfeilere und bessere Gutachten als jetzt erhalten. Der Privatmann hat eine Gewähr dafür, daß ihm, wenn er die Wissenschaft um Belehrung und Hilfe anruft, auch geholfen wird durch den, der dazu am meisten berufen ist. B.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Vollendung des Mittelland-Kanals.

Zu den Aufgaben, deren Erfüllung sich die Reichswasserstraßenverwaltung nach dem Haushaltsplan des Reichsverkehrsministeriums für das Rechnungsjahr 1926 vorgenommen hatte, gehörte die Einleitung der eigentlichen Bauarbeiten auf der Reststrecke des Mittellandkanals östlich Peine noch nicht. Wie in Heft 12 dieser Zeitschrift bei zusammenhängender Besprechung dieser Aufgaben ausgeführt ist, enthielt der Haushaltsplan nur Mittel zur Fortsetzung der Vorarbeiten. Es konnte aber die begründete Hoffnung ausgesprochen werden, daß nachträglich noch weitere Haushaltmittel bereitgestellt werden würden, die ermöglichten, die eigentlichen Bauarbeiten noch im Jahre 1926 zu beginnen. Diese Erwartung ist in Erfüllung gegangen. Der Nachtragshaushalt 1926, der zur Zeit den gesetzgebenden Körperschaften zur Beschließung vorliegt, enthält u. a. auch 14,7 Mill. RM für die Bauarbeiten am Mittellandkanal östlich Peine. Ende Oktober schon sind auf besonderen Beschluß der Reichsregierung die Bauarbeiten eingeleitet und die vorbereitenden Ausführungen aufgenommen worden. Es ist damit zu rechnen, daß die Bauarbeiten auf der ganzen Strecke des Hauptkanals zwischen Peine und dem Anschluß an den Ihlekanal bei Burg entsprechend dem auf 7 Baujahre bemessenen Bauprogramm bis Ende des Rechnungsjahres in Gang gekommen sein werden.

Die Einleitung der Bauarbeiten hat in der Tagespresse ein lebhaftes Echo geweckt. In seltener Übereinstimmung der Auffassung wurde dieses Ereignis von allen Seiten begrüßt, wobei begreiflicherweise vor allem die große unmittelbare Wirkung der Arbeiten, die Linderung der Erwerbslosigkeit in Mitteldeutschland und die Beschäftigung der an Auftragsmangel leidenden Industrie allgemein anerkannt wurde. Doch darf über diesem wertvollen unmittelbaren Nutzen die weit größere Bedeutung des begonnenen Werkes für die Zukunft der deutschen Volkswirtschaft nicht vergessen oder unterschätzt werden. Hierauf ist notwendig hinzuweisen, weil sich gegen manche Kanalpläne, welche aus Anlaß der Aufstellung eines Arbeitsbeschaffungsprogramms durch die Reichsregierung und weiterhin des Beschlusses zum Beginn der Arbeiten am Mittellandkanal neu aufgelebt und vielfach ohne ausreichende wirtschaftliche Begründung öffentlich propagiert worden sind, auch gerade in der Tagespresse heftiger Widerspruch erhoben hat. Es besteht die Gefahr, daß Einwände, die gegen unwirtschaftliche Kanalpläne vielleicht ihre Berechtigung besitzen, im Eifer der Auseinandersetzung irrtümlicherweise auch auf wirtschaftlich notwendige Kanalpläne übertragen werden. Zu den notwendigsten aber gehörte die Vollendung des Mittellandkanals. Seine volkswirtschaftliche hohe Bedeutung steht, wie eingehende Untersuchungen gezeigt haben, außerhalb jeder Diskussion.

Die eingeleiteten Arbeiten bilden die letzte Etappe in der Ost-West-Verbindung der deutschen Ströme und Herstellung eines geschlossenen deutschen Wasserstraßennetzes; mit ihnen wird in wenigen Baujahren ein Werk, dessen Anfang Jahrhunderte zurückliegt, zum Abschluß gebracht werden. Damit stehen wir am Beginn einer neuen Epoche des Verkehrswesens, welche endlich die immer wieder geforderte, jedoch nicht erreichte planmäßige Arbeitsteilung zwischen Reichsbahn und

Reichswasserstraßen wird bringen müssen. Erst die Vollendung des Mittellandkanals stellt das Reichswasserstraßennetz ebenbürtig neben das Verkehrsnetz der Reichsbahn.

Der Entwicklungsabschnitt, dessen Ende nunmehr bevorsteht, beginnt mit der Bildung eines östlichen Wasserstraßennetzes. In dem Stromgebiet der Elbe, Oder und Weichsel erleichterte der günstige Verlauf schiffbarer Nebenflüsse wie Havel, Spree, Netze, Warthe den künstlichen Zusammenschluß durch Kanäle zum Netz. Die frühzeitige und ununterbrochene Zugehörigkeit dieser Stromgebiete zum gleichen politischen Territorium förderte einen baldigen planmäßigen Wasserstraßenausbau. Die ersten Querverbindungen, deren Herstellung mit den Namen des Großen Kurfürsten und Friedrichs des Großen verbunden ist, sind bis in die jüngste Zeit fortschreitend erweitert, ergänzt und ausgebaut worden. Das östliche Wasserstraßenverkehrsnetz weist heute für alle wichtigeren Beziehungen des Fernverkehrs im Osten Wasserstraßenverbindungen auf. Nur fehlt der Verkehrsweg über die Elbe hinaus nach Westen.

Die Pläne zur Verbindung auch der westdeutschen Ströme Rhein, Ems und Weser miteinander und weiter mit der Elbe sind ebenfalls alt. Sie konnten aber greifbare Gestalt nicht annehmen, solange diese Stromgebiete einer Unzahl von Kleinstaaten mit widerstreitenden Interessen angehörten. Die Geschichte dieser Pläne ist ein wenig erfreuliches Spiegelbild der politischen Geschichte. Erst um die Mitte des vorigen Jahrhunderts, nach Bildung Großpreußens und Herstellung der Reichseinheit lebten diese Pläne auf und sind seither nicht mehr zur Ruhe gekommen. Im Jahre 1886 forderte der Preußische Landtag die Verbindung des Rheins mit der Elbe. In den Jahren 1899 und 1901 legte die preußische Regierung entsprechende Gesetzesentwürfe ihrem Landtage vor. Obwohl sie sich jedoch mit ungewöhnlichem Nachdruck für deren Annahme einsetzte, lehnte das preußische Abgeordnetenhaus beide Vorlagen ab, hauptsächlich, weil die damals stark agrarisch orientierten Rechtsparteien von der Verbilligung der Frachten ein allzu starkes Eindringen ausländischen Getreides in ihre inländischen Absatzgebiete befürchteten. Die preußische Regierung entschloß sich dann im Jahre 1904, dem Landtage den Bau des Kanals nur bis Hannover vorzuschlagen. Nach Annahme ihrer Vorlage hat sie diesen Bau bis zum Jahre 1916 durchgeführt. Ende des Krieges bestand somit neben dem östlichen Kanalnetz ohne Verbindung mit ihm ein westliches aus Rhein, Ems und Weser entstandenes Netz mit einem ostwärts bis Hannover vorgestreckten Ast. Die Verbindung zwischen Hannover und der Elbe dagegen war unausgeführt, das Wasserstraßennetz ein Torso geblieben.

Zwischen den Wirtschaftsgebieten der beiden unverbunden nebeneinander bestehenden Verkehrsnetze besteht von jeher ein reger und mit fortschreitender Industrialisierung stetig zunehmender Güteraustausch, bei dem der Westen Kohle, Eisen, Düngemittel und andere Industriestoffe, der Osten Getreide, Mehl, Grubenholz und sonstige Erzeugnisse der Land- und Forstwirtschaft liefert. Beide Gebiete ergänzen sich daher aufs glücklichste in Erzeugung und Verbrauch lebensnotwendiger Güter. Der Güteraustausch vollzieht sich in großen Massen und auf weite Entfernungen. Seine Frachten haben Wirkung auf weitverzweigte Gebiete der Wirtschaft und beeinflussen erheblich die allgemeinen Produktionsbedingungen. Bei diesen Verhältnissen ist das gewiesene Transportmittel das Binnenschiff. Obwohl sich seine billigen Frachten nur unvollkommen auswirken können, solange das Hindernis zwischen Weser und Elbe den unmittelbaren Verkehr abriegelt, ist doch die Binnenschiffahrt an dem Güteraustausch zwischen West und Ost von jeher in großem Umfang beteiligt gewesen. Allerdings mußten ungünstige Umwege eingeschlagen und Zwischentransporte über See oder über die Eisenbahn, z. T. sogar über das Ausland (Rotterdam) eingeschaltet werden, wodurch kostspielige Umladearbeiten notwendig wurden. Die Belastung durch weite Umwege und häufigen Umschlag verteuerten die Transporte so sehr, daß wichtige binnenländische Absatzgebiete an die ausländischen Konkurrenten verlorengehen mußten, wie z. B. große Teile Mitteldeutschlands an die englische Kohlenindustrie.

Erst im Weltkrieg hat der bitter empfundene Mangel einer leistungsfähigen Wasserstraßenverbindung zwischen West und Ost auch den Unbelehrbarsten von der zwingenden verkehrspolitischen Notwendigkeit der Vollendung des Mittellandkanals überzeugt. Im Jahre 1920 bewilligte die nach der Revolution gewählte Preußische Landesversammlung einstimmig die hierfür notwendigen Mittel. Sie verlangt dabei ausdrücklich, daß das Reich bei Übernahme der Wasserstraßen die Ausführung der nunmehr Preußen entzogenen Arbeiten sicherstelle.

Der Verabschiedung des preußischen Gesetzes waren lebhafte Auseinandersetzungen über die Linienführung vorausgegangen, bei denen außer preußischen Interessenten auch die Freistaaten Sachsen, Braunschweig, Anhalt und Thüringen beteiligt waren. Insbesondere wurde von den an dem Wirtschaftsgebiet der oberen Saale interessierten Ländern eine südliche Linienführung gewünscht. Eine Einigung auf die sogenannte Mittellinie kam jedoch zustande, als im preußischen Mittellandkanalgesetz außer dem eigentlichen Hauptkanal, d. h. der Kanalverbindung Hannover—Elbe noch eine für 1000-t-Schiffe befahrbare Verbindung zum Wirtschaftsgebiet der oberen Saale, der sogenannte Südflügel, aufgenommen wurde. Unter Benutzung und Ausbau der entsprechenden Strecken der Elbe und Saale und Herstellung von Zweigkanälen nach Staßfurt-Leopoldshall und nach Leipzig sollte dieses Gebiet an den Mittellandkanal und damit an das Wasserstraßennetz der Großschiffahrt angeschlossen werden.

Als im Jahre 1921 das Reich alle verkehrswichtigen Wasserstraßen übernahm, erklärte es sich bereit, den Bau des Mittellandkanals nach den Beschlüssen der preußischen Landesversammlung baldigst zu verwirklichen, soweit seine Finanzlage hierzu die Möglichkeit bietet. Wenn sich das Reich trotz seiner hoffnungslosen Lage, in der es sich damals nach jeder Richtung befand, hierzu verstand, so trug es damit dem Umstande Rechnung, daß die in seine Hand gelegten Wasserstraßen, die immerhin schon in ihrem unzulänglichen Ausbauzustand ¼ bis ⅕ des gesamten deutschen Binnenverkehrs leisteten, doch erst dann ein vollwertiges Mittel zur Durchführung wichtiger wirtschaftspolitischer Reichsaufgaben werden würden, wenn das Verkehrsnetz geschlossen sein würde. Erst dann würde es der Binnenschiffahrt möglich sein, ihren Frachtraum zweckmäßig dem Bedürfnis angepaßt einzusetzen und würde die Volkswirtschaft in den vollen Genuß der Vorteile des billigen Wasserweges gelangen.

Die in den Folgejahren der Inflation und der Stabilisierung herrschenden wirtschaftlichen und finanziellen Verhältnisse zwangen das Reich, sich zunächst auf die Fertigstellung der Arbeiten an dem Teilstück des Mittellandkanals von Hannover bis Peine und an dem anschließenden Zweigkanal nach Hildesheim zu beschränken. Dieses Teilstück, das den damals zum Vergleich stehenden Ländern gemeinsam war, hatte Preußen bereits im Frühjahr 1919 zur Bekämpfung der großen Arbeitslosigkeit als Notstandsarbeit in Angriff genommen. Die Arbeiten gehen hier ihrem Ende entgegen. Die Betriebseröffnung wird voraussichtlich Ende 1927 erfolgen.

An Versuchen des Reiches, auch für die übrigen Teile des Unternehmens die finanziellen Voraussetzungen zur Verwirklichung zu schaffen, hat es nicht gefehlt. Jahrelang wurden Verhandlungen mit den beteiligten Ländern, mit Kommunalverbänden und mit Industrievertretern gepflogen. Obwohl diese Verhandlungen nicht ohne greifbare Resultate blieben, vor allem immer wieder den übereinstimmenden Willen aller Beteiligten zeigten, unter allen Umständen sobald wie möglich das große Werk zu verwirklichen, und ihre Bereitwilligkeit zu bedeutenden finanziellen Opfern bewiesen, versprach der eingeschlagene Weg der Finanzierung über eine Gesellschaftsbildung aus den Beteiligten nicht die Schnelligkeit des Vorwärtskommens, die im Interesse des Verkehrs, aber auch im Hinblick auf die wachsende Erwerbslosigkeit notwendig erschien. Man griff daher auf die Vereinbarungen zurück, die

im Jahre 1921 zwischen dem Reich und den beteiligten Ländern getroffen waren, nach denen das Reich $^2/_3$, die beteiligten Länder $^1/_3$ der Baukosten übernehmen wollten. Als die Reichsregierung sich im Juli 1926 aus Anlaß der steigenden Erwerbslosigkeit mit Maßnahmen zur Verminderung der Erwerbslosenzahl befassen mußte und ein Arbeitsbeschaffungsprogramm aufgestellt wurde, fand hierin u. a. auch die Vollendung des Mittellandkanals Aufnahme. Über Umfang und Tempo der Bauausführung wurde mit den Ländern bald volle Übereinstimmung erzielt. Nur noch der Abschluß der Verträge mit ihnen über die Beteiligung an den Baukosten blieb abzuwarten. Die Verhandlungen hierüber zogen sich jedoch wider Erwarten in die Länge, obwohl über die grundsätzlichen Bedingungen keine Meinungsverschiedenheit bestand. Durch den kürzlich gefaßten Beschluß der Reichsregierung zum Baubeginn ist nunmehr auch dieses letzte Verzögerungsmoment aus dem Wege geräumt. Es wird bereits gebaut.

Das Bauprogramm zerfällt in zwei Teilabschnitte, von denen zunächst nur der erste Gegenstand der Verträge und damit von Interesse ist. Er umfaßt die Jahre 1926 bis 1935. In den Jahren 1926 bis 1932 soll der Hauptkanal mit den dazugehörigen Zweigkanälen nach Braunschweig und Magdeburg-Rothensee, mit der Elbüberbrückung und dem Anschluß an den Ihlekanal bei Burg und mit Elbabstiegen bei Niegripp elbabwärts und bei Rothensee elbaufwärts planmäßig fertiggestellt werden. Vom Jahre 1933 ab wird also schon Ruhrkohle auf dem unmittelbaren Wasserwege nach Mitteldeutschland kommen können. Im ersten Bauabschnitt soll weiterhin der Südflügel teilweise ausgeführt werden, und zwar soll die Saale, die bereits bis Halle für 400 t-Schiffe fahrbar ist, von Halle aufwärts bis Kreypau planmäßig für das 1000 t-Schiff ausgebaut und sollen die Zweigkanäle von Bernburg nach Staßfurt-Leopoldshall und von Kreypau nach Leipzig ausgeführt werden. Diese Arbeiten sollen bis zum Jahre 1935 fertiggestellt werden, so daß vom Jahre 1936 ab 400 t-Schiffe nach Merseburg, Leipzig und Staßfurt-Leopoldshall gelangen können. Neben diesen Arbeiten soll der planmäßige Ausbau der Saaletalsperren nebenher gehen.

Die Leitung der Arbeiten am Hauptkanal und am Südflügel liegt in der Hand des Oberpräsidenten (Elbstrombauverwaltung) in Magdeburg, die örtliche Bauleitung des Hauptkanals liegt den Kanalbauämtern Magdeburg, Neuhaldensleben, Oebisfelde, Fallersleben, Braunschweig und dem Bauamt Kanalabstieg bei Magdeburg ob, denselben Ämtern, die auch die bisherigen Vorarbeiten betrieben haben. Für den Südflügel sind zwei Bauämter in Merseburg und in Bernburg neu eingerichtet und die Besetzung des Wasser-Bauamts in Halle entsprechend verstärkt. Für den Elster-Saale-Kanal steht die Einrichtung eines weiteren Bauamts in Leipzig bevor.

Die Baukosten für die Vollendung des Hauptkanals mit seinen Nebenanlagen sind auf 273 Mill. RM., die für den ersten Bauabschnitt des Südflügels auf 90 Mill. RM. veranschlagt. Der weitaus überwiegende Teil der Gesamtkosten entfällt also auf den Hauptkanal. Da seine Fertigstellung im Laufe von 7 Baujahren erfolgen soll, von denen das Jahr 1926 nur noch zu geringem Teile in Betracht kommt, so ist für die Jahre 1927 bis 1932 mit ganz bedeutenden Aufträgen an das Tiefbaugewerbe, die Baustoffindustrie, die Brückenbauanstalten und mittelbar auch an die Maschinenindustrie zu rechnen. (Fortsetzung folgt.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 14. Oktober 1926.

Kl. 5 d, Gr. 14. T 30 040. Franz Trinko, Hamborn, Alexstr. 45 a. Selbstverpacker für Bergeversatz. 4. III. 25.

Kl. 20 i, Gr. 4. V 20 558. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Herzstückanordnung mit sanftem Einlauf für Vignolschienen. 12. IX. 25

Kl. 20 k, Gr. 9. K 91 485. Johan Gottfrid Kjellgren, Lidingö-Brevik, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Verfahren zur Herstellung von Verbindern für elektrische Schienenverbindungen. 29. X. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. K 91 486. Johan Gottfrid Kjellgren, Lidingö-Brevik, Schweden; Vertr.: Dipl.-Ing. J. Ingrisch, Pat.-Anw., Barmen. Verbinder für stromleitende Überbrückung von Schienenstößen an elektrischen Bahnen. 29. X. 24.

Kl. 80 a, Gr. 48. F 57 034. Edward D. Feldman, Berlin, Hollmannstraße 32. Form zur Herstellung T-förmiger Bauplatten mit über den Flansch der Bauplatte hinaus verlängertem Steg. 8. IV. 24.

Kl. 80 b, Gr. 5. S 70 076. Friedrich Spies, Velsen, Holl.; Vertr.: Dr.-Ing. E. Moldenhauer, Pat.-Anw., Düsseldorf. Verfahren und Vorrichtung zum Granulieren flüssiger Schlacke. 16. V. 25.

Kl. 80 b, Gr. 21. B 120 976. Carl Becker, Wiesbaden, Bierstadter Höhe 4. Verfahren zur Herstellung einer Überdecke für Tennisplätze. 27. VII. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. P 50 265. Fa. Prodor S. A. u. Dr. Marcel Levy, Genf, Schweiz; Vertr.: Dr. F. Düring, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung betonartiger Massen mit Hilfe von nichthydraulischen Bindemitteln. 15. IV. 25. Großbritannien 16. IV. 24.

Kl. 81 e, Gr. 126. G 62 994. Willy Genz, Magdeburg, Petersberg 2. Vorrichtung zum Fördern und Absetzen großer Erdmassen. 13. XII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 5. B 121 363. Dr.-Ing. Viktor Brünig, Berlin-Grunewald, Lynarstr. 12. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von Kanälen. 19. VIII. 25. V. St. Amerika 11. III. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 14. Oktober 1926.

Kl. 5 b, Gr. 41. 436 185. Hubert Adam, Magdeburg, Sternstr. 23. Abbauverfahren, bei dem das Deckgebirge von der abzubauenden nutzbaren Ablagerung entfernt wird. 22. II. 25. A 44 308.

Kl. 19 a, Gr. 2. 436 188. Hubert Thurn, Essen a. d. Ruhr, Rellinghauser Str. 151. Verfahren zum Auskleiden von Eisenbahnschwellen mit Hartholz. 10. VII. 23. T 27 912.

Kl. 19 a, Gr. 28. Fa. Niederlausitzer Kohlenwerke, Berlin. Doppelausleger-Gleisrückmaschine. 10. V. 23. N 22 118.

Kl. 20 i, Gr. 8. 435 997. Friedrich Wilhelm Klein, Sterkrade, Rhld. Zungenlagerung für Rillenschienenweichen. 3. X. 25 G 65441.

Kl. 20 k, Gr. 7. 436 245. Rail Welding and Bonding Company, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Form zur elektrischen Schweißung von Schienenverbindern an die Schienenenden für elektrische Bahnen; Zus. z. Pat. 419 372. 11. VII. 20. R 50 670. V. St. Amerika 20. V. 16.

Kl. 20 k, Gr. 9. 436 058. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: R. Boveri, Mannheim-Käfertal. Anordnung zur Befestigung der zur seitlichen Festlegung des Fahrdrahtes bei Kettenfahrleitungen elektrischer Bahnen dienenden Stützstreben. 13. I. 25. A 43 911.

Kl. 37 b, Gr. 3. 436 155. Ernst Reiß, Düsseldorf, Schillerstr. 2. Zylindrischer Kandelabermast aus Streckmetall mit Querschlitzen. 1. IV. 23. R 58 181.

Kl. 37 e, Gr. 9. 436 083. Hans Kusch, Hennersdorf, Kr. Grottau. Schutzband für Rüstbretter. 14. VI. 25. K 94 579.

Kl. 42 g, Gr. 1. 436 204. Byron E. Eldred, New York; Vertr.: Pat.-Anwälte F. Meffert und Dr. L. Sell, Berlin SW 68. Verfahren zum Verbessern der akustischen Eigenschaften eines Raumes. 31. XII. 24. E 31 812.

Kl. 80 a, Gr. 34. 436 051. Julius Gottlob Zwicker, Berkeley, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. J. Friedmann, Pat.-Anw., Berlin W 15. Maschine zur Herstellung von Röhren, vornehmlich aus Beton o. dgl. 1. VI. 22. Z 13 160.

Kl. 80 b, Gr. 3. 436 052. Elektroschmelze G. m. b. H., Zschornewitz, Bez. Halle. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement. 25. VI. 25. E 32 692.

Kl. 81 e, Gr. 127. 436 276. Fa. ATG Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großzschocher. Abraumförderbrücke. 29. XII. 25. A 46 707.

Kl. 84 a, Gr. 3. 436 109. Fa. Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-Akt.-Ges. u. Dr.-Ing. Ludwig Bosch, Wittelsbacher Str. 6, Dortmund. Versenkbare Eistafel für Rollschütze und Segmentwehre. 28. IV. 25. D 47 843.

Kl. 85 c, Gr. 6. 436 278. Georg Paul Kropp, Dresden, Münchener Str. 5. Klärbecken, besonders zur Reinigung von Abwässern. 22. X. 25. K 96 325.

Kl. 85 e, Gr. 13. 436 236. Fa. Triton-Werke A.-G., vorm. Ferdinand Müller, Hamburg. Geruchverschluß. 7. VI. 24. T 28 939.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Betriebswissenschaft. Ein Überblick über das lebendige Schaffen des Bauingenieurs. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg. Aus Handbibliothek für Bauingenieure. I. Teil, V. Band. Mit 31 Textabbildungen. X, 220 Seiten. Verlag von Julius Springer, Berlin 1926. Preis gebd. RM 16,50.

Im Rahmen der von Prof. Otzen herausgegebenen Handbibliothek ist das Buch über Betriebswissenschaft erschienen, das Dr. Max Mayer zum Verfasser hat. Die von dem Bauingenieur im allgemeinen etwas stiefmütterlich behandelte Betriebswissenschaft hat in dem Verfasser einen Bearbeiter gefunden, der auf diesem Gebiete schon wertvolle Beiträge geliefert hat.

Der Verfasser verwirft mit Recht den Standpunkt, Betriebswissenschaft nur als die Lehre von Baustelleneinrichtungen aufzufassen, und will nicht nur den Maschinen und Werkzeugen, sondern auch dem Menschen gerecht werden. Gerade letzteres ist im Bauwesen bisher nicht in dem Maße berücksichtigt worden, wie es für eine erfolgreiche Betriebsleitung unerläßlich ist.

Die 10 Abschnitte des Buches gliedern sich wie folgt:

In dem ersten Abschnitt bespricht der Verfasser die Grundlagen, darunter im besonderen die in der Literatur bekannt gewordenen Arbeiten von Taylor in einem Kapitel „Die Betriebsphilosophie von Taylor" und die 12 Grundsätze von Emerson. Den Abschnitt beschließt ein Kapitel „Betriebswissenschaft als soziales Problem".

Der zweite Abschnitt behandelt den Menschen als Betriebsglied. Hier wird der Gegensatz zur Maschine, die Mittel zur Steigerung der persönlichen Leistungsfähigkeit sowohl als auch zur Erziehung der Mitarbeiter besprochen.

Die folgenden Abschnitte befassen sich mit der Zusammenarbeit, dem Betrieb, den Betriebseinrichtungen, den Einzelarbeiten (unter diesen im besonderen den Leistungsstudien), der Aufsicht, mit der Geschäftsleitung, dem Bauauftrag und der im Bauwesen in Betracht kommenden Geschäftswelt.

Der reichhaltige Stoff wird in fesselnder Weise behandelt, nicht nur vom Standpunkt des erfahrenen Baustelleningenieurs, sondern auch von dem Standpunkt des Menschen, der auf der Baustelle nicht nur daran denkt, wie er möglichst viel Geld verdienen kann.

Der Idealismus, der aus dem Buche spricht, ist außerordentlich erfreulich und wirkt wohltuend auf den Leser, selbst wenn er in manchen Dingen einen vom Autor abweichenden Standpunkt einnimmt. Für den Praktiker wird das Buch eine interessante Möglichkeit zum Vergleich mit den eigenen Arbeiten bieten, für den jungen Ingenieur werden viele schöne Anregungen aus dem Buche von Wert sein. Das Buch kann auf das beste empfohlen werden. E. P.

GEA-Karte der Kleineren Verwaltungsbezirke des Deutschen Reiches in den Maßstäben 1 : 1500000 (Bildgröße 81 × 67 cm) Preis RM. 3,—; 1 : 3000000 (Bildgröße 41 × 34 cm) Preis RM. 1,20.

Die Karten enthalten in exakter geographischer Darstellung lediglich die Grenzen der deutschen Bundesstaaten bis herunter zu den Kreisen in Preußen und den gleichwertigen Verwaltungsbezirken in den mittel- und süddeutschen Staaten und nur die Namen dieser kleinsten Verwaltungsbezirke. Ein blaues Flußnetz unterstützt die Übersichtlichkeit.

Die Karte 1 : 1500000 ist für Entwürfe und Ausarbeitungen geschaffen; sie wird bei wissenschaftlichen und statistischen Arbeiten, Eingaben, Verhandlungen in Einzelexemplaren verwandt.

Die Karte 1 : 3000000 findet für denselben Zweck Verwendung, auch für den Druck in Veröffentlichungen.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Ortsgruppe Brandenburg.

Am 26. November d. J. besichtigte die Ortsgruppe das Elektrizitätswerk Südwest in Wilmersdorf. Herr Oberingenieur Schiffmann von der Elektrizitätswerk-Südwest-Aktiengesellschaft führte die zahlreich erschienenen Teilnehmer in dankenswerter Weise mit ausführlichen Erläuterungen durch die Anlagen.

Das Werk liegt nicht an einer Wasserstraße, hat aber unmittelbaren Anschluß an die Ringbahn. Die Kohlenzüge fahren in die Bunkeranlage, wo die Wagen seitlich in Trichter entleert werden, unter denen die Kohle mittels einer Füllmaschine in die Becher einer endlosen Becherkette gefüllt wird. Die Kohle wird in Bechern an dieser Kette über den Bunker geführt, dort entleert und gelagert oder für den sofortigen Bedarf mittels einer weiteren Becherkette in den Bunker über der Kesselanlage entleert. Der große Bunker ist in Eisenbeton ausgeführt und faßt 6000 t Kohle. Der Kohlenbunker über den Kesseln ist in Eisen gebaut; er faßt den Kohlenbedarf des Werkes für 3 Tage, so daß Störungen in der Förderanlage nicht gleich zur Stillegung der Kessel führen müssen. Die Beschickung der Kessel geschieht durch einen Kettenrost; je nachdem man den Kettenrost schneller oder langsam wandern läßt oder ihn mit hoher oder niedriger Schicht Kohle bedeckt, kann man in Verbindung mit dem künstlichen Zug die Leistung der Kessel in weiten Grenzen verändern. Dieses ist erforderlich, da das Werk ganz ausgesprochene Spitzenleistungen hervorbringen muß, denn es versorgt die Bezirke Schöneberg und Wilmersdorf im Südwesten der Stadt Berlin, in denen sich nur wenig Industrie befindet, deren Strombedarf ausgleichend wirken könnte.

Bei einer Leistung von 250 000 kW pro Tag sind täglich 1500 cbm Wasser zu beschaffen, das in eigenen Tiefbrunnen bis 120 m Tiefe gewonnen und nach dem Permutit-Verfahren gereinigt wird. Das Kühlwasser wird in Kühltürmen rückgekühlt. Diese Kühltürme geben dem Werke für den Beschauer, der mit der Ringbahn vorüberfährt, das Gepräge. Von den 4 Kühltürmen haben die beiden alten mit einfachem Tropfenfall eine Gradierwerksleistung von je 6000 kW, während die beiden neuen auf derselben Grundfläche eine Gradierwerksleistung von je 18 000 kW haben. Bei diesen läuft das Wasser an Brettern herunter, wodurch dem Wasser eine viel größere von der Luft berührte Kühlfläche gegeben wird, als bei Tropfenfall, der nicht im ganzen Gradierwerk erreicht wird. Die Kühltürme sind in ihrem unteren Teile in Eisenbeton ausgeführt, der bei dem einen mit Torkret, bei dem anderen mit Inertol gedichtet ist. Die Fundierung geschah auf Bohrpfählen der Firma August Wolfsholz. Der Oberteil besteht aus einer Eisenkonstruktion, die mit Holz verkleidet ist. Sowohl die Kühltürme wie die Fundamente der Turbinen und die Bunker sind nach Entwurf und unter Oberleitung von berat. Ing. G. Mensch (Berlin) ausgeführt.

Die alten Kessel hatten eine Heizfläche von je 400 qm, die neuen haben eine solche von 700 qm. Ebenso geht man jetzt von 15 at auf 35 at Dampfdruck herauf. Das Speisewasser der neuen Kessel wird durch Anzapfdampf vorgewärmt. Der Drehstrom wird von Turbogeneratoren erzeugt. Die neueste Maschine, deren Aufstellung gerade beendet ist, hat eine Leistung von 12 500 kW, die nächste, im Aufbau befindliche ebenfalls eine solche von 12 500 kW. Die Fundierung der letztgenannten Maschine hat große Schwierigkeiten gemacht; es traten Schwingungserscheinungen auf. Man hat dem Übel dadurch abgeholfen, daß man im Fundament versuchsweise Zuganker anbrachte. Sofort waren die Schwingungserscheinungen beseitigt. Nachträglich wurde das Fundament verstärkt.

Anschließend daran wurden die Schaltanlagen und die Umformeranlagen besichtigt. Das Werk liefert zum Teil direkt in das Versorgungsnetz, und zwar für die Lichtleitung mit 2 × 220 Volt, für die Straßenbahn mit 550 Volt und für die Wilmersdorfer und Schöneberger Strecken der Untergrundbahn mit 780 Volt Spannung. Zu Zeiten geringen Bedarfes wird eine Akkumulatorenbatterie aufgefüllt, die aber bei den heutigen hohen Bleipreisen kaum erneuert werden wird. Ein Teil des Stromes wird mit 6600 Volt Spannung nach dem alten Werk in Schöneberg geleitet, das zu Zeiten starken Bedarfes mit selbsterzeugtem Strom in Verbindung mit Wilmersdorf das Versorgungsnetz speist.

Vorankündigung.

Am Freitag, den 3. Dezember d. J., 8 Uhr abends, findet in Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus), ein Straßenbaufach-Abend als gemeinsame Veranstaltung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen und der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau statt.

Es werden sprechen: Hr. Dr.-Ing. Rudolf Schenck, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Berlin über „Landstraßenbau und Prüfung von Straßenbaustoffen sowie Straßen-Befestigungen", Hr. Magistrats-Oberbaurat Löschmann über „Verkehr und Stadtstraßenbau unter besonderer Berücksichtigung der Berliner Verhältnisse". Die Mitglieder der D. G. f. B. sind hierzu eingeladen. Gäste willkommen.

Als zweiter solcher Abend, an dem die Frage der „Verkehrsregelung" und „Geldbeschaffung für Straßenbauten" behandelt werden sollen, ist in Aussicht genommen.

Werbt Mitglieder!

Wir bitten unsere Mitglieder für unsere Gesellschaft in ihren Bekanntenkreisen zu werben. Neu hinzutretende Mitglieder, die den Jahresbeitrag für 1926 noch bezahlen, können das „Jahrbuch 1926" und das Buch „Rationalisierungsprobleme im Bauwesen" nachgeliefert erhalten. Die Mitglieder erhalten die Zeitschrift „Der Bauingenieur" bei Bestellung durch die Gesellschaft zu einem gegenüber dem Ladenpreis um 25 % ermäßigten Vorzugspreis.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

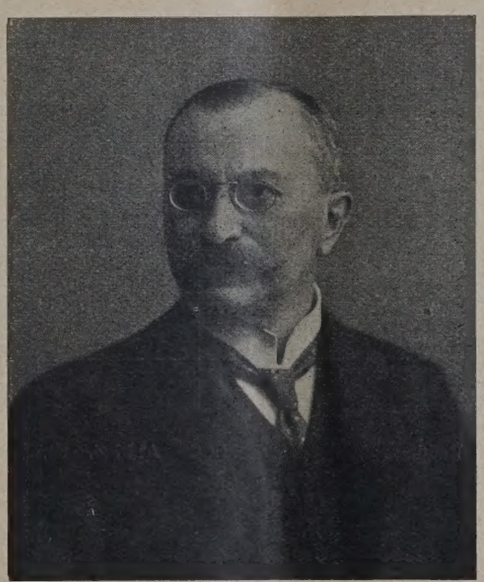
7. Jahrgang | 26. November 1926 | Heft 48

ZUM 50 JÄHRIGEN BESTEHEN DER EISENKONSTRUKTIONSWERKSTÄTTEN UND BRÜCKENBAUANSTALT BEUCHELT & Co. IN GRÜNBERG, SCHLESIEN.

Von Geheimrat Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster, Dresden.

Am 1. Dezember dieses Jahres sind 50 Jahre verflossen, seit der damals erst 24jährige Ingenieur Georg Beuchelt im Verein mit dem ihm befreundeten Ingenieur A. Ribbeck die Grünberger Niederlassung der Niederschlesischen Maschinenbauanstalt in Görlitz erwarb und sie in eine „Fabrik für Brückenbau- und Eisenkonstruktionen Beuchelt & Co." umwandelte.

Bei der großzügigen Entwicklung, welche diese Eisenbau-Werkstätten in den letzten fünf Jahrzehnten genommen haben, und bei der überragenden Bedeutung, die sie in dieser Zeit durch bedeutsame Bauausführungen vielgestaltiger Art im Osten des Reiches erlangt haben, ist es wohl angebracht, an diesem Erinnerungstage des Mannes und seiner Lebensarbeit zu gedenken, der das große Werk geschaffen und die Seele seines Unternehmens in einer fast vier Jahrzehnte währenden, getreuen und hingebenden Tätigkeit gewesen ist.



Geheimer Kommerzienrat Georg Beuchelt.

Der Gründer der Firma, der spätere Geheime Kommerzienrat Georg Beuchelt, langjähriges Mitglied des Deutschen Reichstages, entstammte einem der Hauptsitze der sächsischen Industrie. Am 3. Januar 1852 in Zwickau als jüngster Sohn des dortigen Amtsmaurermeisters geboren, besuchte er zunächst die Realschule seiner Vaterstadt, machte dann eine praktische Lehrzeit in der Zwickauer Maschinenfabrik durch, um hierauf an der Chemnitzer Gewerbe-Akademie und weiter an der Technischen Hochschule Dresden sich dem Studium der Ingenieurwissenschaften zu widmen. Trotz seines Alters von erst 18 Jahren nahm er dann als Einjährig-Freiwilliger des 104. Infanterie-Regiments am Kriege gegen Frankreich teil und kämpfte mit in den Schlachten von Gravelotte, St. Privat, Beaumont, Villiers und Sedan, weiterhin vor Paris. Als junger Offizier kehrte er in die Heimat zurück, erfüllt von dem großen Erleben des siegreichen Krieges und der Wiedergeburt des Reiches. Und die Begeisterung aus jener Zeit hat er sein ganzes Leben hindurch als kostbares Vermächtnis bewahrt; sie war es, die ihm trotz stärkster dienstlicher Inanspruchnahme die eherne Verpflichtung auferlegte, auch außerhalb seiner Berufsarbeit seine ganze Kraft als Abgeordneter, wie als Vorsitzender der heimatlichen militärischen Organisationen der Allgemeinheit zur Verfügung zu stellen.

Nach Beendigung des Feldzuges fand Georg Beuchelt als Brückenbau-Ingenieur bei der Brückenbau-Anstalt von Harkort in Duisburg Aufnahme und Beschäftigung. Hier war es ihm beschieden, an dem Bau eines geschichtlich bekannten, für die damalige Zeit hochbedeutsamen Bauwerkes, der großen Rotunde der Wiener Weltausstellung mit ihrem gewaltigen, eisernen Zeltdache, tätig mitzuarbeiten. Bald darauf ging er zu der Niederschlesischen Maschinenfabrik vorm. Conrad Schied in Görlitz über, hier u. a. mit den Aufstellungsarbeiten der Brücken der ehemaligen Breslau-Freiburger Eisenbahn über die Oder in Steinau, Dyhernfurt, Stettin, Deutsch-Nettkow, betraut. Als dann die allgemeine wirtschaftliche Krisis im Beginn der siebziger Jahre auch die Niederschlesische Maschinenbau-Anstalt in wirtschaftliche Schwierigkeiten brachte, hatte Georg Beuchelt den Mut, die Grünberger Zweigniederlassung zu erwerben und in ihr ein Arbeitsfeld für eine großzügige Ingenieurtätigkeit zu schaffen. Im Jahre 1889 trat der Mitinhaber der Firma, Ribbeck, wegen Krankheit aus der Firma aus, die jetzt Georg Beuchelt allein leitete. Unterdessen war das Werk von kleinen Anfängen an allmählich zur großen umfassenden Eisenkonstruktionswerkstätte emporgewachsen. Neben der Erbauung von Brücken und Konstruktionen des Hochbaues aller Art, unter ihnen auch Kuppeln und weitgespannte Hallen, hatte bereits im Jahre 1886 das Werk den Waggonbau aufgenommen. Wenn sich hier auch zunächst, entsprechend den vorhandenen Einrichtungen der Eisenbau-Werkstätten, die Herstellung von Waggons nur auf solche mit eisernem Aufbau erstreckte, so wurden doch auch bald alle anderen Wagen jeglicher Art für Güter- und Personenverkehr in das Arbeitsprogramm aufgenommen. Nicht nur in der Heimat, sondern auch weit über deren Grenzen hinaus haben sich die Beucheltschen Waggons durch ihre Güte und Sicherheit ein Arbeitsfeld erobert. In Dänemark, den Donaustaaten, in der Türkei, auf asiatischem Boden und vor allem in unseren ehemaligen afrikanischen Kolonien fanden sie vielgestaltige Verwendung.

Im Jahre 1900 wurde der Brückenbau-Abteilung die Abteilung Tiefbau angegliedert, die hauptsächlich Pfeilergründungen jeglicher Art, im besonderen solche mit Preßluft ausführt und in letzterer Hinsicht heute zu den führenden Firmen auf diesem schwierigen Ingenieurgebiete zählt.

Nach dem Tode von Georg Beuchelt im Jahre 1913 übernahm Paul Henke, verwandtschaftlich mit der Familie Beuchelt verbunden, die Leitung des Werkes. Vorgebildet auf der Technischen Hochschule Berlin, ein Schüler Müller-Breslaus, und als Ingenieur groß geworden im Werke selbst, hat er das umfangreiche, im Besitze der Familie noch heute befindliche Unternehmen im Sinne seines Schöpfers fortgeführt, ein treuer Wahrer seiner auf Güte der Arbeit, Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit der Ausführung beruhenden Tradition, aber auch ein Mehrer seines Ansehens und seiner Geltung.

Am bedeutendsten war das Beucheltsche Werk im Gebiete des Eisenbrückenbaues; viele zum Teil weitgespannte Brücken von nicht selten sehr großen Gesamtausmaßen sind von ihm erbaut worden, oft auch zugleich mit der Gesamtgründung des Bauwerkes. Sehr viele von ihnen sind auch in den Konstruktionsbüros der Firma selbst entworfen, so

Abb. 1. Eisenbahnbrücke (alte) über die Oder bei Deutsch-Nettkow.

Abb. 2. Straßenbrücke über die Oder bei Ratibor.

Abb. 3. Straßenbrücke über die Oder bei Beuthen.

Abb. 4. Straßenbrücke (Baumbrücke) über die Oder in Stettin.

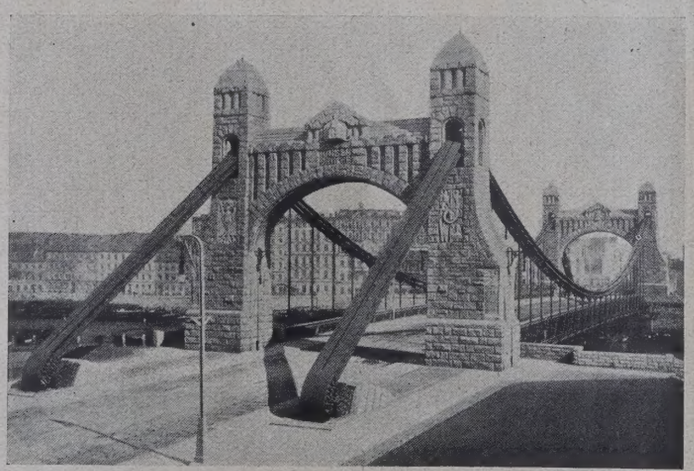


Abb. 5. Kaiser-Brücke in Breslau.

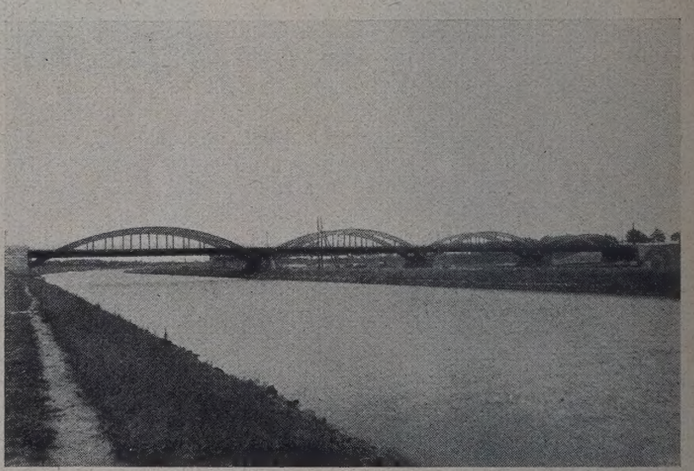


Abb. 6. Rosentaler-Brücke bei Breslau.

manche von ihnen aus Wettbewerben siegreich hervorgegangen. Die Leitung des technischen Büros war nach dem Ausscheiden Ribbecks dem Reg.-Baumeister Oscar Thomas anvertraut (gestorben 1917), der die unter seiner bewährten Leitung aufgestellten Entwürfe zu Musterleistungen zu gestalten wußte und damit zu dem Erfolge der Firma in bedeutender Art beigetragen hat.

Durch die geographische Lage bedingt, war es naturgemäß, daß der Osten des Reiches und hier im besonderen die von der Oder durchströmten Provinzen das Hauptarbeitsgebiet darstellten, in dem sich die Tätigkeit der Beucheltschen Brückenbau-Anstalt abspielte. Nicht weniger als 42 Oderbrücken sind im Laufe der vergangenen 50 Jahre von Beuchelt & Co. gebaut worden, unter ihnen eine große Anzahl vorbild-

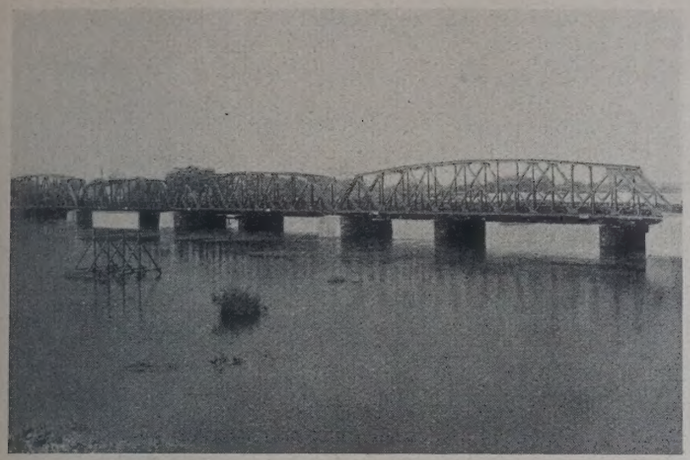


Abb. 7. Eisenbahnbrücke über die Oder bei Cüstrin.

Abb. 8. Swinemünder Straßenbrücke über Bahnhof Gesundbrunnen-Berlin.

Abb. 9. Straßenbrücke über die Memel bei Tilsit (Königin-Luise-Brücke).

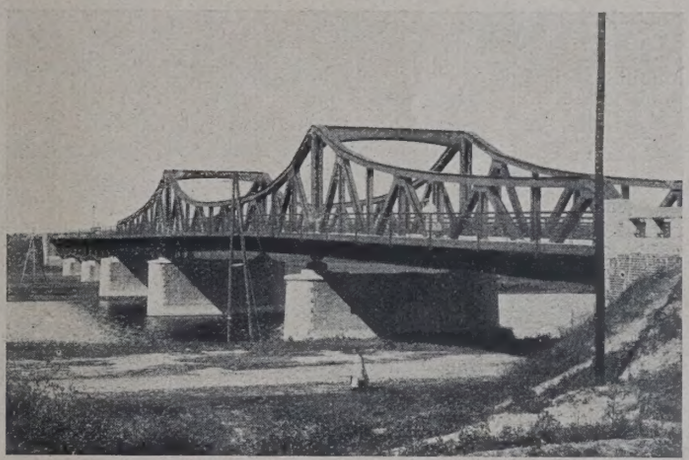


Abb. 10. Straßenbrücke über den Pregel bei Tapiau.

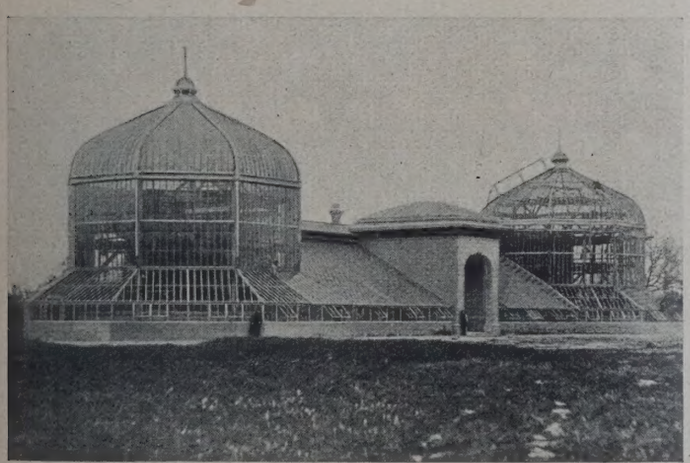


Abb. 11. Gewächshaus für den Botanischen Garten in Bukarest.

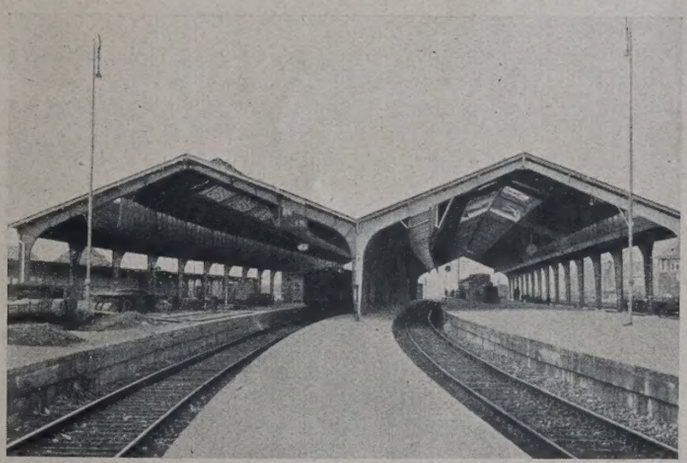


Abb. 12. Bahnsteighallen in Frankfurt a. O.

licher und neuheitlicher Anlagen. An die schon von der Vorgängerin der Firma unter Mitwirkung von Georg Beuchelt erbaute, für die damalige Zeit (1872) hochbedeutsame Eisenbahnbrücke über die Oder in Deutsch-Nettkow im Zuge der Bahn Breslau—Stettin von 407 m Gesamtlänge und mit 11 Öffnungen von je 37 m — Abb. 1 — reihten sich zu Beginn der achtziger Jahre eine Straßenbrücke in Küstrin (Länge 258 m = 6·43 m, 1880), die Breslauer Gneisenaubrücke (63 m, 1885), die mit einer Klappbrücke ausgerüstete Brücke über den Grünen Graben in Stettin (1887), die erste Auslegerbrücke in Schlesien zu Brieg (Länge 120 m, 1895), die 180 m lange Eisenbahnbrücke über die Oder bei Krapitz (1897), eine Brücke in Ohlau (1898), eine weitere Eisenbahnbrücke bei Pommerzig (in der Linie Rothenburg—Bentschen, 444 m lang mit drei je

50 m weiten Stromöffnungen, 1898), die Oderbrücke in Frankfurt (Länge 450 m, 1899), die Bahnhofsbrücke in Stettin (1900), die Eisenbahnbrücke über die Kleine Reglitz bei Stettin (Stromöffnung 60 m, 1901), eine Brücke über den Vorflutkanal der Oder bei Stettin (Länge 152 m, 1901), zwei Eisenbahnbrücken bei Stettin, je 366 m lang (1903), die allbekannte Hansabrücke in Stettin (Länge 100 m), mit ihrer erstmalig elektrisch betriebenen Klappbrücke in der Mitte von 18 m Weite, die in ihrer Form besonders wohlgelungene Straßenauslegerbrücke in Ratibor (Mittelöffnung 65 m, 1904) — Abb. 2 —, weiter eine ähnliche Ausführung in Crossen (164 m lang mit einer 70 m breiten Stromöffnung, 1905), die Eisenbahnbrücke über die Große Reglitz bei Podejuch mit vier Öffnungen von je 74 m Weite und einer 42 m weitgespannten Schwedlerschen Drehbrücke, die Straßenbrücke bei Beuthen, Niederschlesien (Länge 617 m Stromöffnung 102 m, 1907) — Abb. 3 —, die Eisenbahnbrücke bei Aufhalt (Länge 644 m, Mittelöffnung 102 m, 1907), die allbekannte Straßenbrücke „Baumbrücke" in Stettin mit ihrer mittleren Klappbrücke (Gesamtlänge 120 m, 1909) — Abb. 4 —, die ebenfalls eine Klappbrücke zeigende Parnitzbrücke (1909), die in äußerer Formgebung und Konstruktionsausgestaltung gleich hervorragende, viel besprochene Kaiserbrücke in Breslau, die zweitgrößte deutsche Hängebrücke mit 126 m Stützweite (1910) — Abb. 5 —, drei Eisenbahnbrücken bei Steinau und Dyhernfurt (1910—13, 330 bzw. 380 m lang), die sehr bemerkenswerte Rosentaler-Straßenbrücke bei Breslau mit vorwiegend über der Fahrbahn liegenden Vollwandbögen (4.55,0 m, 1916) — Abb. 6 —, die Glogauer Straßenbrücke (Länge 138 m, Stromöffnung 78,0 m 1918), zwei eingleisige Eisenbahnbrücken der Strecke Breslau—Oels (je 207 m lang, 1918), die Eisenbahnbrücken bei Leubus (1919) und Wohlau (Länge 105 m, 1919), die Straßenbrücke bei Tschicherzig nahe bei Züllichau (Länge 444 m, Stromöffnung 87 m, 1924), die Oderbrücke in Cosel (4.56,8 m, 1925), der Umbau der an erster Stelle genannten Oderbrücke zu Deutsch-Nettkow, unweit Grünberg (Stromöffnungen von 74,5 m), endlich die der neuesten Zeit entstammenden Eisenbahnbrücken über die Schiffahrtsoder bei Breslau (Länge 208 m), bei Küstrin (Berlin—Schneidemühl, $1 \cdot 80 + 2 \cdot 53$ m) — Abb. 7 — und endlich über die Westoder bei Stettin.

Wenn auch diese Ausführungen und Zahlen für sich selbst sprechen und erkennen lassen, auf welche bedeutsamen Arbeitsleistungen die Brückenbau-Anstalt Beuchelt & Co. allein im Odergebiet zurückzublicken vermag, so werden diese Angaben durch die Zusammenfassung noch anschaulicher, daß die Gesamtlängen aller dieser Brücken im Zuge des Oderstromes fast 11 km Länge bedingen und zu ihrer Herstellung rd 33 300 t Eisen erforderlich waren. Dabei sind es aber noch viele andere, zum Teil allbekannte und allseitig gewürdigte Brücken, die aus den Beucheltschen Werkstätten, zum Teil auch aus ihren Konstruktionsbüros, hervorgegangen sind. Von ihnen seien als einige der Hauptvertreter nur genannt: die Elbebrücke in Torgau, die Weserbrücke bei Verden, die Treskowbrücke in Oberschöneweide bei Berlin, die Swinemünder Straßenbrücke am Bahnhof Gesundbrunnen in Berlin, besonders bemerkenswert durch ihre materialgerechte architektonische Ausgestaltung — Abb. 8 —, die Hubbrücke in Lauenburg, die kühn gespannte Königin-Luisen-Brücke über die Memel in Tilsit — Abb. 9 —, die ausdrucksvolle Pregelbrücke in Tapiau — Abb. 10 —, und endlich viele zum Teil recht bedeutende Brücken im Auslande, namentlich in der Türkei, Rumänien, Japan, vor allem aber auch in unseren früheren deutschen Kolonien. Hier waren es im besonderen die zerlegbaren Brücken für die Usambarabahn, welche zeigten, daß die Grünberger Brückenbau-Anstalt auch die schwierigsten Verhältnisse zu meistern verstand.

Von größeren Hochbauausführungen seien neben vielen mehr oder weniger normalen Ausbildungen als besonders bemerkenswert aus älterer Zeit die Kuppel des Athenäums in Bukarest, die Gewächshausbauten am gleichen Ort — Abb. 11 —, aus neuerer Zeit die Halle des Bahnhofs Friedrichstraße, Berlin, und Frankfurt a. O. — Abb. 12 —, herausgehoben. Gerade diese letzteren Hallen lassen in ihrer Gesamterscheinung das heute den Eisenhochbau beherrschende Streben bestens erkennen, dem Vollwandbau den Vorzug gegenüber der früher beliebten Fachwerkausbildung zu geben, und so Bauten von statischer Klarheit der Gesamtanordnung verbunden mit hochbefriedigender ästhetischer Wirkung erstehen zu lassen.

Waren die Gesamtentwürfe der Firma im Brücken- und Hochbau und deren Umsetzung in die bauliche Praxis mustergültig, so gilt dies in gleichem Maße von der hervorragenden Durcharbeitung, welche diese Bauten durch die Firma in ihren Einzelheiten erhielten; gerade hierin, in der Abstimmung der statischen Anforderungen mit der Konstruktion, in der Durcharbeitung der Knotenpunkte, Trägeranschlüsse usw., mit dem Endziele möglichster Ausschaltung der Nebenspannungen und klarster Kraftleitung sind die Beucheltschen Bauten vorbildlich, und das ehemals schon zu einer Zeit, in der gerade diesen Anforderungen noch nicht von allen Seiten der erforderliche Wert beigemessen wurde. Auch dies möge gegenüber dem Werke an seinem Ehrentage anerkannt werden; die Vertiefung in die Einzelkonstruktion bildet ein besonderes Ruhmesblatt des Werkes.

Führend und zum Teil bahnbrechend ist zudem die Firma in vielgestaltiger Art für den Umbau oder die Verstärkung eiserner Brücken und deren Ersetzung im Betriebe geworden. Hier sei der Tätigkeit des ehemaligen Oberingenieurs Thomas und vor allem der des derzeitigen Direktors Paul Henke als wegweisend gedacht. In dieser Hinsicht sei unter anderen an die große Brückenverschiebung auf dem Stettiner Bahnhof Berlin (1891), an die Verwendung besonderer Montageträger bei der Verstärkung der Flutöffnungen der Elbebrücke bei Wittenberg (1898), mit dem Zweck der Entlastung der Brücke von ihrem Eigengewicht, ferner an die Verwendung des vorhandenen Überbaues als Rüstträger bei der Auswechslung der alten Torgauer Elbebrücke, an die Arbeiten aus neuer Zeit bei den Queiß- und Boberbrücken u. a. m. erinnert.

Gleiches gilt von der Abteilung für Tiefbau, die im besonderen in Verbindung mit dem Brückenbau Hervorragendes in der pneumatischen Fundierung geleistet hat. Die oft unter den schwierigsten Verhältnissen durchgeführten Gründungen der Mehrzahl der vorgenannten Oderbrücken, der Tilsiter Memelbrücke, der Zschopaubrücke in Mittweida, der Rendsburger Drehbrücke, der Rheinbrücke bei Wesel, der Spreebrücke am Bahnhof Bellevue, Berlin, der Elbebrücke in Hämerten, vor allem aber der Baumbrücke in Stettin mit ihren bis 22 m unter Wasser gegründeten Mittelpfeilern sind hiervon unter anderen beredte Zeugen.

Überblickt man heute die 50jährige Arbeit der Eisenbau-Anstalt Beuchelt & Co. in ihrem langen Werdegang, so erkennt man, daß stets ein vorwärtsstrebender Geist, vereint mit planvoller Tatkraft und hohem Können, das Unternehmen geleitet hat und im gleichen Sinne heute fortführt. Als Pionier deutscher Eisenbaukunst hat die Firma Beuchelt & Co. nunmehr ein halbes Jahrhundert getreulich Wacht gehalten im Osten des Reiches, den wirtschaftlichen und politischen Stürmen trotzend, die in diesen fünf Jahrzenten über das Land hinwegzogen. Kraftvoll und verantwortungsbewußt steht sie heute wie zu Georg Beuchelts Zeit auf dem Posten. Möge ihr eine glückliche Fortentwicklung auch in kommenden Jahrzehnten beschieden sein!

DIE DYWIDAG-HALLE AUF DER GESOLEI.

Von Franz Dischinger, Oberingenieur, und Ulrich Finsterwalder, Dipl.-Ing. der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G.

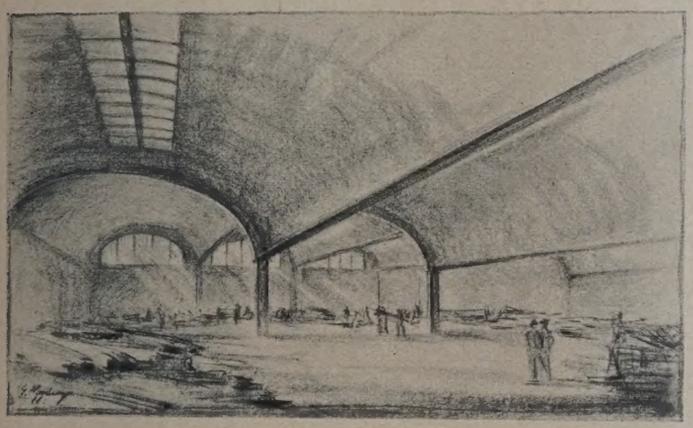


Abb. 1. Perspektive der Dywidaghalle.

Am Eingang Venloerstraße der Großen Ausstellung Düsseldorf, neben dem Hetjensmuseum, steht die Dywidag-Halle. Obgleich sie nicht zu den großen Bauten der Ausstellung zählt, verdient sie Interesse, da sie einen großen Fortschritt in der Kunst des Wölbens darstellt. Mit ihr tritt die Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. erstmalig mit einer neuen Erfindung (In- und Auslandspatente) vor die Öffentlichkeit, dem tonnenförmigen Eisenbeton-Schalengewölbe. Diese Erfindung wurde von Dr. Bauersfeld der Firma Carl Zeiß, Jena, und dem Mitverfasser dieses Artikels Oberingenieur Dischinger der Firma Dyckerhoff & Widmann, A.-G., Biebrich a. Rhein, im Anschluß an die bekannten Zeiß-Kuppeln gemacht. Sie stellt die Übertragung des Prinzips der ohne Biegungsspannungen tragenden gewölbten Fläche von der Kuppel auf das Tonnengewölbe dar. Die Stellung der Aufgabe entsprang dem praktischen Bedürfnis, nicht nur runde, sondern auch rechteckige Räume nach dem Zeiß-System unter Verwendung dünnwandiger Eisenbetonschalen zu überdecken. Nach gründlicher theoretischer Vorarbeit, die durch Feinmessungen an Modellen und Versuchsbauten eingehend überprüft wurde, gelang es, die gestellte Aufgabe zu lösen und damit

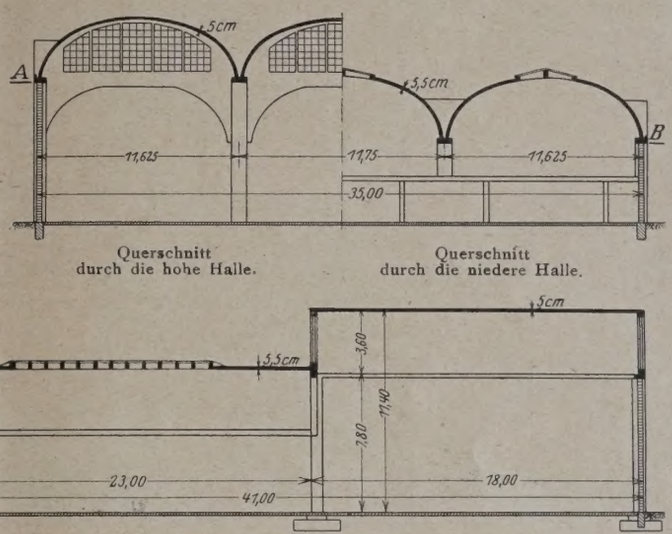


Abb. 2.

Abb. 3. Halle im Bau.

eine völlig neue Bauform ins Leben zu rufen. Charakteristisch an ihr ist, daß sich eine zylindrisch gewölbte Schale zwischen weit auseinanderstehende Querwände spannt und durch diese biegungsfrei gehalten wird. Was bei der Schalenkuppel durch die doppelte Krümmung erzielt wird, wird bei der Schalentonne durch versteifende Wände bzw. Binder erreicht. Dort stellen sich die Ringspannungen so ein, daß die Stützlinie nicht aus der Fläche heraustritt, hier gibt die Schale in tangentialer Richtung auf die Wände derartige Kräfte ab, daß die Schale ebenfalls biegungsfrei bleibt. In gleicher Weise wie bei der Kuppel hat man also auch hier ein Tragsystem mit räumlicher Kräftewirkung. Wesentlich neu ist hierbei, daß Abweichungen der Gewölbelinie von der Stützlinie nicht durch Biegungsspannungen, sondern durch Normal- und Schubspannungen in Richtung der Gewölbeerzeugenden aufgenommen werden. Die theoretischen Untersuchungen zeigten nun, daß es möglich ist, die Kämpfer der Tonne so zu entlasten, daß diese gar nicht

mehr unterstützt werden müssen. Man erreicht das durch Anwendung von Querschnittsformen, welche am Kämpfer senkrecht endigen. Die so entstehenden elliptischen Tonnen tragen im Gegensatz zu den bisherigen Gewölben nicht nur als Gewölbe, sondern können auch senkrecht dazu zwischen den versteifenden

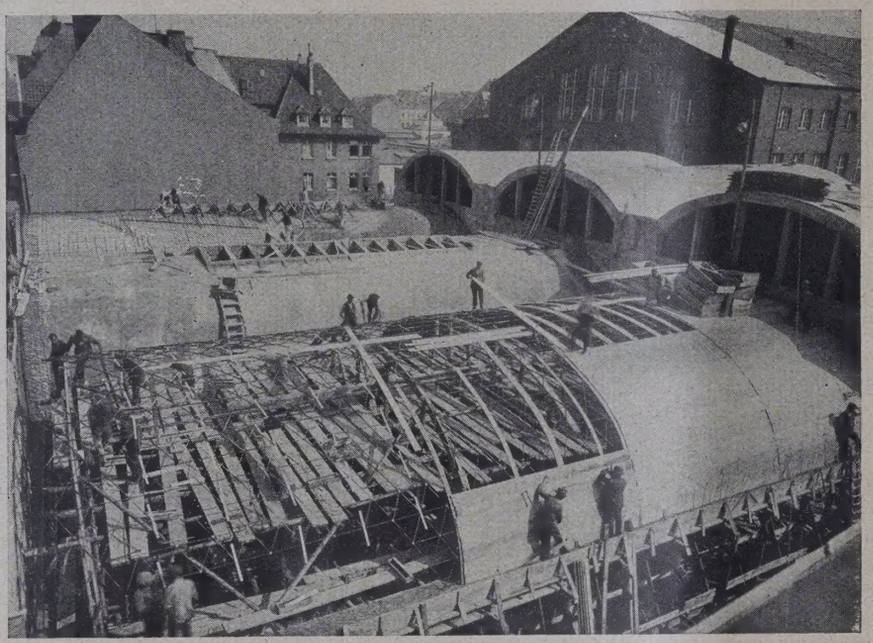


Abb. 4. Halle im Bau.

Wänden als Träger Spannweiten bis zu 35 m frei überbrücken. Durch Aneinanderreihen von mehreren Tonnen und durch Auflösen der Wände in Rahmenkonstruktion lassen sich weite Räume in architektonisch schöner Form mit Hilfe nur weniger Säulen überdecken. Das bisherige Stützliniengewölbe, bei dem die räumlichen Spannungen zu Null werden, stellt sich dabei als ein Spezialfall dieses neuen Gewölbes dar.

Die Heranziehung des Materials zur Tragwirkung nach beiden Richtungen und die Vermeidung von Biegungsspannungen verbürgen eine große Wirtschaftlichkeit der neuen Bauweise. Am besten geht dies daraus hervor, daß das Verhältnis von Plattenstärke zur Spannweite sowohl in der Gewölbe-, als auch in der Trägerrichtung auf über $^1/_{400}$ gebracht wurde. Die Plattenstärke ist also nur wenig stärker wie die dünnwandige 6 cm starke und 40 m weit gespannte Schottkuppel.

Die Dywidag-Halle hat eine Grundfläche von 35 × 40 m und stützt sich auf zwei Innensäulen (Abb. 2). Diese teilen den Raum in einen 23 m langen vorderen und einen 18 m langen hinteren Teil. Beide Räume sind von je drei 5 cm bzw. 5,5 cm starken Eisenbetonschalen von elliptischem Querschnitt mit 11,5 m Spannweite und 3,5 m Stich überdeckt. Die vorderen Tonnen sind im Scheitel von 12 m langen und 3 m breiten Oberlichtern durchbrochen, am Kämpfer haben sie ein Verstärkungsglied 40 × 25 cm; weitere Versteifungen der 23 × 14 m großen Flächen sind nicht vorhanden. Nach vorne laufen die Tonnen gegen eine 15 cm starke Eisenbetonwand an, dagegen ist der Durchblick zu der höheren hinteren Halle dadurch freigehalten, daß der Versteifungsrahmen der vorderen mit dem der hinteren Halle konstruktiv vereinigt wurde (Abb. 2). Die Kämpfer der drei hinteren Tonnen liegen in 7,6 m Höhe. Entsprechend der abgeschrägten Form des Grundrisses (Abb. 2) sind die beiden seitlichen Tonnen um 20° schräg abgeschnitten.

Die Armierung der Tonnen besteht, wie aus Abb. 4 zu ersehen ist, aus einer Rundeisenarmierung von 2,2 kg/qm in quadratischer Anordnung, welche an den stärker beanspruchten Stellen durch 8 mm starke, schräg liegende Zugeisen verstärkt ist. Da es sich um eine Zug- und nicht um eine Biegungsarmierung handelt, liegen die Eisen in der Mitte der Schale, wodurch trotz der geringen Wandstärke von 5 cm eine gute Betonüberdeckung gewährleistet ist. Die Anordnung der Armierung wird am besten dadurch verständlich, daß man das Schalengewölbe als einen großen einheitlichen Balken von elliptischem Querschnitt betrachtet, der sich von einer Querwand zur anderen spannt. Die schrägen Eisen in der Dachhaut müssen die schiefen Zugspannungen aus Querkraft und Biegungsmoment aufnehmen und entsprechen den aufgebogenen Eisen im Balken. In den Randgliedern sind die Zugeisen des Balkens untergebracht. Die Randglieder sind also nicht etwa Unterzüge, auf welche die Tonne sich abstützt, vielmehr hängen sie mit ihrem ganzen Gewicht an der Schale. Diese Last verursacht eine Störung des Schalenspannungszustandes in den Randpartien. Es sind allerdings nur geringe Biegungsspannungen notwendig, um die Last in die Schale einzuführen, doch wurde aus Sicherheitsgründen eine leichte Biegungsarmierung in der Querschnittsrichtung auf der Außenseite der Gewölbewangen angebracht.

Für die Einrüstung der Gewölbe wurde ebenfalls die Idee von der tragenden Fläche nutzbar gemacht. Es wurde ein der Gewölbeform angepaßtes Zeiß-Netzwerk von 60 cm langen Flacheisenstäben verwendet, welches sich über 7 m weit auseinander stehende freitragende Holzbinder spannte. Auf dem Netzwerk wurde die Schalung befestigt. Bei den hinteren Hallen wurde das Isoliermaterial, Tektondielen der Torfoleum-

Abb. 5. Innenansicht nach dem Ausrüsten.

werke Eduard Dyckerhoff in Poggenhagen, als Schalung verwendet. Der Beton der Gewölbe wurde nach dem Torkretverfahren unter Verwendung von Dyckerhoff-Doppel-Zement in Mischung 1 : 4 aufgespritzt. Der Betonierung der Anschlüsse an die Randglieder und Bogen wurde besondere Sorgfalt zugewandt. Nach 5 tägiger Erhärtungszeit wurden die Tonnen ausgerüstet, indem zuerst die Randglieder und dann die Gerüst-

binder abgekeilt wurden. Hierauf wurde das Netzwerk abmontiert und beim Aufbau der nächsten Tonne wieder verwendet. Aus den Abb. 4 und 5 ist der Arbeitsvorgang gut ersichtlich. Links wird das Zeiß-Netzwerk montiert und die Schalung aufgebracht, rechts wird armiert und torkretiert, in der Mitte ist das fertige Gewölbe zu sehen. Infolge der Verwendung des Netzwerkes konnte der Bau in der kurzen Zeit von 42 Arbeitstagen fertiggestellt werden. Auch wurde eine erhebliche Ersparnis an Rüstungskosten erzielt. Der vordere Teil der Hallen, also 1000 qm Dächer, wurde in 10 Tagen gerüstet, geschalt, armiert und torkretiert.

Ein weiterer Vorteil, der bei den beschränkten Platzverhältnissen sehr ins Gewicht fiel, bestand darin, daß der Raum unter den Tonnen in jedem Bauabschnitt fast vollständig frei von Stützen blieb. Er wurde als Lagerplatz für die Baumaterialien, Reißboden und Aufstellungsort für die Baumaschinen benützt.

Die Theorie, nach welcher die Gewölbe und die Rahmenkonstruktionen berechnet wurden, wird in der Fortsetzung der vorliegenden Arbeit veröffentlicht.

Die Architektur der Hallen stammt von den Architekten Wahl & Roedel, Essen. Im Innern ist sie ein reiner Ausdruck der Konstruktion, jede Form ist konstruktiv bedingt. In organischer Weise sind Wände und Decken als selbsttragende Glieder ausgebildet; kein Zugband oder sonstiger Konstruktionsteil durchsetzt den freien Raum.

Zu den alten Baugliedern, Säule, Balken und Bogen ist ein neues getreten, die tragende Fläche. Die konstruktiven Anwendungsmöglichkeiten dieses neuen Baugliedes sind sehr mannigfaltig und ermöglichen in jeder Richtung ganz erheblich größere Spannweiten als die bisherigen Eisenbetonkonstruktionen.

ZUR THEORIE DES BAUGRUNDES.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Ferd. Schleicher. Karlsruhe.

I. Das elastische Verhalten des Baugrundes war in letzter Zeit mehrfach Gegenstand von Erörterungen in den Fachzeitschriften. Man vergleiche hierzu z. B. Bauingenieur 1926, Heft 6, Beton und Eisen 1925, Heft 22, 1926, Heft 6, 8, Bautechnik 1926, Heft 16.

Zur Bestimmung der physikalischen Grundlagen einer neuen Theorie des Baugrundes werden zur Zeit an verschiedenen Orten große Versuchsreihen durchgeführt. Die auf diesen neuen Grundlagen zu entwickelnde Theorie des Baugrundes wird sich in mancherlei Hinsicht von jener Theorie unterscheiden, die vor allem von Boussinesq mit Hilfe der Elastizitätstheorie für den Idealfall des homogenen, isotropen und vollkommen elastischen Bodens entwickelt worden ist. Letztere Theorie setzt einen idealen elastisch-isotropen Körper voraus, der auch Zugspannungen aufnehmen kann. Die Ergebnisse dieser Theorie werden deswegen nur in erster Annäherung gelten, wenn der Körper keine oder nur sehr kleine Zugspannungen aufnehmen kann, wie dies z. B. bei Erdboden der Fall ist. Die Theorie des elastisch-isotropen Halbraums wird jedoch auch künftig einen bedeutenden Wert für die Theorie des Baugrundes behalten, da es immer wichtig sein wird, mit dem Idealfall des homogenen elastischen Bodens zu vergleichen, wodurch es in vielen Fällen möglich sein wird, wichtige Schlüsse zu ziehen, die auch für den Erdboden noch im wesentlichen gelten.

Die vorliegende Arbeit hat zum Ziel, einige Ergebnisse der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes mitzuteilen und auf Baugrund anzuwenden. Im Anschluß an das klassische Werk von Boussinesq[1]) werden einige einfache Belastungsfälle, z. T. erstmals, durchgeführt.

II. Die Boussinesqsche Theorie. Boussinesq betrachtet einen elastisch-isotropen Körper, der durch eine (als horizontal angenommene) Ebene begrenzt ist und sich nach den anderen Richtungen ins Unendliche erstreckt. Für diesen sogenannten „Halbraum" hat B. verschiedene Lösungen der Grundgleichungen der Elastizität angegeben.

Bezeichnen x, y, z die Koordinaten eines beliebigen Punktes in einem rechtwinkligen Koordinatensystem, dessen Nullpunkt in der horizontalen „Grenzebene" liegt und dessen z-Achse vertikal nach unten in den Körper hineinweist, sind ferner u, v, w die Verschiebungskomponenten für den Punkt (x, y, z) in den Richtungen der positiven Koordinatenachsen, so gelten insbesondere für die Punkte der Grenzebene $z = o$ nach B. S. 101, Gl. (82 bis) und S. 102, Gl. (83) die folgenden Gleichungen für die Verschiebungskomponenten der Punkte (x, y, o):

$$(1)\qquad \begin{cases} u = -\dfrac{m-2}{m}\cdot\dfrac{P}{4\pi G}\cdot\dfrac{x}{r^2} \\ v = -\dfrac{m-2}{m}\cdot\dfrac{P}{4\pi G}\cdot\dfrac{y}{r^2} \\ w = +\dfrac{m^2-1}{m^2}\cdot\dfrac{P}{\pi E}\cdot\dfrac{1}{r}. \end{cases} \qquad m = \frac{1}{\nu}$$

Darin ist $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ die Entfernung des betrachteten Punktes (x, y, o) vom Lastangriffspunkt (o, o, o). P ist eine im Nullpunkt angreifende Last von der Richtung der + z-Achse, als Druckkraft positiv gerechnet. E, G, m sind die elastischen Konstanten des isotropen Halbraums (Bodens) in ihrer gewöhnlichen Bedeutung.

Die Gleichungen (1) gelten für alle Punkte (x, y, o) der Grenzebene mit Ausnahme der nächsten Umgebung des Lastangriffspunktes. Sie geben die Verschiebung für den Fall, daß auf die Grenzebene des Halbraums nur die im Nullpunkt angreifende Last wirkt. Weitere äußere Kräfte sind im Endlichen nicht vorhanden, so daß die Spannungskomponenten σ_z, τ_{yz}, τ_{zx} an allen Stellen der Grenzebene (der Lastangriffspunkt wieder ausgenommen) verschwinden.

Mit Hilfe der Lösung (1) für eine Punktlast P kann man jene Belastungsfälle mit verteilter Last zusammensetzen, die uns weiter unten beschäftigen werden. Wirken nämlich auf die Grenzebene $z = o$ Pressungen $\sigma_z = -p$, welche über eine gewisse Fläche F kontinuierlich verteilt sind, dann erhält man alle Größen durch Integration der betreffenden Einzelwirkungen über die ganze belastete Fläche F. Setzt man in den Gleichungen (1) statt P jetzt $p(\xi,\eta)\,d\xi\,d\eta$ ein, wobei ξ und η zum Koordinatensystem (x, y) gehörige Integrationsvariable bedeuten sollen, setzt man ferner $r = +\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}$, so sind die Verschiebungen an beliebiger Stelle (x, y, o) durch die Gleichungen (2) gegeben.

$$(2)\qquad \begin{cases} u(x,y) = -\dfrac{m-2}{2(m-1)}\cdot\dfrac{1}{\pi C}\iint\limits_F \dfrac{p(\xi,\eta)(x-\xi)}{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}\,d\xi\,d\eta \\ v(x,y) = -\dfrac{m-2}{2(m-1)}\cdot\dfrac{1}{\pi C}\iint\limits_F \dfrac{p\,\xi,\eta)(y-\eta)}{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}\,d\xi\,d\eta \\ w(x,y) = +\dfrac{1}{\pi C}\iint\limits_F \dfrac{p(\xi.\eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2+(y-\eta)^2}}\,d\xi\,d\eta. \end{cases}$$

[1]) Boussinesq, Applications des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques, Paris 1885. Dieses Buch wird im folgenden zitiert mit „B" und Angabe der Seitenzahl.

Die Integrale sind über die ganze belastete Fläche F zu nehmen.

$$C = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \tag{3}$$

ist eine Größe von der Dimension des Elastizitätsmoduls, die im folgenden als Abkürzung beibehalten wird. Wir beschränken uns jetzt auf die Betrachtung der vertikalen Verschiebungen w (Senkungen) sowie auf Pressungen p normal zur Grenzebene, d.h. an der Grenzebene des Halbraumes sollen keine tangentialen Kräfte übertragen werden.

Wir behandeln nun die folgenden zwei Aufgaben:

a) Die auf die Grenzebene ausgeübten Pressungen $p(\xi,\eta)$ sind für den ganzen Bereich F gegeben. Gesucht ist die Form der deformierten Grenzebene, d. h. die Senkungen $w(x,y)$ an beliebiger Stelle (x,y), sowohl innerhalb als auch außerhalb der gedrückten Fläche F.

b) Innerhalb eines bestimmten Gebietes F der Grenzebene sind die Senkungen $w(x,y)$ vorgeschrieben. Gesucht sind die Pressungen $p(x,y)$, welche im Gebiete F ausgeübt werden müssen, damit dies Flächenstück in der vorgeschriebenen Weise deformiert wird.

Beide Aufgaben sind eindeutig bestimmt. Die erste von beiden liegt vor, wenn der Halbraum durch bestimmte Pressungen auf die Grenzebene (im einfachsten Falle solche von konstanter Größe) beansprucht wird. Dabei ist vorausgesetzt, daß zwischen Lasten und Halbraum keine biegungssteife Platte eingeschaltet ist (Platte von verschwindender Biegungssteifigkeit: $D = 0$). Die zweite Aufgabe ist z. B. zu behandeln, wenn eine Last P durch einen starren Stempel auf den Halbraum übertragen werden soll (unnachgiebige Platte: $D = \infty$). In vorliegender Arbeit sind behandelt: Kreisförmige Gebiete mit überall gleichen Pressungen, kreisförmige Gebiete mit konstanten Senkungen und schließlich beliebige Rechteckbereiche mit konstanten Pressungen.

Den Anwendungen der gewonnenen Gleichungen auf die Berechnung der Senkungen von Fundamenten sowie dem Vergleich mit der bisher üblichen Weise der Berechnung der Senkungen soll ein besonderer Abschnitt gewidmet werden.

III. Zentralsymmetrische Lastverteilung. Bei den zentralsymmetrischen Belastungsfällen lassen sich die Gleichungen (2) beträchtlich vereinfachen. Sei O das Symmetriezentrum in der Grenzebene, $s = OA$ die Entfernung des betrachteten „Aufpunktes" A vom Nullpunkt, ferner $r = AB$ die Entfernung des Aufpunktes A vom Angriffspunkt B des

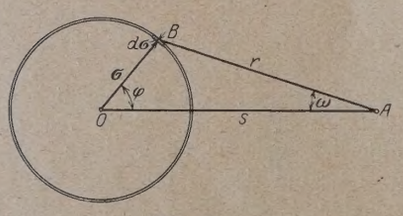


Abb. 1a.

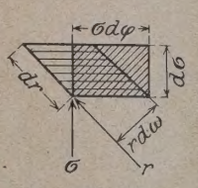


Abb. 1b.

Lastelements $p(\sigma) \cdot \sigma\, d\varphi\, d\sigma$ und ω der Winkel zwischen den Strecken r und s (vgl. Abb. 1a). An allen Punkten mit dem gleichen Abstand σ vom Symmetriezentrum sollen gleichgroße Pressungen $p(\sigma)$ angreifen, welche nur von σ, nicht aber von φ abhängen. Sodann ist auch Verschiebungs- und Spannungszustand im Halbraum bezüglich O symmetrisch.

Zur Vereinfachung der Rechnung empfiehlt es sich, statt φ den Winkel ω einzuführen. Nach Abb. 1 a gilt

$$\sigma^2 = s^2 + r^2 - 2\,s\,r\cos\omega$$

oder auch

$$r = s\cos\omega \pm \sqrt{\sigma^2 - s^2\sin^2\omega}.$$

Wenn man nur σ variiert, ist

$$dr = \frac{\sigma\, d\sigma}{\pm\sqrt{\sigma^2 - s^2\sin^2\omega}}$$

und nach Abb. 1 b $dF = \sigma\, d\varphi\, d\sigma = r\, d\omega\, dr$. Setzt man diese Werte in die letzte der Gleichungen (2) ein, so erhält man die Gesamtsenkung des Punktes A aus

$$w(s) = \frac{4}{\pi C}\int_0^a p(\sigma)\,\sigma\, d\sigma \int_0^{\omega_1} \frac{d\omega}{\pm\sqrt{\sigma^2 - s^2\sin^2\omega}}. \tag{4}$$

a bedeutet den Halbmesser der jetzt kreisförmig anzunehmenden Fläche F, innerhalb welcher die Pressungen $p(\sigma)$ ausgeübt werden. Die Wurzel $\pm\sqrt{\sigma^2 - s^2\sin^2\omega}$ ist reell und positiv; sie wird nur für $\omega = \omega_1$ und $s \geq \sigma$ gleich null, worauf bei der Integration zu achten ist. Für die obere Integrationsgrenze ω_1 ist zu setzen: $\omega_1 = \frac{\pi}{2}$, wenn $s < \sigma$ und $\omega_1 = \arcsin\frac{\sigma}{s}$, wenn $s > \sigma$ ist.

Die Integration nach ω läßt sich auch ohne Kenntnis der Funktion $p(\sigma)$ ausführen, wobei man vollständige elliptische Integrale erster Art enthält. Das bestimmte Integral

$$J = \int_0^{\omega_1} \frac{d\omega}{\sqrt{\sigma^2 - s^2\sin^2\omega}}$$

wird

$$J = \frac{1}{\sigma}\int_0^{\pi/2} \frac{d\omega}{\sqrt{1 - \frac{s^2}{\sigma^2}\sin^2\omega}} = \frac{1}{\sigma} F\left(\frac{s}{\sigma}, \frac{\pi}{2}\right) \text{ für } s < \sigma$$

und nach Einführung einer neuen Integrationsvariablen χ durch die Gleichungen

$$s\sin\omega = \sigma\sin\chi,$$

$$d\omega = \frac{\sigma}{s}\cdot\frac{\cos\chi\, d\chi}{\sqrt{1 - \frac{\sigma^2}{s^2}\sin^2\chi}}$$

$$J = \frac{1}{s}\int_0^{\pi/2} \frac{d\chi}{\sqrt{1 - \frac{\sigma^2}{s^2}\sin^2\chi}} = \frac{1}{s} F\left(\frac{\sigma}{s}, \frac{\pi}{2}\right) \text{ für } s > \sigma.$$

Setzt man in (4) ein, so erhält man

$$w(s) = \frac{4}{\pi C}\left[\frac{1}{s}\int_0^s p(\sigma) F\left(\frac{\sigma}{s}, \frac{\pi}{2}\right)\sigma\, d\sigma + \int_s^a p(\sigma) F\left(\frac{s}{\sigma}, \frac{\pi}{2}\right) d\sigma\right] \tag{5a}$$

für $s < a$,

$$w(s) = \frac{4}{\pi C}\cdot\frac{1}{s}\int_0^a p(\sigma) F\left(\frac{\sigma}{s}, \frac{\pi}{2}\right)\sigma\, d\sigma \text{ für } s > a. \tag{5b}$$

Die Gleichungen (5) gestatten die Berechnung der Senkungen w(s), sobald die Pressungen $p(\sigma)$ gegeben sind. Boussinesq gibt die entsprechenden Gleichungen B. S. 117 Gl. (99) und (100).

Bemerkung: Bei zentralsymmetrischer Lastverteilung sind die Radialverschiebungen u(s) und die Senkungen w(s) an allen Stellen der Grenzebene einander proportional:

$$u(s) = -\frac{m-2}{2(m-1)}\, w(s).$$

Für die besonderen Werte $m = {}^{10}/_{3}$ und $m = \infty$ der Poissonschen Konstanten gilt demnach:

$$u(s) = -0{,}28\, w(s) \quad \text{für } m = {}^{10}/_{3}$$

und

$$u(s) = -0{,}50\, w(s) \quad \text{für } m = \infty.$$

Im folgenden ist, wie schon oben angedeutet wurde, durchweg vorausgesetzt, daß die Verschiebungen u(s) unbehindert erfolgen können.

IV. $p(\sigma) = p = \text{konstant}$ innerhalb einer Kreisfläche mit dem Halbmesser a (D = o). In diesem einfachsten Sonderfall erhält man unter Weglassen aller Zwischenrechnungen, die in den Gleichungen (6 a) und (6 b) angegebenen Ausdrücke für die Senkungen w(s) an beliebiger Stelle der Grenzebene:

$$w(s) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{p\,a}{C} E\left(\frac{s}{a}, \frac{\pi}{2}\right), \quad \text{wenn } s < a, \tag{6a}$$

d. h. wenn der betrachtete Punkt innerhalb der belasteten Kreisfläche liegt, und

$$w(s) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{p\,s}{C}\left[E\left(\frac{a}{s}, \frac{\pi}{2}\right) - \left(1 - \frac{a^2}{s^2}\right) F\left(\frac{a}{s}, \frac{\pi}{2}\right)\right], \tag{6b}$$

wenn $s > a$ ist,

d. h. für Punkte s außerhalb der Kreisfläche. Darin bedeuten:

$$\left\{\begin{aligned} F\left(k, \frac{\pi}{2}\right) &= \int_0^{\pi/2} \frac{d\varphi}{\sqrt{1 - k^2 \sin^2\varphi}} \\ E\left(k, \frac{\pi}{2}\right) &= \int_0^{\pi/2} \sqrt{1 - k^2 \sin^2\varphi}\, d\varphi. \end{aligned}\right. \tag{6c}$$

die vollständigen elliptischen Integrale erster und zweiter Art, die man z. B. bei Jahnke und Emde, Funktionentafeln, S. 68 oder in der „Hütte", 1. Bd. (1925), S. 42 als Funktion des Parameters $k = \sin\alpha$ tabelliert finden kann.

Die größte Senkung tritt selbstverständlich im Mittelpunkt s = o der belasteten Kreisfläche ein. Sie ist [vgl. B. S. 140, Gl. (110)]:

$$w(o) = 2\,\frac{p\,a}{C}. \tag{7a}$$

Die Senkung am Rande des belasteten Gebietes wird

$$w(a) = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{p\,a}{C}, \tag{7b}$$

d. h. es gilt

$$w(a) = \frac{2}{\pi}\, w(o). \tag{7c}$$

Der Verlauf der Senkungen w(s) ist in Abb. 2 durch einen Meridianschnitt der deformierten Grenzebene dargestellt.

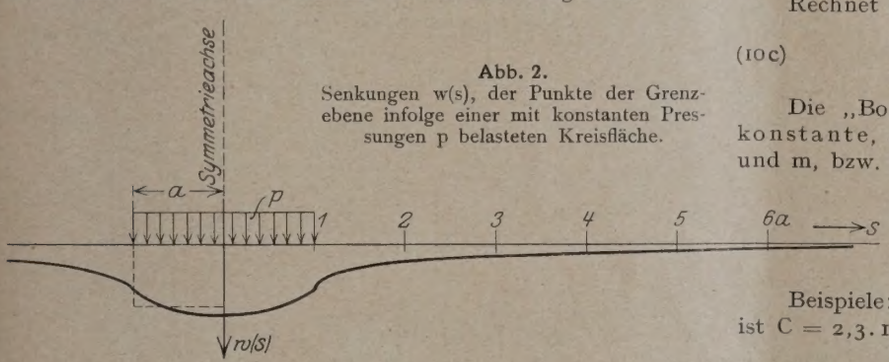


Abb. 2.
Senkungen w(s), der Punkte der Grenzebene infolge einer mit konstanten Pressungen p belasteten Kreisfläche.

Ein besonders großes Interesse hat für uns der über die ganze Kreisfläche genommene Mittelwert der Einsenkungen:

$$w_{\text{mittel}} = \frac{\int_0^a w(s) \cdot 2\,s\,\pi\,ds}{a^2\,\pi}.$$

Man erhält in Übereinstimmung mit B. S = 125, Gl. (106) mit $P = a^2\,\pi\,p$:

$$w_{\text{mittel}} = \frac{16}{3\pi} \cdot \frac{p\,a}{C} = \frac{16}{3\pi^2} \cdot \frac{P}{C\,a}, \tag{8a}$$

oder wenn man den Wert (3) für C einsetzt:

$$w_{\text{mittel}} = \frac{16}{3\pi} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{p\,a}{E} = \frac{16}{3\pi^2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{E\,a}. \tag{8b}$$

Führt man statt des Kreishalbmessers a die Fläche F des belasteten Bereiches ein, so gilt wegen $a = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$ die Gleichung

$$w_{\text{mittel}} = \frac{16}{3\pi\sqrt{\pi}} \cdot \frac{p\sqrt{F}}{C} = \frac{16}{3\pi\sqrt{\pi}} \cdot \frac{P}{C\sqrt{F}} \tag{8c}$$

und wenn man die Zahlenkoeffizienten ausrechnet,

$$w_{\text{mittel}} = 1{,}70\,\frac{p\,a}{C} = 0{,}54\,\frac{P}{C\,a}, \tag{9a}$$

bzw. auf die Fläche F bezogen:

$$w_{\text{mittel}} = 0{,}96\,\frac{p\sqrt{F}}{C} = 0{,}96\,\frac{P}{C\sqrt{F}}. \tag{9b}$$

Dies wichtige Ergebnis zeigt, daß der Mittelwert der Senkung beim elastisch-isotropen Halbraum unter gleichmäßig verteilter Last p noch von der Größe der gedrückten Fläche abhängt. w_{mittel} ist für gleiche Pressungen p dem Halbmesser a bzw. $\sqrt{F}$ proportional, und bei gleicher Gesamtlast P proportional $\frac{1}{a}$ bzw. $\frac{1}{\sqrt{F}}$ und nicht etwa proportional $\frac{1}{a^2\pi} = \frac{1}{F}$.

Man darf wohl annehmen, daß die Verhältnisse bei Baugrund ähnlich liegen, trotz mancher Verschiedenheiten in deren Verhalten. Obiges Ergebnis steht somit in Widerspruch zu der Ansicht, daß bei Erdboden die Senkungen für den betrachteten Belastungsfall nur von p und den Eigenschaften des Bodens abhängen, nicht aber von der Größe der gedrückten Fläche.

Legt man den oben berechneten Mittelwert der Senkungen zugrunde, so kann man für den hier betrachteten Belastungsfall eine Art „mittlerer Bodenziffer" angeben. Definiert man K_{mittel} durch die Gleichung $p = K_{\text{mittel}} \cdot w_{\text{mittel}}$, so erhält man:

$$K_{\text{mittel}} = \frac{3\pi}{16} \cdot \frac{C}{a} = \frac{3\pi}{16} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} \cdot \frac{E}{a} \tag{10a}$$

und durch die Größe F der belasteten Fläche ausgedrückt:

$$K_{\text{mittel}} = \frac{3\pi\sqrt{\pi}}{16} \cdot \frac{C}{\sqrt{F}}. \tag{10b}$$

Rechnet man die Zahlenkoeffizienten aus, so wird

$$K_{\text{mittel}} = 0{,}59\,\frac{C}{a} = 1{,}05\,\frac{C}{\sqrt{F}}. \tag{10c}$$

Die „Bodenziffer" ist somit durchaus keine Bodenkonstante, sondern außer von den Elastizitätskonstanten E und m, bzw. C auch noch von der Größe der gedrückten Kreisfläche abhängig, und zwar ist K_{mitte} umgekehrt proportional den linearen Abmessungen der Belastungsfläche, d. h. es nimmt mit wachsendem Halbmesser a hyperbolisch ab.

Beispiele: Für Eisen von $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kg/cm², $m = {}^{10}/_{3}$ ist $C = 2{,}3 \cdot 10^6$ kg/cm² und es wird

$$w_{\text{mittel}} = 0{,}23 \cdot 10^{-6}\,\frac{P}{a} = 0{,}42 \cdot 10^{-6}\,\frac{P}{\sqrt{F}}$$

$$K_{\text{mittel}} = \frac{1\,350\,000}{a} = \frac{2\,400\,000}{\sqrt{F}},$$

alle Größen in cm und kg gemessen.

Für Beton von $E = 200\,000$ kg/cm² wird bei Vernachlässigung der Querkontraktion ($m \to \infty$) $C = E$ und damit

$$w_{\text{mittel}} = 2{,}70 \cdot 10^{-6}\,\frac{P}{a} = 4{,}8 \cdot 10^{-6}\,\frac{P}{\sqrt{F}}$$

bzw.
$$K_{\text{mittel}} = \frac{120\,000}{a} = \frac{210\,000}{\sqrt{F}}.$$

V. $w(s) = w =$ konstant innerhalb einer Kreisfläche vom Halbmesser a ($D = \infty$). Wird eine Last P durch einen unnachgiebigen kreisförmigen Stempel auf den Halbraum übertragen, so ist die Aufgabe gegenüber Abschnitt IV gerade umgekehrt. Reibung zwischen Stempel und Halbraum sei ausgeschlossen, so daß an der Grenzebene nur Normalspannungen übertragen werden. Die Last P soll in der Achse des Kreisstempels wirken. Sodann sind die Senkungen w(s) innerhalb der Kreisfläche $s \leqq a$ überall gleich groß. Es gilt also eine Verteilung $p(\sigma)$ der Pressungen zu finden, welche der Gleichung

$$w(s) = w = \frac{4}{\pi C} \int_0^a p(\sigma)\, \sigma\, d\sigma \int_0^{\omega_1} \frac{d\omega}{\sqrt{\sigma^2 - s^2 \sin^2 \omega}}$$

für alle Werte $o \leqq s \leqq a$ genügt. Die Lösung dieser Integralgleichung ist von B. S. 158, Gl. (124) angegeben. Sie ist in unseren Bezeichnungen

$$p(s) = \frac{P}{2\pi a \sqrt{a^2 - s^2}}. \tag{11}$$

Die Senkung w innerhalb der Kreisfläche ergibt sich damit zu

$$w(s) = w = \frac{P}{2Ca} = \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot \frac{P}{C\sqrt{F}}, \quad s \leqq a \tag{12a}$$

und außerhalb der belasteten Fläche nach B. S. 165, Gl. (135) zu

$$w(s) = \frac{P}{\pi C a} \arcsin \frac{a}{s}, \quad s \geqq a, \tag{12b}$$

so daß zwischen Pressungen und Senkung des Stempels die Beziehung (13) besteht:

$$p(s) = \frac{C w}{\pi \sqrt{a^2 - s^2}}. \tag{13}$$

Nach den Gleichungen (12) ist auch in diesem Belastungsfalle die Senkung w des Stempels bei gleicher Gesamtlast P nicht der gedrückten Fläche, sondern deren linearen Abmessungen umgekehrt proportional, so daß in dieser Hinsicht das in Abschnitt IV Gesagte auch jetzt noch gilt.

Zu diesem Grenzfall des starren Belastungsstempels ist noch folgendes zu bemerken: Aus Gleichung (11) erkennt man, daß die Pressungen p(s) über alle Grenzen wachsen, sobald $s \to a$ geht, d. h. sobald man sich der Kante des Stempels nähert. Unendlich große Spannungen kann natürlich kein Baustoff ertragen, so daß in der Nähe der Kante des Stempels ein Ausweichen des Bodenmaterials stattfinden wird. Nach Boussinesq hat dies jedoch nur „lokale Störungen" am Rande zur Folge, während sich das Gesamtbild im übrigen nicht wesentlich ändert. Eine ausführliche Erörterung dieses Einflusses findet man bei B. S. 213 u. f. Damit übereinstimmende Feststellungen findet man in den weiter unten genannten Arbeiten von F. Engesser und F. Emperger.

Abb. 3 zeigt die nach Gleichung (13) berechnete Pressungsverteilung für den elastisch-isotropen Halbraum (vollgezeichnete Linie). Die gestrichelte Kurve zeigt die Pressungen, wie sie sich bei nicht zu kleinen Flächen vermutlich in Wirklichkeit einstellen werden, wobei die Höhe der „Spitze" durch Versuche festzustellen wäre.

Die „Bodenziffer" ist jetzt zu definieren durch $p_{mittel} = w \cdot K_{mittel}$, woraus man

$$K_{mittel} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{C}{a} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \frac{C}{\sqrt{F}} \tag{14}$$

erhält. Folglich gilt auch hier alles im Abschnitt IV über K_{mittel} Gesagte. Rechnet man die Zahlenkoeffizienten aus, so ist

$$\begin{cases} w = 0{,}50 \dfrac{P}{Ca} = 0{,}89 \dfrac{P}{C\sqrt{F}}, \\ K_{mittel} = 0{,}64 \dfrac{C}{a} = 1{,}13 \dfrac{C}{\sqrt{F}}. \end{cases} \tag{15}$$

VI. $p(x,y) = p =$ konstant innerhalb eines Rechteckbereiches von den Seitenlängen 2a und 2b. Legt man den Koordinatennullpunkt in den Mittelpunkt des Rechtecks, so sind die Grenzen des Bereichs durch die Geraden $x = \pm a$ und $y = \pm b$ gegeben (vgl. Abb. 4). Aus der letzten der Gleichungen (2) erhält man dann unter Weglassung der Zwischenrechnungen:

$$\begin{aligned} w(x,y) = \frac{p}{\pi C} \Bigg[& (b-y) \ln \frac{\sqrt{(a-x)^2+(b-y)^2}+(a-x)}{\sqrt{(a+x)^2+(b-y)^2}-(a+x)} \\ & + (b+y) \ln \frac{\sqrt{(a-x)^2+(b+y)^2}+(a-x)}{\sqrt{(a+x)^2+(b+y)^2}-(a+x)} \\ & + (a-x) \ln \frac{\sqrt{(a-x)^2+(b-y)^2}+(b-y)}{\sqrt{(a-x)^2+(b+y)^2}-(b+y)} \\ & + (a+x) \ln \frac{\sqrt{(a+x)^2+(b-y)^2}+(b-y)}{\sqrt{(a+x)^2+(b+y)^2}-(b+y)} \Bigg]. \end{aligned} \tag{16}$$

Der Ausdruck (16) für w(x, y) gilt für beliebige, endliche Werte a, b und für ganz beliebige Punkte (x, y) innerhalb oder außerhalb des Rechtecks, sowie auf dessen Begrenzung. Man erhält damit für den Mittelpunkt O des Rechtecks:

$$w(0,0) = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{\sqrt{a^2+b^2}+b}{\sqrt{a^2+b^2}-b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2+b^2}+a}{\sqrt{a^2+b^2}-a} \right]. \tag{17}$$

Die Senkung im Punkte A (vgl. Abb. 4) wird erhalten zu

$$w(a,0) = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{\sqrt{4a^2+b^2}+b}{\sqrt{4a^2+b^2}-b} + b \ln \frac{b}{\sqrt{4a^2+b^2}-2a} \right] \tag{18}$$

die Senkung im Punkt B zu

$$w(0,b) = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{a}{\sqrt{a^2+4b^2}-2b} + b \ln \frac{\sqrt{a^2+4b^2}+a}{\sqrt{a^2+4b^2}-a} \right] \tag{19}$$

und die Senkung im Eckpunkt C des Rechtecks:

$$w(a,b) = \frac{2p}{\pi C} \left[a \ln \frac{a}{\sqrt{a^2+b^2}-b} + b \ln \frac{b}{\sqrt{a^2+b^2}-a} \right]. \tag{20}$$

Vergleicht man die Gleichungen (17) und (20), so findet man, daß die kleinsten Senkungen w(a,b) in den Eckpunkten

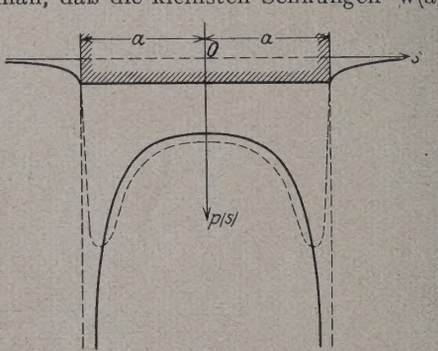


Abb. 3. Pressungsverteilung p(s) unter einer starren Kreisplatte.

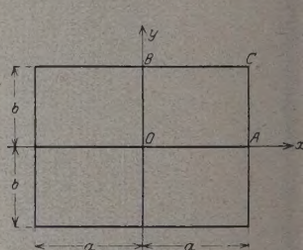


Abb. 4.

des Rechtecks gerade gleich der Hälfte der größten Senkung w(o,o) im Mittelpunkte ist. Es gilt für alle Rechteckflächen von beliebigem Seitenverhältnis und gleichmäßiger Pressung:

$$w(a,b) = \frac{1}{2} w(0,0). \tag{21}$$

Handelt es sich im besonderen um quadratische Flächen, so vereinfachen sich die Gleichungen (17) bis (20) wegen a = b bedeutend, während sich der Ausdruck (16) für die Senkung w(x,y) an beliebiger Stelle nicht mehr vereinfachen läßt. Für eine quadratische Belastungsfläche (Seitenlänge des Quadrats gleich 2 a) ist die Senkung im Mittelpunkte

$$w(0,0) = \frac{8}{\pi} \ln(\sqrt{2}+1) \cdot \frac{p\,a}{C} = 2{,}24 \frac{p\,a}{C}. \tag{22}$$

Die Senkung in den Mittelpunkten der Quadratseiten ist

$$(23)\quad \begin{cases} w(a,0) = w(0,a) = \frac{2}{\pi}\left[2\ln\frac{\sqrt{5}+1}{2} + \ln(\sqrt{5}+2)\right]\frac{p\,a}{C} \\ \qquad = 1{,}53\,\frac{p\,a}{C}. \end{cases}$$

und die Senkung in den Eckpunkten des Quadrats:

$$(24)\qquad w(a,a) = \frac{4}{\pi}\ln(\sqrt{2}+1)\cdot\frac{p\,a}{C} = 1{,}12\,\frac{p\,a}{C}.$$

Abb. 5 zeigt die Linien gleicher Senkung für einen quadratischen Bereich konstanter Pressungen (Höhenschichtenplan für die deformierte Grenzebene).

Von hohem Interesse sind noch die Werte der Gleichungen (17) bis (20), wenn man darin statt der Seitenlängen 2 a und

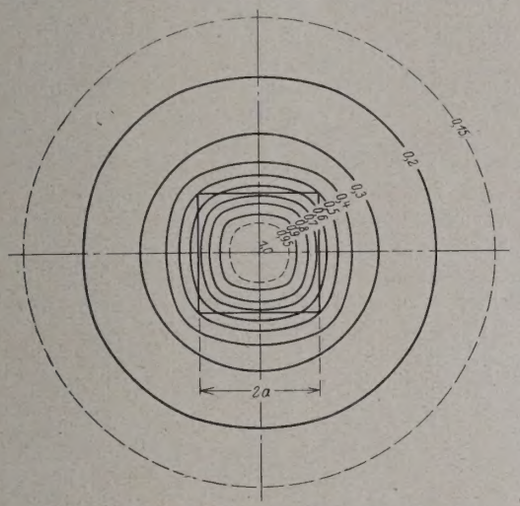


Abb. 5. Linien gleicher Senkung für einen mit konstanten Pressungen belasteten, quadratischen Bereich. Senkung im Mittelpunkte gleich Eins.

2 b des Rechtecks den Flächeninhalt F und das Verhältnis $\frac{b}{a} = \alpha$ der Seitenlängen einführt. Es ist $F = 4\,a\,b = 4\,\alpha\,a^2$ und folglich $a = \frac{\sqrt{F}}{2\sqrt{\alpha}}$ sowie $b = \frac{1}{2}\sqrt{\alpha F}$.

Damit gehen die Gleichungen (17) bis (20) über in

$$(25a)\quad w(0,0) = \frac{1}{\pi}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C\sqrt{\alpha}}\left[\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}-\alpha} + \alpha\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+1}{\sqrt{1+\alpha^2}-1}\right],$$

$$(25b)\quad w(a,0) = \frac{1}{\pi}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C\sqrt{\alpha}}\left[\ln\frac{\sqrt{4+\alpha^2}+\alpha}{\sqrt{4+\alpha^2}-\alpha} + \alpha\ln\frac{\alpha}{\sqrt{4+\alpha^2}-2}\right],$$

$$(25c)\quad \begin{cases} w(0,b) = \\ \quad \frac{1}{\pi}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C\sqrt{\alpha}}\left[\ln\frac{1}{\sqrt{1+4\alpha^2}-2\alpha} + \alpha\ln\frac{\sqrt{1+4\alpha^2}+1}{\sqrt{1+4\alpha^2}-1}\right], \end{cases}$$

$$(25d)\quad \begin{cases} w(a,b) = \\ \quad \frac{1}{\pi}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C\sqrt{\alpha}}\left[\ln\frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}-\alpha} + \alpha\ln\frac{\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}-1}\right] \equiv \frac{1}{2}\,w(0,0). \end{cases}$$

Setzt man ferner noch $x = a\,\xi$, $y = b\,\eta$, worin ξ, η Verhältniszahlen bedeuten, so nimmt der Ausdruck für die Senkungen an beliebiger Stelle die Form an:

$$(25e)\quad \begin{cases} w(a\,\xi, b\,\eta) = \\ \quad \frac{1}{2\pi}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C\sqrt{\alpha}}\left[(1-\xi)\ln\frac{\sqrt{(1-\xi)^2+\alpha^2(1-\eta)^2}+\alpha(1-\eta)}{\sqrt{(1-\xi)^2+\alpha^2(1+\eta)^2}-\alpha(1+\eta)}\right. \\ \quad +(1+\xi)\ln\frac{\sqrt{(1+\xi)^2+\alpha^2(1-\eta)^2}+\alpha(1-\eta)}{\sqrt{(1+\xi)^2+\alpha^2(1+\eta)^2}-\alpha(1+\eta)} \\ \quad +\alpha(1-\eta)\ln\frac{\sqrt{(1-\xi)^2+\alpha^2(1-\eta)^2}+(1-\xi)}{\sqrt{(1+\xi)^2+\alpha^2(1-\eta)^2}-(1+\xi)} \\ \quad \left.+\alpha(1+\eta)\ln\frac{\sqrt{(1-\xi)^2+\alpha^2(1+\eta)^2}+(1-\xi)}{\sqrt{(1-\xi)^2+\alpha^2(1+\eta)^2}-(1+\xi)}\right]. \end{cases}$$

In der Zahlentafel (26) sind die Werte der Senkungen in den vier Punkten O, A, B, C für einige Rechtecke von verschiedenen Seitenverhältnissen α angegeben.

(26)

Punkt	O	A	B	C	Faktor
α	w(0, 0)	w(a, 0)	w(0, b)	w(a, b)	
1	1,12	0,76	0,76	0,56	$\frac{p\sqrt{F}}{C}$
1,5	1,11	0,79	0,73	0,55	
2	1,08	0,79	0,69	0,54	
3	1,03	0,78	0,64	0,51	
5	0,94	0,75	0,57	0,47	
10	0,80	0,67	0,47	0,40	
100	0,40	0,36	0,22	0,20	
1 000	0,173	0,159	0,093	0,087	
10 000	0,069	0,065	0,037	0,035	

Der über die ganze Rechteckfläche genommene Mittelwert

$$w_{mittel} = \frac{\int_0^a dx \int_0^b w(x,y)\,dy}{a\,b}$$

der Einsenkungen w(x, y) hängt jetzt auch von dem Verhältnis α der Rechteckseiten ab. Man erhält für beliebige Rechteckflächen

$$(27)\quad \begin{cases} w_{mittel} = \frac{p}{\pi C}\left[2\,a\ln\frac{\sqrt{a^2+b^2}+b}{\sqrt{a^2+b^2}-b}\right. \\ \quad \left. +2\,b\ln\frac{\sqrt{a^2+b^2}+a}{\sqrt{a^2+b^2}-a} - \frac{4}{3}\cdot\frac{(a^2+b^2)^{3/2}-(a^3+b^3)}{a\,b}\right] \end{cases}$$

und insbesondere für quadratische Flächen ($\alpha = 1$) von der Seitenlänge 2 a:

$$(28)\qquad w_{mittel} = \frac{8}{\pi}\cdot\frac{p\,a}{C}\left[\ln(\sqrt{2}+1) - \frac{\sqrt{2}-1}{3}\right] = 1{,}89\,\frac{p\,a}{C}.$$

Um mit den für Kreisflächen berechneten Werten vergleichen zu können, führen wir wieder den Flächeninhalt F des Rechtecks und das Verhältnis α der Seitenlängen ein. Es wird dann für beliebige Rechtecke:

$$(29a)\quad \begin{cases} w_{mittel} = \frac{p\sqrt{F}}{\pi C\sqrt{\alpha}}\left[\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}-\alpha} + \alpha\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+1}{\sqrt{1+\alpha^2}-1}\right. \\ \quad \left. -\frac{2}{3}\cdot\frac{(1+\alpha^2)^{3/2}-(1+\alpha^3)}{\alpha}\right] \end{cases}$$

oder wenn man Gleichung (25a) beachtet, auch

$$(29b)\quad w_{mittel} = w(0,0) - \frac{2}{3\pi}\cdot\frac{(1+\alpha^2)^{3/2}-(1+\alpha^3)}{\alpha\sqrt{\alpha}}\cdot\frac{p\sqrt{F}}{C}$$

und insbesondere für Quadratflächen $\alpha = 1$:

$$(30)\quad w_{mittel} = \frac{4}{\pi}\left[\ln(\sqrt{2}+1) - \frac{\sqrt{2}-1}{3}\right]\frac{p\sqrt{F}}{C} = 0{,}95\,\frac{p\sqrt{F}}{C}.$$

In der Zahlentafel 31 sind die mittleren Senkungen w_{mittel} für einige Werte α angegeben.

(31)

α	1	1,5	2	3	5	10	100	1000	10000	Faktor
w_{mittel}	0,95	0,94	0,92	0,88	0,82	0,71	0,37	0,163	0,066	$\frac{p\sqrt{F}}{C} \equiv \frac{P}{C\sqrt{F}}$

Wir berechnen auch für den Rechteckbereich eine „mittlere Bodenziffer" aus $K_{mittel} = \frac{p}{w_{mittel}}$. Man erhält für beliebiges α:

$$(32)\quad \begin{cases} K_{mittel} = \frac{C}{\sqrt{F}}\times \\ \quad \frac{\pi\sqrt{\alpha}}{\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+\alpha}{\sqrt{1+\alpha^2}-\alpha} + \alpha\ln\frac{\sqrt{1+\alpha^2}+1}{\sqrt{1+\alpha^2}-1} - \frac{2}{3}\cdot\frac{(1+\alpha^2)^{3/2}-(1+\alpha^3)}{\alpha}} \end{cases}$$

und insbesondere für quadratische Bereiche $\alpha = 1$

$$(33)\quad K_{mittel} = \frac{C}{\sqrt{F}}\cdot\frac{\pi}{4\left[\ln(\sqrt{2}+1) - \frac{\sqrt{2}-1}{3}\right]} = 1{,}06\,\frac{C}{\sqrt{F}}.$$

(Fortsetzung folgt.)

DIE HAUPTVERSAMMLUNG DER STUDIENGESELLSCHAFT FÜR AUTOMOBILSTRASSENBAU.

Am 3., 4. und 5. Oktober fand in Wiesbaden unter großer Beteiligung von Vertretern der Wissenschaft, der Wirtschaft, sowie von Vertretern der Behörden und Wirtschaftsverbände die Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau statt.

Nach einem Bericht des geschäftsführenden Vorstandes wurden Berichte der 9 Unterausschüsse durch deren Obleute vorgetragen, die einen Überblick gaben über den Arbeitsbereich, die bisherigen Erfahrungen, Untersuchungen und Studienreisen der betr. Ausschüsse.

Der Planungsausschuß berichtete über die Ergebnisse seiner bisherigen Tätigkeit, die sich u. a. auf das Studium der Verhältnisse zwischen Schienenweg und Kraftwagenstraße, insbesondere über vergleichende Kosten von Güterbeförderung durch Kraftwagenverkehr oder Schienenweg bezogen. Von besonderem Interesse ist die Beantwortung der Frage: Kraftwagenbahnen oder Kraftwagenstraßen. Unter Kraftwagenstraßen werden gewöhnliche Landstraßen verstanden, wenn sie sich in einem für den Kraftwagenverkehr geeigneten Zustande befinden. Unter Kraftwagenbahnen fallen diejenigen Straßen, die lediglich für den Kraftwagenverkehr bestimmt sind. Der Ausschuß kam zu dem Ergebnis, daß selbständige Kraftwagenbahnen für Deutschland vorläufig verkehrstechnisch nicht notwendig und auch wirtschaftlich nicht durchführbar seien.

Besondere Ausschüsse widmeten sich den Arbeiten über Land- und Stadtstraßen.

Ferner seien diejenigen Ausschüsse erwähnt, die sich mit der Herstellung und Erhaltung der Straßendecken befassen.

Der Ausschuß für Kleinpflaster widmet sich der Frage über die bestmöglichste Verkittung der Pflaster.

Der Bericht des Obmannes für Teerstraßen wies auf die steigende Zunahme des Teerstraßenbaues in Deutschland hin und wurde bei Besprechung der wirtschaftlichen Vergleiche mit anderen Straßenbausystemen polemisch. Der Ausschuß für Teerstraßen hat bereits wertvolle Arbeiten im Laboratorium geleistet, die durch interessante Beobachtungen auf Studienreisen ergänzt werden.

Der Bericht des Ausschusses für Asphaltstraßen wandte sich insbesondere gegen die Ansicht, daß man aus nationalen Gründen von den Asphaltstraßen abkommen müßte, mit Rücksicht darauf, daß mit deren Anwendung eine erhebliche Einfuhr aus dem Auslande verknüpft sei. Die Bedenken suchte der Obmann des Ausschusses, Prof. Neumann, zu widerlegen. Er regte im übrigen in sehr wertvoller Weise an, daß die Studiengesellschaft nunmehr an eine ihrer Hauptaufgaben schreiten müßte, den Wert der einzelnen Straßendecken gegeneinander abzustimmen. Man könne hier nicht nach gewissen Rezepten verfahren, sondern müsse sich mehr den örtlichen Verhältnissen anpassen.

Es sei notwendig, den Anwendungsbereich der einzelnen Systeme gegeneinander abzugrenzen, damit die interessierten Behörden ein klares Bild von ihrer technischen wirtschaftlichen Bedeutung erhalten könnten.

In sachlicher Weise wurde durch den Obmann des Ausschusses für Betonstraßen über die bisherige Entwicklung dieser Straßenart in Deutschland berichtet. Er verwies auf die verschiedenen Probestrecken, die jetzt im Bau sind, und unterließ es nicht, auf gewisse Mängel hinzuweisen, die durch das Studium des Ausschusses beseitigt werden sollen.

Schließlich wurde über alle andern Arten der Straßendeckung, die nicht in die bisher genannten Gebiete fallen berichtet. Zu diesen gehören neben Holzpflaster, das von den Interessenten selbst als unwirtschaftlich abgelehnt wird, Ziegelpflaster u. a. m.

Der Ausschuß für Straßenbaumaschinen hat die nicht leichte Aufgabe, unter den wirtschaftlichen Schwierigkeiten die geeigneten Wege zu suchen, um sich von dem Wettbewerb des Auslandes unabhängig zu machen. Der Bericht des Obmannes weist darauf hin, daß der Ausschuß das Bestreben haben wird, alle Fragen zu studieren, die mit den ausländischen Fabrikaten zusammenhängen, und daß auch Mittel und Wege gesucht werden sollen, unsere Straßenbaumaschinen wirtschaftlich und technisch möglichst günstig auszugestalten.

Der Unterausschuß über Gesetzgebung hat die schwierige Aufgabe der Finanzierung und der Straßenpolizei zu studieren, deren Vereinheitlichung im ganzen Reich erstrebt werden sollte.

Als neu gegründeter Ausschuß wurde der Forschungsausschuß bekannt, der sich mit den Fragen der Forschung und Prüfung von Straßenbaukonstruktionen und der verwendeten Materialien zu befassen haben wird. Seine Arbeiten sollen jetzt beginnen, nachdem das Reichsverkehrsministerium grundsätzlich die Bereitschaft ausgesprochen hat, die Forschungsarbeiten zu unterstützen.

Oberregierungsrat Dr.-Ing. Rappaport vom Ruhrsiedlungsverband hielt einen Vortrag über die Verwendung des vorhandenen Straßennetzes für den neuzeitlichen Kraftwagenverkehr.

Nach einer Darstellung der historischen Entwicklung des deutschen Straßennetzes wies der Vortragende auf die Notwendigkeit hin, die Straßen dem Kraftwagenverkehr anzupassen. Hierzu gehöre in erster Linie die Schaffung von Hauptdurchgangsstraßen. Er verwies in diesem Zusammenhang auf die vom deutschen Straßenbauverband und von der Studiengesellschaft aufgestellten Pläne von Straßennetzen, die unter Benutzung vorhandener Straßen angelegt wurden, und bei denen neue Straßen nur zur Umgehung von Ortschaften und zur Abkürzung oder Ausscheidung ungeeigneter Straßenzüge herangezogen wurden.

Die Befestigung richte sich nach der Belastung der Straßen und danach, ob es sich um Straßen in der Nähe der Großstädte oder in ländlichen Gebieten handle. Der Vortragende verwies auf die sehr wertvollen Verkehrszählungen auf den verschiedenen Straßen, die bei der Aufstellung des Straßennetzes von Vorteil waren.

Er kommt zu dem Vorschlag, daß von Reichs wegen die Klassifizierung eines einheitlichen Straßennetzes, für dessen Unterhaltung Vorkehrungen getroffen werden sollten und verweist besonders auf die Arbeiten des Planungsausschusses sowie auf die besonderen deutschen Verhältnisse, die sich wegen der kurzen Entfernungen nicht mit andern Straßennetzen des Auslandes vergleichen lassen.

Ein besonderer Hinweis des Vortragenden galt den in England, Amerika, Frankreich und Spanien getroffenen einheitlichen Maßnahmen. Die meisten Staaten des Auslandes legten mehr Wert auf den Ausbau des vorhandenen Netzes unter Einschaltung von Umgehungsstraßen als auf den Bau selbständiger Kraftwagenbahnen.

Zum Schluß wies der Vortragende darauf hin, daß der Ausbau des Kraftwagenstraßennetzes eine der dringendsten Aufgaben sei, die nicht verzögert werden dürfe, wenn die Wirtschaft darunter nicht leiden soll.

Der letzte Punkt der Tagesordnung war ein Bericht des Vorsitzenden der Gesellschaft für Automobilstraßenbau, Geh.-Rats Brix, über den 5. Straßen-Kongreß in Mailand.

Am Schluß der Tagung fand die Besichtigung von Straßen verschiedener Art statt in der Stadt, in der Umgebung und in den Vororten, darunter auch der Autorennstrecke im Stadtwald.

Die Tagung der Studiengesellschaft darf als sehr erfreulich bezeichnet werden, denn sie hat durch übersichtliche und klare kurze Berichte die Arbeit der Unterausschüsse und deren künftige Aufgaben klargelegt. Die Organisation der Veranstaltung und das Ergebnis darf als durchaus befriedigend bezeichnet werden. E. P.

DIE NEUEN EISENBETONBESTIMMUNGEN.

Von Stadtbaumeister Dipl.-Ing. Kurt Bonn, Gelsenkirchen.

Die zahlreichen Ausführungen [1]) über die durch Erlaß — II. 9 Nr. 653 — des Herrn Ministers für Volkswohlfahrt unter dem 9. September 1925 amtlich eingeführten „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ [2]) lassen Raum für ergänzende Betrachtungen, die zum Ziel haben sollen, zu der für die baupolizeiliche Praxis wünschenswerten Klarstellung strittiger Punkte beizutragen.

Besondere Beachtung verdienen die „Vergünstigungen“ für kreuzweise bewehrte Platten und Pilzdecken, für die zwei Grenzfälle aufgeführt sind, die im Eisenbetonbau äußerst selten vorkommen. Da Verständnis für das Spiel der Kräfte nicht bei allen Baupolizeiverwaltungen vorausgesetzt werden darf, wäre es zweckmäßig gewesen, das Verfahren eingehender zu erläutern. Die inzwischen herausgegebenen Berichtigungen der Bestimmungen [3]) schreiben bei Anwendung der Beiwerte auf seitenparallel bewehrte Platten eine Zusatzbewehrung gegen Drillungsmomente vor, eine Notwendigkeit, auf die bereits früher an anderer Stelle [4]) hingewiesen worden ist.

Übersichtliche Tabellen [5]) erleichtern den verhältnismäßig umständlichen Rechnungsgang wesentlich. Es muß aber beachtet werden, daß die Beiwerte in der von Dr.-Ing. Marcus angegebenen Form die Rechnung nach Clapeyron, die nach A § 17^3 bei ungleichen Feldweiten auch weiterhin erwünscht ist, ausschließen. Die auch für wechselweise Feldbelastung — nach dem Wortlaut der Bestimmungen nur für gleichmäßig verteilte Belastung — zulässige Anwendung der Beiwerte sollte daher auf Plattenzüge gleicher Feldweiten oder ungleicher Stützweiten, bei denen die kleinste noch mindestens 0,9 der größten ist, beschränkt bleiben. Darüber hinaus müßte wenigstens der Einfluß der Nutzlast nach genauem Verfahren Berücksichtigung finden, wobei die errechneten Feldmomente — nicht die Stützenmomente — nachträglich durch die Marcusschen Beiwerte reduziert werden könnten. Die Berechnung nach Marcus kommt vorzugsweise für Lagerhausbauten in Frage, bei denen die Stützweiten gleich gewählt werden können. Hier wird sich infolge der weitgehenden Ausnutzung des Materials die Möglichkeit bieten, die nicht mehr zeitgemäßen Kappendecken zwischen Walzeisenträgern vollständig zu verdrängen.

Die durch die ungünstige Lage auf dem Baumarkte bedingte gegenseitige Unterbietung zwingt die Bauunternehmungen jedoch, die „Vergünstigungen“ auch für durchlaufende Wohnhausdecken mit ungleichen Feldweiten in Anspruch zu nehmen. Da die Stützenmomente nach Marcus die Momente in den angrenzenden Feldern wesentlich übersteigen, sind der Anwendung der Beiwerte bei voutenlosen Decken, die durch Wände gestützt sind, insofern Grenzen gesetzt als die über den Stützen in Rechnung gestellte Druckbewehrung höchstens in gleicher Stärke wie die Zugbewehrung [fe = fe'] gewählt werden sollte. Bei Beachtung der angeführten Einschränkungen werden vom baupolizeilichen Standpunkte Einwendungen gegen die Reduzierung der Momente nicht zu erheben sein; jedoch dürfen bei dem angenäherten Verfahren nach A § 17^3 d die Brüche $^9/_{128}$ bzw. $^1/_{24}$ von Marcus nicht in die Rechnung eingeführt werden, da diese einen Zuschlag aus der wechselweisen Feldbelastung erfordern. Bei den auf diese Weise berechneten dünnen Platten gegebenenfalls die Einschränkungen aus A § 14^7 [h = $^1/_{40}$ l] und der Tafel IVc [$^{35}/_{1000}$ kg/qcm bei Platten unter 10 cm Stärke) zur Durchführung zu bringen, wird eine wichtige Aufgabe der prüfenden Stellen sein. Die Bestimmungen über die Nutzhöhe [A § 14^7], die anscheinend auch Geltung behalten sollen, falls der Beiwert = 1 gesetzt wird oder die Berechnung der Lastanteile entsprechend der alten Methode ohne Berücksichtigung der Auflagerverhältnisse nur nach dem Längenverhältnis erfolgt, sind jedoch so scharf, daß bei Wohn- und Bürohausdecken aus wirtschaftlichen Gründen mit einer Anwendung der kreuzweise bewehrten Platte kaum zu rechnen sein wird. Gerade bei derartigen Bauten hat sich diese Platte in den Bergbaugebieten bewährt und es wäre daher erwünscht, diese einengende Vorschrift zu mildern. Daß dann bei diesen dünnen Decken die bisher vielfach zugelassene Verminderung der rechnungsmäßig erforderlichen Bewehrung auf $^2/_3$ Fe mit Staffelung nach der Plattenmitte oder die Verringerung nach Marcus zum Ausgleich von Ausführungsmängeln unterbleiben müssen, bedarf kaum der Erwähnung.

Die Ermittlung der Lastanteile der die kreuzweise bewehrten Platten tragenden Unterzüge hat ohne Berücksichtigung der Beiwerte zu erfolgen, doch sollte bei Anwendung von Clapeyron die Rechnung mit gleichmäßig verteilter Last — nicht Dreieckslast — allgemein zugelassen werden, um die Berechnung einfacher zu gestalten. Da die Bewehrung seitenparallel ausgeführt wird und das neue Verfahren der den alten Bestimmungen zugrunde gelegten Streifenmethode somit wenigstens annähernd entspricht, werden Bedenken in baupolizeilicher Hinsicht hiergegen nicht zu erheben sein.

Besonders für die Bergbautreibenden von hohem Wert ist die neu aufgenommene Bestimmung über Verteilungseisen A § 14^7, da gelegentlich von Baupolizeibedörden den Bauunternehmungen in dieser Richtung gemachte Auflagen hier eine Stütze finden [ob auch im § 10 II 17 A. L. R. erscheint immerhin fraglich]. Werden die Stöße sorgfältig versetzt angeordnet, so erhält man durch die Decke infolge der jetzt kreuzweisen Bewehrung nicht nur einen horizontalen zur Aufnahme der durch Zerrungen und Pressungen [horizontale Bewegungen an der Sohle] bedingten Biegungsbeanspruchungen befähigten Träger von hohem Widerstandsmoment, sondern im Verein mit der Zugfestigkeit des Betons auch ein Zugglied für horizontale Belastungen [Zerrungen] in jeder Richtung, das auch für senkrechte Belastungen [Senkungen] in gewissem Umfange ohne Gefahr für den Bestand des Bauwerkes in Richtung der Verteilungseisen biegungsfest ist. Trotzdem wäre es erwünscht, die Anzahl der Eisen bei Wohn- und Bürohausdecken zu vermindern, da Eisenbetondecken bei Beachtung dieser Vorschrift wegen des Mehraufwandes an Eisen und Arbeit mit Holzbalkendecken weniger wettbewerbsfähig werden. Das wäre nicht nur nachteilig in feuerpolizeilicher Hinsicht und für die Bergbautreibenden, sondern auch für die Gesamtwirtschaft, da der Lohnanteil bei Eisenbetondecken [Zement, Eisen, Arbeit auf der Baustelle] höher ist als bei Holzbalkendecken und Arbeitskräfte uns leider im Übermaße zur Verfügung stehen. Da hier der Belag die Konstruktion schützt und die Lastenverteilung im allgemeinen verbessert, könnten die Baupolizeibehörden ohne Nachteil für Leben und Gesundheit der Bewohner ermächtigt werden, eine Verminderung der Verteilungseisen bis auf 10 vH der Trageisen, im äußersten Falle bis auf 2 Rundeisen von 5 mm Stärke auf 1,0 m Tiefe, zuzulassen.

Der praktisch tätige Baupolizeibeamte wird die Bestimmungen durch stillschweigende Ergänzungen zweckmäßig auf die folgende Form bringen, sofern nicht durch amtliche Erläuterungen oder wie früher durch Musterbeispiele entgegenstehende Weisungen ergehen:

§ 5^4. Eisen [Stahl]. Die Mindeststärke beträgt für Trageisen 6 mm, für Verteilungseisen und Bügel 5 mm.

---

[1]) Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck, „Beton und Eisen“ 1925, Heft 4; Ministerialrat Dr. Friedrich, „Beton und Eisen“ 1925, Heft 4; Ministerialrat Lorenz-Meyer, „Zentralblatt d. Bauverw.“ 1925, S. 473; Professor Dr.-Ing. Probst, „Der Bauingenieur“ 1925, Heft 31; Professor B. Löser, „Der Bauingenieur“ 1925, Heft 6; Professor B. Löser. „Beton und Eisen“ 1926, Heft 1.

[2]) Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

[3]) „Beton und Eisen“ 1926, Heft 6. S. 124.

[4]) Dr.-Ing. Leitz, „Der Bauingenieur“ 1925, Heft 32; „Beton-Kalender“ 1926, S. 295.

[5]) Professor B. Löser, „Bemessungsverfahren“, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1925; Dipl.-Ing. O. Luetkens, „Der Bauingenieur“ 1925, Heft 21.

Fußnote 5 auf Seite 9. Schlackensand, der schaumig gefallen ist. Die zulässige Druckbeanspruchung für Bimsbeton mit Kiessandzusatz verschiedener Mischungen darf höchstens um 20% höher angenommen werden als auf Seite 199 im Betonkalender 1926 angegeben ist.

§ 12^5. Bei Nutzlasten über 1000 kg/m² kann die Probelast bis zur einfachen Nutzlast ermäßigt werden. Ebenso auch bei geringeren Nutzlasten, sobald die Durchbiegung die folgenden Werte erreicht:

$^1/_{3000}$ der Spannweite bei Mittelfeldern und eingespannten Bauteilen,
$^1/_{2000}$ der Spannweite bei Endfeldern,
$^1/_{1000}$ der Spannweite bei freiaufliegenden Bauteilen,
$^1/_{500}$ der Freilänge bei Kragbauten.

In beiden im § 12^5 Abs. 4 genannten Fällen ist die Belastung zu wiederholen; nach Beseitigung der Probelast darf jetzt eine bleibende Durchbiegung nicht vorhanden sein [d. h. die Bauteile müssen vollkommen elastisch sein].

§ 12^7. Die Probelast muß auf Verlangen der Baupolizei mindestens 6 Stunden liegen bleiben; danach erst ist die größte Durchbiegung zu messen. Die bleibende Durchbiegung ist frühestens 12 Stunden nach Beseitigung der Probelast festzustellen, falls die Durchbiegung nicht schon vorher auf ¼ der größten gemessenen Durchbiegung zurückgeht.

Abgesehen vom Einfluß etwaiger Auflagersenkungen darf die bleibende Durchbiegung höchstens ¼ der gemessenen Gesamtdurchbiegung betragen, vorausgesetzt, daß die größte Durchbiegung mindestens betragen hatte:

$^1/_{6000}$ der Spannweite bei Mittelfeldern und eingespannten Bauteilen,
$^1/_{4000}$ der Spannweite bei Endfeldern,
$^1/_{2000}$ der Spannweite bei freiaufliegenden Bauteilen,
$^1/_{1000}$ der Freilänge bei Kragbauten.

§ 14^7. Falls diese Nullpunktsentfernung nicht nachgewiesen wird, kann sie in Endfeldern zu $^4/_5$, in Mittelfeldern zu $^{13}/_{20}$ der Stützweite angenommen werden.

Die Nutzhöhe der kreuzweise bewehrten Platten ..... $^1/_{30}$ der größten Entfernung der Momentennullpunkte der kürzeren Spannweite, mindestens aber $^1/_{40}$ der kürzeren Stützweite.

Die Trageisen ..... 15cm voneinander entfernt sein; bei kreuzweise bewehrten Platten darf die Entfernung 25 cm betragen.

§ 14^{10}. Die Nutzhöhe h muß mindestens $^1/_{20}$ der Stützweite (vgl. § 17^{10}), bei durchlaufenden oder eingespannten Balken und Plattenbalken $^1/_{20}$ der größten Entfernung der Momentennullpunkte betragen.

§16. Bei gewöhnlichen Hochbauten wie Wohn-, Geschäfts-, Büro- und Lagerhäuser, auch bei in diesen befindlichen statisch unbestimmten Tragwerken bis zu 6,50 m Spannweite können die Temperaturschwankungen und das Schwinden usw.

§ 17^9. Pilzdecken [vgl. § 14^9] sind im allgemeinen sowohl usw.

Der Abschnitt über Probebelastungen wurde vorstehend besonders ausführlich behandelt, da auf diesem Gebiet erfahrungsgemäß noch heute sehr viel gesündigt wird. Unsachgemäß ausgewertete Ergebnisse der Probebelastungen können Schäden für Leben und Gesundheit der Bevölkerung im Gefolge haben; die Vornahme verbindlicher Belastungen sollte daher nur durch geeignete Ingenieure [im Eisenbeton- und Eisenbau tätige Bauingenieure mit der 2. Staatsprüfung im Wasser- und Straßenbaufach oder Eisenbahn- und Straßenbaufach oder besonders ermächtigte andere Techniker beliebiger Fachrichtung] zulässig sein. Eine entsprechende Anordnung würde von den Bauunternehmungen, welche die verhältnismäßig hohen Kosten zu tragen haben, dankbar begrüßt werden, da Probebelastungen dann wirklich auf den unbedingt notwendigen Umfang beschränkt bleiben würden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bogenstützmauer aus Betonblöcken.

In einer Gegend Ostindiens mit hohen Preisen für Eisenbetonarbeiten sind die Stützmauern für Brückenrampen als Gewölbe aus

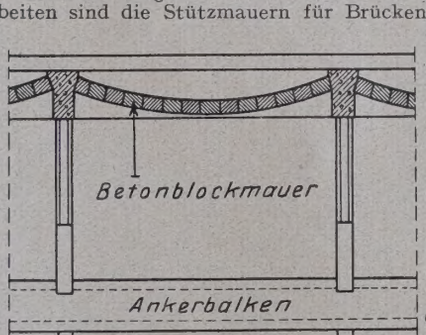


Abb. 1.

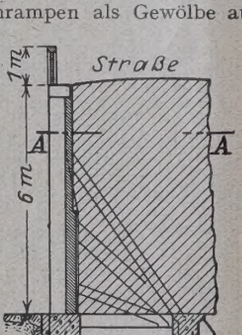


Abb. 2.

Betonblöcken zwischen Eisenbetonpfeilern ausgeführt worden, deren Bewehrung in einem Ankerbalken Rückhalt bekam (Abb. 1 u. 2). (Nach Engineering News-Record vom 1. Juli 1926, S. 7 mit 2 Abb.) N.

Der Umbau des Stockholmer Hauptbahnhofs.

Seit etwa 1½ Jahren ist die alte Zentralstation von Stockholm im Umbau begriffen, und wird die Arbeit im großen und ganzen in diesem Jahre fertiggestellt. Es werden die Außenwände des alten Gebäudes zum großen Teil beibehalten, jedoch wird der Eilgutverkehr vollständig aus dem Zentralstationsgebäude entfernt und in einem gesonderten Gebäude, jenseits der Bahnhofgeleise, untergebracht. Außerdem wurde die frühere Zugshalle zu einer großen geschlossenen Wartehalle umgeändert; auch die Gleisanlage hat wesentliche Änderungen und Erweiterungen erfahren.

Der gesamten neuen Anordnung der Bahnhofsräume liegt der Grundgedanke zugrunde, daß der ankommende und der abgehende Verkehr sowohl der südlichen, als auch der nördlichen Linien vollständig voneinander getrennt sei, so daß die Ströme der Reisenden sich nicht kreuzen können. Wie dies durchgeführt ist, geht aus nebenstehender Abb. 1 hervor. Alle abgehenden Reisenden gehen durch die Fahrscheinhalle, wo 56 Fahrkartenschalter angeordnet sind. Von da kommt man in die große Wartehalle, welche zugleich einen Warte- und Speiseraum III. Klasse ersetzt. Von hier aus sind die Warte- und Speiseräume I. und II. Klasse, ferner ein kleiner Sitzraum für Reisende III. Klasse zu erreichen. Alle abgehenden Reisenden gehen durch die große Wartehalle, an deren Schmalseite die Bahnsteigsperren nach Norden, an der Breitseite aber die Bahnsteigsperren nach Süden und die Reisegepäckaufgabe-Schalter angeordnet sind. Die große Wartehalle, die im wesentlichen für den Aufenthalt nur kurze Zeit lang wartender Reisender gedacht ist, soll durch Warmluftheizung nur mäßig temperiert werden, und zwar soll sie im Winter auf etwa 10—15° C gehalten werden.

Für die ankommenden Reisenden sind ganz gesonderte Ausgänge mit den zugehörigen Reisegepäckausgaben angeordnet.

Die Bahnsteige sind in ihrer ganzen Länge durch Flugdächer überdeckt. Einer der Bahnsteige ist ausschließlich für Gepäcktransport bestimmt.

Die Dachkonstruktion der Wartehalle, sämtlicher Flugdächer der Bahnsteige und die Überdachungen der Gleisübergänge sind in Holzkonstruktion System Hetzer ausgeführt. Die nebenstehenden Abb. 2 und 3 stellen die beiden erstgenannten Dachkonstruktionen dar.

Anschließend an das erwähnte neue Eilguts-Magazin- und Expeditionsgebäude wird ein großes Bahnhofspostgebäude gebaut für Postpakete, Drucksachen und Zeitungssendungen. Die Anordnung hat die Aufgabe, Ersparnisse an Posttransportzeit und Spesen herbeizuführen.

Der Umbau des Bahnhofes kostet 4 700 000 schwedische Kronen, wozu die Kosten der Eilgutsgebäude und der Bahnhofspost von insgesamt ca. 1 300 000 Kronen zuzurechnen sind; die Gesamtanlage kostet also etwa 6 000 000 Kronen (rund 7 000 000 M). (Nach Dahlbeck in Teknisk Tidskrift v. 26. Juni 1926, Seite 61—66.) P. N.

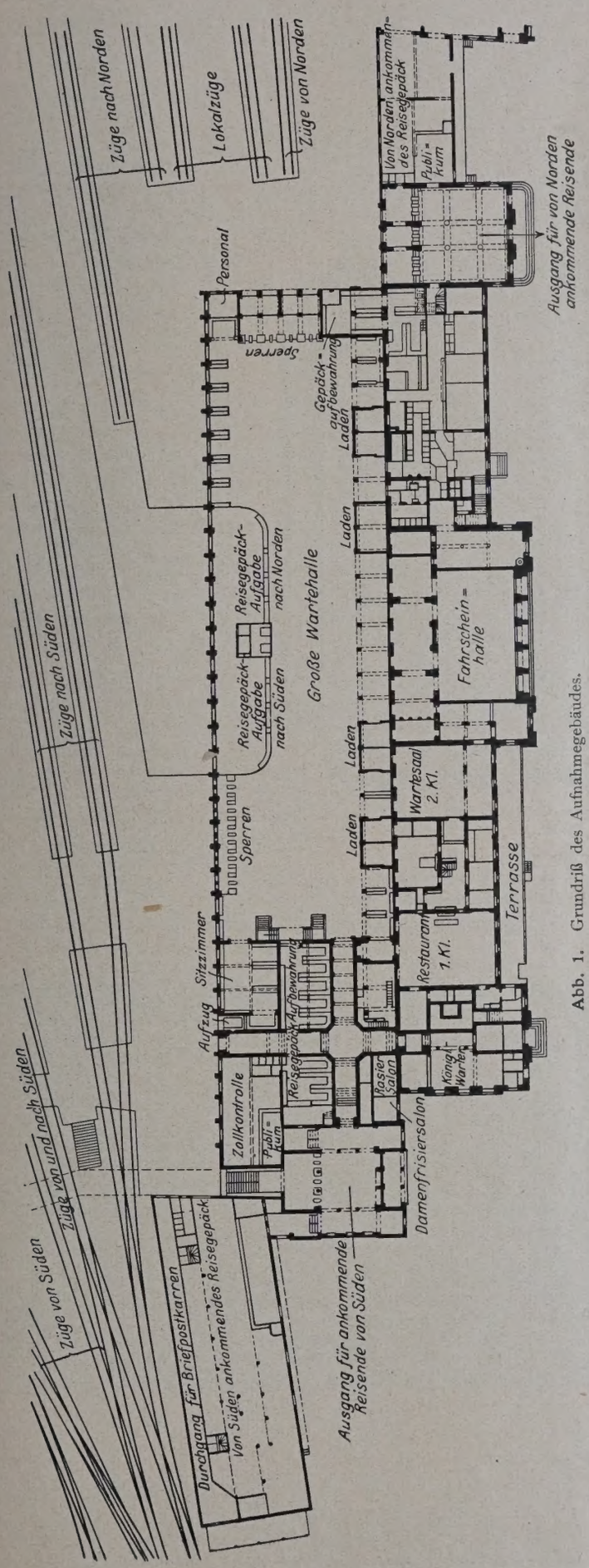


Abb. 1. Grundriß des Aufnahmegebäudes.

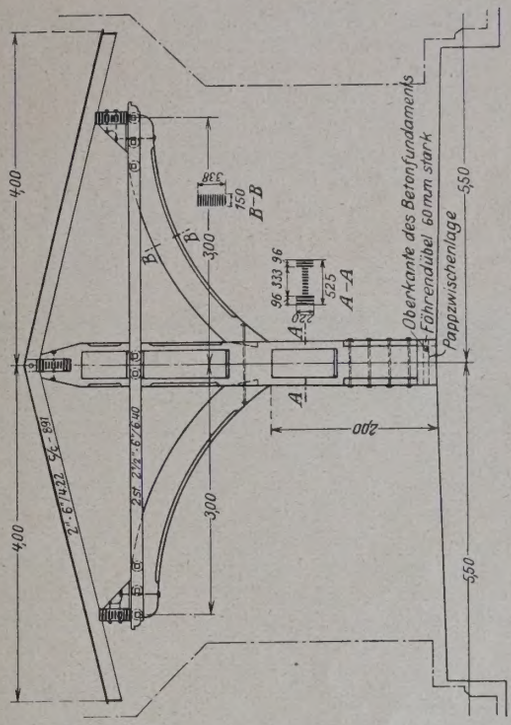


Abb. 3. Querschnitt der Bahnsteigflugdächer.

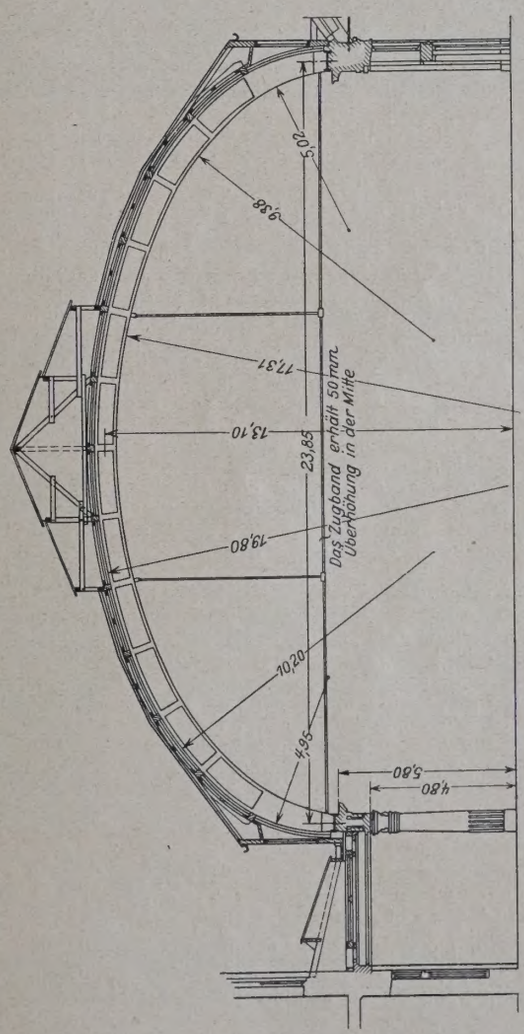


Abb. 2. Querschnitt der großen Wartehalle.

Heft 56 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton[1]).

Versuche mit allseitig aufliegenden rechteckigen Eisenbetonplatten unter gleichmäßig verteilter Belastung. II. Teil. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt a. d. Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1922 bis 1925.

Bericht erstattet von Otto Graf.

Die Versuche, über die Professor Otto Graf im vorliegenden Hefte berichtet, bilden eine Fortsetzung der Arbeiten von Heft 30 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Sie erstrecken sich vorwiegend auf Eisenbetonplatten von 4 bzw. 2 m Stützweite, allseitig aufliegend

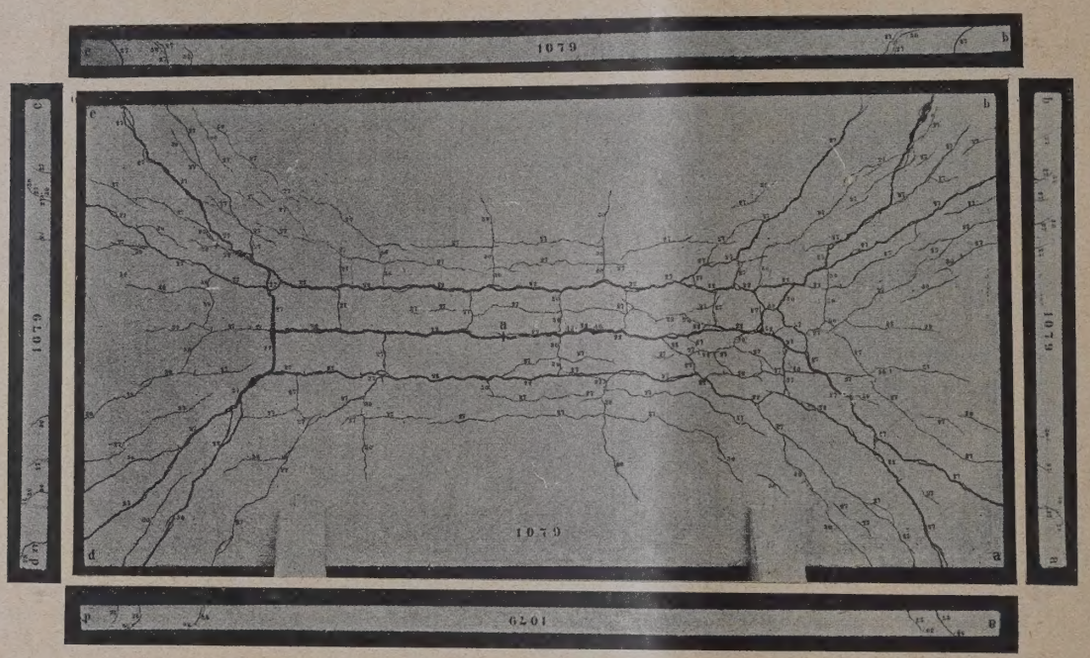


Abb. 1a. Untere Fläche und Seitenflächen der Platte nach Bauart 2 (Bewehrung parallel den langen Seiten, im Vergleich mit Platte 1 auf die Hälfte vermindert).

und an so vielen Punkten belastet, daß eine durchaus gleichmäßige Lasteintragung innerhalb der ganzen Plattenfläche gesichert ist. Hergestellt und untersucht wurden zunächst fünf Platten in den angegebenen Hauptabmessungen und von 120 mm Stärke. Verschieden war die Bewehrung. Sie bestand aus: 1. gleichen Eiseneinlagen in gleichen Abständen in beiden Richtungen, die langen Stäbe über die kurzen gelegt; Eisendurchmesser 7 mm; 2. ähnlich wie 1, jedoch nur fast halb so viel Stäbe in der Längsrichtung der Platte (11 gegenüber 21 bei 1); 3. wie 1 bzw. 2, aber nur 6 Längsstäbe; 4. Längseisen nur 5 Stück von je 5 mm Durchmesser, sonst wie 1 bis 3; 5. Bewehrung parallel den kurzen Seiten verstärkt durch Verringerung der Eisenabstände von 100 auf 55 mm; parallel zu den Längsseiten 8 Stäbe je 5 mm stark.

Bei allen Platten waren die Eisen mit U-Haken an den Enden versehen.

In Verbindung mit den Plattenversuchen standen auch Balkenprüfungen, bei denen diese als Streifen aus den Balken gedacht und gleichzeitig mit ihnen hergestellt wurden. Hierdurch sollte die Widerstandsfähigkeit der Platten nach Möglichkeit auf die der Balken zurückgeführt werden. Die Balken waren 120 mm hoch, 500 mm breit und wiesen 2 m Auflagerentfernung auf. Ihre Bewehrung entsprach genau der der vorgenannten fünf Plattenarten.

Endlich wurden noch untersucht: Prismen und Würfel aus dem verwendeten Beton (1 : 5 + 10,1 Gewichtsprozenten Wasser, mit 300 — 310 kg Zement auf 1 m³ fertig verarbeiteter Betonmasse). Die Druckfestigkeit des Betons wurde nach etwa 20 Monaten Erhärtung i. M. zu 314 kg/cm², die Prismenfestigkeit zu 247 kg/cm², d. h. zu rund 79% der Würfelfestigkeit gefunden.

[1]) Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W. Preis geh. RM. 6,90.

Bei allen Platten erschienen die ersten Risse im mittleren Teil der unteren Plattenfläche und verliefen stets parallel den langen Seiten unmittelbar unter Eiseneinlagen, die parallel den langen Seiten verlegt waren. Da bekanntlich Balken mit der größeren Zahl von Quereisen oder stärkeren Quereisen kleinere Rißbildungslasten liefern, d. h. bereits früher gefunden war, daß die Neigung zur Rißbildung durch einbetonierte Quereisen gefördert wird, so war zu erwarten, daß die Platten 1 mit den meisten Eisen parallel zu den Längsseiten die kleinste Rißbildungslast, die Platten 4 und 5 die größten Rißbildungslasten lieferten.

Von der Art des Verlaufes der Risse liefert Abb. 1a—b — Platte nach Bauart 2 — Ober- und Unterfläche ein bezeichnendes Beispiel. (Entnommen der vorgenannten Veröffentlichung.)

Die Hauptergebnisse der ebenso planvoll angelegten, wie bestens durchgeführten Versuche faßt Professor Dr. Otto Graf folgendermaßen zusammen:

„1. Mit Abnahme der Bewehrung parallel den langen Seiten ist die Rißbildungslast nicht vermindert, sondern eher erhöht worden, weil die ersten Risse parallel den langen Seiten auftraten und weil diese Rißbildung durch die parallel den langen Seiten eingelegten Eisen begünstigt wird. 2. Die Rißbildung wurde mit Abnahme der Bewehrung parallel den langen Seiten weniger regelmäßig als bei der Platte 1, die in beiden Richtungen gleich starke Bewehrung besaß. Wenn das Rißbild zur Beurteilung der zweckmäßigen oder unzweckmäßigen Anordnung der Bewehrung herangezogen wird, so dürfte den Rißbildern zu entnehmen sein, daß die Verschwächung der langen Bewehrung auf Verhältnisse, wie sie bei der Platte 4 vorlagen, nicht zu empfehlen ist; auch die Anordnung nach 3 dürfte in der Regel nicht angängig sein; diejenige nach 5 erwies sich als ausreichend. Nach den Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton würde die Bewehrung parallel den langen Seiten 7 mm starke Rundeisen in höchstens 200 mm Abstand erfordern für den Fall, daß die Hauptbewehrung in 100 mm Abstand angeordnet ist. Dieser Bedingung entsprach die Platte 2. 3. Bei Verminderung der Bewehrung parallel den langen Seiten in den Platten nach 1 bis 4 ist die Höchstlast kleiner geworden. 4. Werden die Höchstlasten auf die Einheit des Gewichts der Eiseneinlagen bezogen, so steigt der Anteil der Belastung, welcher auf 1 kg Eisen entfällt, wenn die Bewehrung parallel den langen Seiten

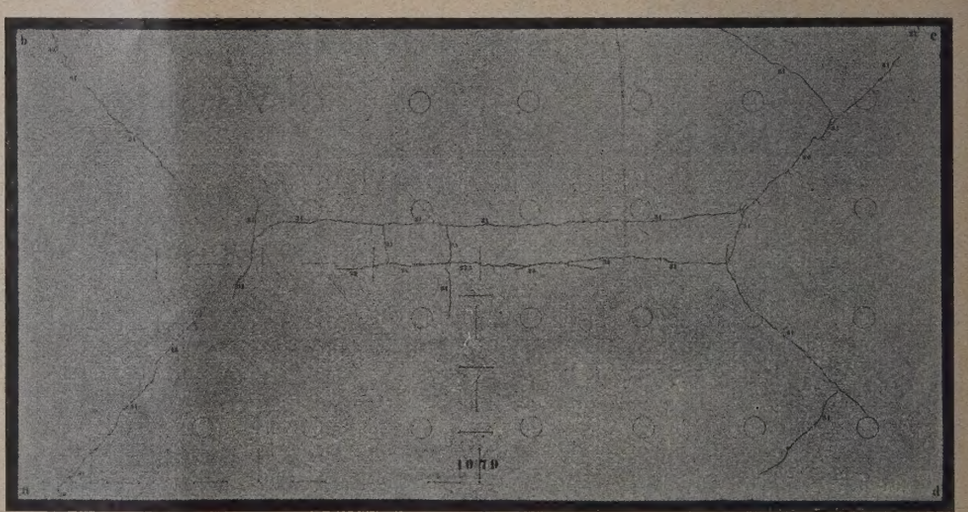


Abb. 1b. Obere Fläche der Platte nach Bauart 2.

verringert wird. Bei fast gleichem Eisenaufwand wurde die Höchstlast der Platte 5 bedeutend größer ermittelt als die Höchstlast der Platte 1. 5. Die Lasten, unter welchen die Fließgrenze des Eisens überschritten wurde, betragen bei den Platten das 1,11- bis 1,21fache der Summe der Lasten, welche die Platten als Balken nach den beiden Hauptrichtungen tragen würden. Für die Höchstlasten ist dieses Verhältnis zu 1,21 bis 1,33 ermittelt worden. Hieraus dürfte zu entnehmen sein, daß die Bewehrung unter hohen Lasten nach beiden Richtungen weitgehend zur Geltung kommt. 6. Die Ergebnisse der Einsenkungsmessungen zeigten u. a., daß die Beurteilung der Widerstandsfähigkeit der allseitig aufliegenden Platten nach der Größe der Durchbiegung ein wesentlich anderes Bild liefern kann als die Beurteilung nach der Widerstandsfähigkeit unter der Höchstlast. 7. Durch die Messung der Dehnungen des Betons an 28 Stellen der oberen Plattenfläche ließ sich — unter Heranziehung der Ergebnisse der Einsenkungsmessungen — ein anschauliches Bild der Formänderungen des Betons an der oberen Plattenfläche gewinnen."

Die Praxis des Eisenbetonbaus wird dem Verfasser von Heft 56 für seine Versuche, die die statischen Verhältnisse der vierseitig frei aufgelagerten Platte einer erheblichen weiteren Klärung zugeführt haben, zu besonderem Danke verpflichtet sein. M. F.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Die Vollendung des Mittelland-Kanals.

(Fortsetzung von Seite 923).

Neben den Kosten geben über den Umfang der Arbeiten die nachstehenden Angaben einen gewissen Anhalt.

Die Kanalstrecke von Peine (km 35) bis zum Anschluß an den Ihlekanal bei Burg (km 158) hat 123 km Länge. Dazu kommen der Zweigkanal nach Braunschweig mit 2 km und der Elbabstieg bei Rothensee mit 5 km Länge. Im ganzen sind also über 130 km neue Kanalstrecke fertigzustellen. Der Umfang der Erdarbeiten wird daraus ersichtlich, daß allein der wasserführende Querschnitt des Kanals über 90 cbm Bodenaushub für 1 m Kanal bei 37 bis 41 m Spiegelbreite erfordert, und daß zwischen Braunschweig und Fallersleben tiefe Einschnittstrecken liegen, in denen sich der Kanalspiegel bis 20 m unter Gelände senken wird, während westlich der Elbe eine hohe Auftragstrecke von 6 km Länge herzustellen ist, in der sich der Kanalspiegel bis 15 m über Gelände erheben wird. Die Tiefe des Einschnitts ist durch die Linienführung bedingt, die möglichst nahe an Braunschweig herangeführt werden sollte, die Höhe des Dammes durch die spiegelfreie Kanalkreuzung mit der Elbe. An Wegeüber- bzw. -unterführungen sind etwa 70 herzustellen und etwa 50 Bäche sind in Dükern unter dem Kanal hindurchzuführen, von denen die für die Aue, Oker, Aller, Beber und Alte-Elbe Bauwerke von sehr beachtlichen Abmessungen sind. Eine ganze Reihe von Bahnlinien sind über den Kanal hinwegzuführen; es werden die Bahnlinien von Braunschweig nach Celle und Gifhorn, von Oebisfelde nach Wittingen und Salzwedel, von Wegenstedt nach Calvörde, von Neuhaldensleben nach Weferlingen und Eisleben einmal, die Bahnlinien Berlin — Hannover und Magdeburg — Oebisfelde zweimal gekreuzt. Die Bahnlinie Magdeburg — Stendal ist unter der hohen Dammstrecke bei Magdeburg hindurchzuführen.

An großen Bauwerken sind vor allem die Schleusen bei Allerbüttel und Niegripp, die Abstiegbauwerke bei Rothensee und Hohenwarthe und die Kanalbrücke über die Elbe zu nennen. Die Schleusen bei Allerbüttel sind zwei Sparschleusen von 225 m nutzbarer Kammerlänge, 12,0 m Kammerbreite, 3,0 m Drempeltiefe und 9,0 m Gefälle. Die offenen Sparbecken liegen in drei Staffeln fächerförmig nebeneinander. Die Schleusen vermitteln den Abstieg von der Scheitelhaltung des Kanals, die von Anderten bei Hannover bis Allerbüttel reicht, zur östlichen Haltung, die sich bis über die Elbe hinweg bis zum Abstiegbauwerk Hohenwarthe erstreckt. Die Schleuse bei Niegripp, die die wechselnden Elbwasserstände gegen die oberste Haltung des Ihlekanals zu kehren hat, ist ebenfalls eine Schleppzugschleuse, jedoch ohne Spareinrichtungen und in einfachster Weise mit geböschten Wänden geplant. Das Abstiegbauwerk bei Rothensee, durch welches der nach Süden abzweigende Verkehr auf die Elbhaltungshöhe um im Mittel etwa 16 m herabsteigen wird, soll nach dem jetzigen Stande der Entwurfsbearbeitung als Hebewerk mit 85 m Troglänge, 12 m Breite und 2,50 m Wassertiefe ausgebildet werden. Zwei gleiche Bauwerke werden bei Hohenwarthe geplant, wo der nach Osten weitergehende Verkehr in 18 m tiefem Abstieg die oberste Haltung des Ihlekanals erreichen wird. Die Kanalbrücke schließlich, das größte Bauwerk, weist Öffnung von im ganzen 800 m Lichtweite auf. Sie zerfällt in zwei Teile, die durch eine kurze Dammstrecke voneinander getrennt werden. Der östliche Teil überbrückt den eigentlichen Strom in drei Öffnungen von etwa 50, 100 und 50 m Lichtweite. Die Brückenkonstruktion ist aus Eisen, die 4 Hauptträger, Gerberträger, liegen je zwei und zwei neben dem Trog. An den Brückenteil mit eisernem Überbau schließen sich nach Westen Betongewölbe von etwa 30 m Lichtweite an. Ebenso besteht der westliche Brückenteil aus solchen Betongewölben. Der Brückentrog hat 30 m Wasserbreite und 2,5 m Wassertiefe. Über der Betonkonstruktion ist die Wassertiefe noch etwas größer vorgesehen, weil dort eine spätere Vertiefung unüberwindliche Schwierigkeiten bereiten würde.

Wenn es gelingen soll, das umfangreiche Bauvorhaben des Hauptkanals in 7 Baujahren auszuführen, von denen das Jahr 1926 praktisch doch nur für vorbereitende Arbeiten in Betracht kommt, so wird es angestrengter Arbeit aller Beteiligten, nicht zuletzt der mit den Aufträgen bedachten Unternehmer und Arbeiter, bedürfen. Besonders für die großen Bauwerke und ihre ungewöhnlichen Abmessungen in neuartigen Konstruktionsweisen ist die zur Verfügung stehende Zeit knapp bemessen. Jedoch wird es bei verständnisvoller Zusammenarbeit aller Teile möglich sein, auch diese Bauwerke in der vorgesehenen Zeit durchzuführen, so daß im Jahre 1933 der Binnenschiffahrtsverkehr zwischen Westen und Osten wird eröffnet werden können.

Der Stand der Vorarbeiten am Südflügel bedingt, daß sich hier die Arbeiten in der nächsten Zeit in der Hauptsache auf Vorarbeiten und kleinere Bauausführungen beschränken müssen. Die Einleitung größerer zusammenhängender Bauarbeiten ist nur in der Nähe von Leipzig am Elster-Saale-Kanal in Bälde zu erwarten, dessen Pläne im großen und ganzen von dem seiner Zeit aufgelösten Kanalbauamt in Leipzig fertiggestellt worden waren. Auch an den Saaletalsperren könnten frühzeitig schon die Bauarbeiten aufgenommen werden, da hier ebenfalls bereits genauere Entwürfe vorliegen. Hier ist es hauptsächlich noch eine Frage der Finanzierung, wann begonnen werden kann. Wie bekannt, war für die Talsperren in den Kosten des Mittellandkanals nur ein Beitrag aufgenommen, durch den gewissermaßen das Zuschußwasser bezahlt werden sollte, welches die Talsperren für die Aufhöhung der Elbwasserstände zwischen Saalemündung und Niegripp liefern sollen. Die restlichen Baukosten dagegen sollten anderweitig beschafft werden. Für sie stehen als Gegenwert die nicht für den Betrieb und die Unterhaltung der Talsperren und Kraftwerke verbrauchten Einnahmen aus dem Verkauf des wertvollen Spitzenstromes zur Verfügung, welcher in den Talsperrenkraftwerken erzeugt werden kann. Man wird hoffen dürfen, daß die Elektrizitätsverwaltungen der Länder und des Reiches und sonstige Großabnehmer von Strom einen gemeinsamen Weg für die Beschaffung dieser Mittel finden und bald auch gehen werden, damit die wertvollen, zur Zeit noch ungenützten Wasserkräfte der Saale möglichst schnell in den Dienst der mitteldeutschen Wirtschaft gestellt werden.

Gr.

Erlaß des Reichsarbeitsministers an die Sozialministerien der Länder betr. Vergebung öffentlicher Arbeiten und Aufträge (v. 1. XI. 26.). Der Reichsarbeitsminister hat am 1. November d. J. an die sozialen Ministerien der Länder den nachstehenden Erlaß betreffend Vergebung öffentlicher Aufträge und Arbeiten gerichtet:

In Ausführung eines Beschlusses der Reichsministerialkommission für Arbeitsbeschaffung gestatte ich mir, auf folgendes ergebenst hinzuweisen:

Immer wieder muß beobachtet werden, daß die öffentlichen Arbeiten und Aufträge alljährlich alsbald nach der Verabschiedung der Haushalte fast gleichzeitig in Auftrag gegeben und ausgeführt werden. Die Folge davon ist, daß für die beteiligten Gewerbe zunächst reichliche Arbeitsgelegenheit geschaffen wird, daß aber gegen Ende des Haushaltsjahres Rückschläge eintreten, und zwar gerade in den letzten Monaten, in denen die Lage des Arbeitsmarktes sich auch saisonmäßig stark zu verschlechtern pflegt.

Dieses Verfahren der Beschaffungsstellen stand schon in normalen Zeiten einer gleichmäßigen Beschäftigung im Wege und brachte nicht selten auch die Gefahr unwirtschaftlicher Preissteigerungen mit sich; unter den gegenwärtigen Verhältnissen wäre es aber aus wirtschaftlichen und politischen Gründen nicht zu verantworten, wenn auch fernerhin in derselben Weise verfahren würde. Es muß vielmehr mit allen Mitteln versucht werden, die Lücke, die nach der Durchführung der Aufträge der öffentlichen Stellen auch gegen Ende dieses Haushaltsjahres wieder entstehen würde, auszufüllen und darüber hinaus für die Zukunft eine Wiederkehr derartiger Schwankungen nach Möglichkeit zu vermeiden.

Zu diesem Zwecke werden sich zunächst die einzelnen Beschaffungsstellen frühzeitig darüber Klarheit verschaffen müssen, welche Arbeiten und Aufträge in ihrem eigenen Amtsbereich voraussichtlich für das nächste Haushaltsjahr bewilligt werden, und welche Maßnahmen vorweggenommen werden können, ohne die Arbeitsmöglichkeiten des nächsten Haushaltsjahres selbst zu sehr einzuschränken. Alsdann wird es sich empfehlen, daß die verschiedenen Beschaffungsstellen innerhalb eines Wirtschaftsgebietes (Gemeinde, Kreis, Provinz, Land) miteinander Fühlung nehmen, um innerhalb dieser Gebiete die gesamten öffentlichen Arbeiten gemeinsam zeitlich und örtlich zu verteilen. Dabei müssen die Beschaffungsstellen der Reichs-, Landes- und Kommunalbehörden sowie auch der öffentlichen Verkehrsanstalten zusammen wirken. Zu den Beratungen werden die Arbeitsnachweisbehörden heranzuziehen sein, die in erster Linie über die voraussichtliche Entwicklung des Arbeitsmarktes und insbesondere über die zeitlichen und örtlichen Beschäftigungsmöglichkeiten für die einzelnen Arten von Arbeitnehmern Auskunft zu geben vermögen.

Für Arbeiten, die noch in diesem Jahre vorzeitig ausgeführt werden sollen, müssen gegebenenfalls durch besondere Nothaushalte Mittel bewilligt werden. Soweit eine Genehmigung dieser Haushalte durch die Aufsichtsbehörden notwendig ist, sollte sie mit tunlichster Beschleunigung erfolgen. Für das Reich hat sich der Herr Reichsminister der Finanzen bereit erklärt, aus den Voranschlägen der Ressorts für das nächste Haushaltsjahr geeignete Aufträge und Arbeiten herausziehen zu lassen und beim Reichsrat und beim Reichstag ihre bevorzugte Erledigung zu beantragen, damit sie am Ende des Haushaltsjahres ohne Verzug ausgeführt werden können.

Mit Rücksicht auf den großen Einfluß, den die Aufträge öffentlicher Beschaffungsstellen auf die Entwicklung des Arbeitsmarktes ausüben, darf ich Sie ergebenst bitten, auch bei den staatlichen und kommunalen Beschaffungsstellen Ihres Landes auf die Durchführung dieser Vorschläge hinzuwirken, und wäre für eine baldgefl. Mitteilung des von Ihnen Veranlaßten dankbar. Die Reichsressorts habe ich ebenfalls gebeten, im Sinne vorstehender Ausführungen zu verfahren und auch ihre örtlichen Außenstellen zu gemeinsamem Vorgehen mit den Landes- und Kommunalbehörden anzuweisen.

Im Auftrage: gez.: Dr. Ritter.

Indexziffern zur Bewegung der Baustoffpreise und der Baukosten (1913 = 100).

1926	Rohbaustoffe	Bauhölzer	Ausbaustoffe	Baustoffe zusammen	Baukosten
Januar	153,5	135,3	173,1	152,4	164,6
April	152,9	126,6	169,3	149,6	159,4
Juni	151,3	126,6	167,6	148,3	157,2
Juli	149,1	128,7	165,5	147,1	157,9
August	148,8	128,7	166,2	147,0	160,4
September	152,8	132,1	165,1	150,1	164,0

Nach dieser Übersicht (die nach den Zahlen des Statistischen Reichsamtes zusammengestellt ist) hatte der Baukostenindex den niedrigsten Stand im Juni mit 157,2 erreicht. Seitdem ist er stetig im Steigen begriffen. Im einzelnen sind vom Juni bis September gestiegen: die Indices für Rohbaustoffe 1%, Bauhölzer 4,3%, Baustoffe zusammen 1,2% und für die Baukosten 4,3%. Lediglich der Index für Ausbaustoffe ist um 1,55% gefallen. Die abweichende Bewegung der Baustoff- und der Baukostenindexziffern ist durch die verschiedenartige Wägung der einzelnen Baustoffe in jeder Indexziffer bedingt. Es sind bei der Indexziffer der Baukosten neben der Lohnsumme nur die Kosten der hauptsächlichsten zum Bau einer Vierzimmerwohnung (ohne Speicher- und Kelleranteil) in einem städtischen Mietshause erforderlichen Baustoffe in die Berechnung eingestellt. Die Frage der praktischen Bedeutung dieser Indexziffern ist in einem Artikel „Zur Frage der Preisteuerung im Baugewerbe" in Heft 31 und 32 des „Bauingenieur" einer näheren Erörterung unterzogen worden.

Konkurse und Geschäftsaufsichten. War in der Übersicht über die Konkurse und Geschäftsaufsichten im ersten Halbjahr 1926 (vgl. „Bauingenieur", Heft 33, S. 656) eine etwa im April einsetzende wesentliche Besserung erkennbar gewesen, so zeigt die nachstehende Tabelle, daß diese starke Aufwärtsbewegung in dem 3. Vierteljahr fast gleichmäßig angehalten hat. Jedoch ist das Baugewerbe an der Gesamtentwicklung nicht mehr im gleichen, d. h. dieser Gesamtrichtung parallel laufenden, Maße beteiligt. Während von Juni bis September insgesamt die Zahl der Konkurse um die Hälfte und die Zahl der Geschäftsaufsichten sogar um mehr als zwei Drittel zurückgegangen ist, beträgt die Abnahme im Baugewerbe bei den Konkursen nur etwa ein Viertel, bei den Geschäftsaufsichten nicht ganz die Hälfte. Die Zahlen — bis zum 15. Oktober ergänzt — sind im einzelnen:

1926	Baugewerbe		Insgesamt	
	Konkurse	Geschäftsaufsichten	Konkurse	Geschäftsaufsichten
Januar	51	45	2 092	1 553
April	40	25	1 302	923
Juni	22	10	913	477
Juli	26	9	701	366
August	17	12	493	228
September	17	6	467	147
1.—15. Oktober	6	2	239	68

Großhandelsindex.

6. 10.	13. 10.	20. 10.	27. 10.	3. 11.	10. 11.	16. 11.
128,0	128,6	130,9	132,4	131,5	133,0	131,8

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 18. November.)

Verordnung zur Abänderung der Vierten Ausführungsverordnung zur Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 4. Juli 1924 (RGBl. I S. 663). Vom 27. Oktober 1926. (RGBl. I S. 481.) Nach § 4 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 4. VII. 24 wird die Erwerbslosenunterstützung Erwerbslosen nicht gewährt, die in den letzten 12 Monaten vor Eintritt ihrer Unterstützungsbedürftigkeit weniger als 3 Monate hindurch eine krankenversicherungspflichtige Beschäftigung ausgeübt haben. Die neue Verordnung, die am 1. November 1926 in Kraft tritt, bestimmt, daß in diese Frist von 12 Monaten diejenige Zeit nicht eingerechnet wird, während der der Erwerbslose 1. eine Beschäftigung ausgeübt hat, die ihrer Art nach die Anwartschaft auf Erwerbslosenfürsorge begründet, aber weniger als 3 Monate gedauert hat, oder 2. durch Krankheit zeitweise arbeitsunfähig und nachweislich verhindert gewesen ist, eine solche Beschäftigung fortzusetzen, oder 3. auf behördliche Anordnung in einer Anstalt verwahrt wurde.

Anordnung über die Höchstsätze in der Erwerbslosenfürsorge. Vom 9. November 1926. (Reichsanz. Nr. 263.) Die Höchstsätze der Erwerbslosenunterstützung werden für die Zeit vom 8. November 1926 bis zum 31. März 1927 für die einzelnen Personengruppen und Ortsklassen um etwa 15% erhöht.

Rechtsprechung.

Das Entgelt des Notstandsarbeiters ist kein Arbeitslohn und kann nicht eingeklagt werden. Der Präsident der Reichsarbeitsverwaltung hat am 6. September 1926 in einem Bescheid erneut bestätigt, daß die Beschäftigung eines Erwerbslosen bei einer Notstandsarbeit kein Arbeitsverhältnis, sondern eine Form der Erwerbslosenfürsorge ist. (Vgl. § 9 der Bestimmungen über öffentliche Notstandsarbeiten vom 30. 4. 25.) Das Entgelt, das der Erwerbslose für die Arbeitsleistung erhält, ist kein Arbeitslohn und deshalb nicht beim Gewerbegericht einklagbar. Fühlt sich ein Notstandsarbeiter hinsichtlich des Entgeltes benachteiligt, so kann er den ihm nach seiner Meinung zustehenden Anspruch nicht auf privatrechtlichem Wege geltend machen, sondern kann vielmehr nur die Hilfe der öffentlichen Organe, die Träger der Notstandsarbeit sind, anrufen. In dem Bescheid wird weiter ausgeführt, daß aus der obigen Tatsache nicht der Schluß zu ziehen sei, daß der Notstandsarbeiter schutzlos dem Zwange preisgegeben wäre, zu unberechtigt niedrigerem Lohn zu arbeiten. Er sei vielmehr unter solchen Umständen berechtigt, die Arbeit bei der betreffenden Notstandsarbeit zu verweigern, und die öffentlichen Organe seien verpflichtet, ihm zu der ihm zustehenden Vergütung für die bereits geleistete Arbeit zu verhelfen. Auf der anderen Seite würde diejenige Verwaltungsstelle, welche die Anerkennung der Notstandsarbeit erlassen hat, gegen den Träger der Notstandsarbeit und bei Vergebung der Arbeit wiederum dieser gegen den Unternehmer durch Einziehung der in Aussicht gestellten Förderungsbeträge vorgehen können.

Lehrlinge, die kurz arbeiten, haben keinen Anspruch auf Zahlung der vollen Erziehungsbeihilfe (Urteil des Gewerbegerichtes Reichenbach vom 30. 9. 1926). Aus der Begründung ist hervorzuheben:

Nach den zwischen der Beklagten und den Söhnen der Kläger abgeschlossenen Lehrverträgen hat die Beklagte als Lehrherr zweierlei Verpflichtungen übernommen: 1. den Lehrlingen zur bestmöglichen Erlernung des Schlosser- bzw. Dreherhandwerkes die nötige Anleitung und Gelegenheit zu geben und 2. ihnen zur Erleichterung des Unter-

haltes einen ihrer Leistung entsprechenden Unterhaltsbeitrag als Entlohnung zu geben. Lediglich auf Grund dieser Lehrvertragsbestimmungen, nicht auf Grund eines Tarifvertrages erhoben die Kläger den Anspruch auf Zahlung der vollen Erziehungsbeihilfe auch bei Kurzarbeit. Das Gericht hatte also zu prüfen, ob die erwähnten Lehrvertragsbestimmungen einen Rechtsgrund für den von den Klägern erhobenen Anspruch enthalten. Diese Frage mußte das Gericht verneinen. Der Lehrvertrag, dessen Rechtsnatur als Arbeitsvertrag außerordentlich umstritten ist, hat den Zweck, dem Lehrling zu seiner bestmöglichen Ausbildung zu verhelfen. Die vorliegenden Lehrverträge sind in einer Zeit abgeschlossen, in der besonders die Metallindustrie großen Konjunkturschwankungen ausgesetzt war. Diese kritischen Verhältnissen können den Klägern nicht unbekannt gewesen sein, als sie ihre Söhne in die Lehre schickten. Sie mußten also damit rechnen, daß der Betrieb der Beklagten, wie fast sämtliche Betriebe der Metallindustrie, Betriebseinschränkungen ausgesetzt sein würde. Eine vertragliche Bestimmung, wonach die Lehrzeit unter keinen Umständen verkürzt werden darf (wie das in manchen Lehrverträgen besonders vermerkt ist), findet sich in den vorliegenden Verträgen nicht. Deshalb kann die Kurzarbeit der Lehrlinge nicht als vertragswidrige Verkürzung der Lehrzeit seitens der Beklagten und nicht als eine Verletzung ihrer Vertragspflichten angesehen werden. Die Ausbildung des Lehrlings kann nach allgemeiner Verkehrsanschauung nur im Rahmen der Beschäftigungsmöglichkeit der Belegschaft stattfinden. Selbst wenn man annehmen würde, daß durch die Kurzarbeit die Ausbildung der Lehrlinge leiden würde, so könnte den Klägern ein Anspruch auf die volle Entschädigung nicht zuerkannt werden. Allerdings könnte man dann dem Lehrling bzw. seinem gesetzlichen Vertreter das Recht nicht versagen, auf Grund von § 127b, Abs. 3, Ziffer 2 der Gewerbeordnung das Lehrverhältnis zu lösen. Nach alledem kann ein Anspruch auf Gewährung der vollen Lehrlingsentschädigung trotz Kurzarbeit aus dem Lehrvertrag nicht hergeleitet werden und erscheint in keiner Weise gerechtfertigt. (Vgl. Urteil des Gewerbegerichtes Hamborn [Gew. Kaufm. Ger. Band 29, Seite 163].)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 21. Oktober 1926.

Kl. 4 b, Gr. 18. S 66 890. Svenska Aktiebolaget Gasaccumulator, Stockholm, Schweden; Vertr.: O. Siedentopf und Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Lichtsignal. 23. VIII. 24. V. St. Amerika 4. IX. 23.

Kl. 4 c, Gr. 35. Sch 78 849. Arthur Schulz, Spandau, Beyerstr. 32. Scheibengasbehälter. 12. V. 26.

Kl. 20 a, Gr. 12. G 66 432. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Treibscheibenantrieb. 1. II. 26.

Kl. 20 a, Gr. 12. Sch 76 228. Heinrich Schrödter, Lößnitz i. Erzgeb. Seilbahn mit durchgehendem Betrieb mit einem oder mehreren Tragseilen. 26. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. B 116 002. Heinrich Bartels, Berlin-Tempelhof, Kaiserkorso 153. Verschiebevorrichtung für Schienenwagen. 7. X. 24.

Kl. 20 h, Gr. 7. C 37 427. Emil Cäsar, Essen a. d. Ruhr, Rellinghauser Straße 139. Verschiebemaschine. 11. XI. 25.

Kl. 20 h, Gr. 7. R 65 456. Josef Ring, Polerad, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Hermann Ring, Köln, Friesenwall 74. Wagenschieber. 23. IX. 25.

Kl. 20 i, Gr. 5. G 66 983. Charles Adolphe Gillet, Meaux, Frankr.; Vertr.: S. Goldberg, Pat.-Anw., Berlin SW 68. Apparat zur Verstellung und Verriegelung von Weichen. 12. IV. 26.

Kl. 20 i, Gr. 12. F 61 628. Emile Freigneux, Lüttich, Belgien; Vertreter: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. G. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn und Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Dehnungsausgleicher für Schranken- oder Signalbetrieb. 26. VI. 26. Belgien 9. II. 26.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 72 767. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Gleichstromblockfeld. 24. XII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 72 959. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Verhinderung des Einflusses von Fremdströmen auf Blockfelder. 14. I. 26.

Kl. 20 i, Gr. 28. S 72 960. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Verhinderung des Einflusses von Fremdströmen auf Blockfelder. 14. I. 26.

Kl. 37 f, Gr. 7. P 48 568. Dr.-Ing. Fritz Pfefferkorn, Zehlendorf, Cecilienstr. 8. Verfahren zum Sichern gerissener oder überlasteter Wände gegen seitlichen Erddruck. 9. VIII. 24.

Kl. 65 b[1], Gr. 2. R 67 547. Fa. F. Roßdeutscher Maschinenfabrik, Breslau. Schiffaufschleppvorrichtung mit anheb- und absenkbarer Plattform. 10. V. 26.

Kl. 80 a, Gr. 7. J 27 344. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: J. Apitz und F. Reinhold, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Zuführen der erforderlichen Wassermengen zu Mischmaschinen für Beton mit einem oberhalb der Mischtrommel angeordneten Wasserbehälter. 4. II. 26.

Kl. 80 a, Gr. 43. St 35 254. Steinfabrik Watt, Watt, Schweiz; Vertr.: R. Heering, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von gelochten Kalksandsteinen. 14. XII. 21. Schweiz 21. VI. 21.

Kl. 80 a, Gr. 48. E 32 840. Robert Ananias Eaton, Haddon Heights, V. St. A.; Vertr.: F. Schwenterley, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Formvorrichtung für Zement- und Betonsteine. 23. VII. 25.

Kl. 80 b, Gr. 5. V 20 069. Fa. Verein Deutscher Eisenportlandzement-Werke e. V., Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung eines hochwertigen Zements. 21. III. 25.

Kl. 80 b, Gr. 10. J 26 262. Fa. F. Komnick, Elbing. Straßen- oder Bodenpflasterung. 4. VI. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. B 124 193. Fa. Boer & Batz, Essen-Stoppenberg und Johannes Daub, Essen, Lindemannstr. 11. Verfahren zur Herstellung von Walzasphalt; Zus. z. Anm. B 123 810. 23. II. 26.

Kl. 81 e, Gr. 121. W 72 178. Waggon- und Maschinenbau Aktien-Gesellschaft Görlitz, Görlitz. Zweiteilige fahrbare Verladebrücke. 31. III. 26.

Kl. 81 e, Gr. 126. W 71 653. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-Akt.-Ges. und Max Jaschke, Halle a. d. Saale. Absetzvorrichtung zum Verstürzen von Abraummassen; Zus. z. Pat. 434 193. 4. II. 26.

Kl. 84 c, Gr. 2. B 113 809. Charles Slauson Boardman, Buffalo, New York, V. St. A.; Vertr. Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gewalzte Spundbohle. 24. IV. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 21. Oktober 1926.

Kl. 20 a, Gr. 14. 436 373. Maschinenfabrik Buckau Akt.-Ges. zu Magdeburg, Magdeburg. Schrägaufzug, besonders mit Treibscheibenantrieb. 22. XI. 25. M 92 262.

Kl. 20 a, Gr. 14. 436 374. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Rangierverfahren für Voll- und Leerzüge bei Schrägaufzügen mittels Großraumwagen; Zus. z. Pat. 433 357. 26. IX. 25. Sch 75 494.

Kl. 20 a, Gr. 14. 436 450. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf, und Hermann Hambrock, Düsseldorf-Obercassel, Teutonenstr. 17. Schubwagen für Großraumförderung. 7. III. 26. Sch 78 177.

Kl. 20 h, Gr. 4. 436 453. August Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Gewichtsautomatische Gleisbremse. 20. X. 25. T 30 960.

Kl. 20 h, Gr. 4. 436 454. August Thyssen-Hütte, Gewerkschaft, Hamborn. Gleisbremse. 29. X. 25. T 30 991.

Kl. 20 h, Gr. 6. 436 455. Fa. Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis. Aussetzvorrichtung für Eisenbahn-Draisinen. 5. VI. 25. B 120 192.

Kl. 20 h, Gr. 7. 436 456. Julius Hupfauf, Angermund, Bez. Düsseldorf. Eisenbahnwagenschieber. 15. I. 25. H 100 087.

Kl. 20 h, Gr. 7. 436 457. Henry Bernard Sheppard, Derby, Engl.; Vertr.: Pat.-Anwälte L. Schiff und Dipl.-Ing. G. Bueren, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Feststellen von Fahrzeugen in bestimmten Stellungen. 10. IV. 25. S 69 612. Großbritannien 12. IV. 24.

Kl. 20 k, Gr. 9. 436 376. Hermann Pölkner, Essen-Altenessen, Altenessener Str. 506. Verstellbarer Grubenbahnen-Fahrdrahthalter, bei dem der Isolierträger in einem Halterstück verschiebbar und feststellbar ist. 20. V. 25. P 50 542.

Kl. 35 b, Gr. 3. 436 393. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Nürnberg. Kran mit Wippausleger. 21. II. 25. M 88 510.

Kl. 37 e, Gr. 1. 436 543. Fa. Franz Jänicke & Co. G. m. b. H., Berlin. Zerlegbares Baugerüst. 2. X. 24. J 25 229.

Kl. 65 b[1], Gr. 3. 436 420. Paul Matthießen u. Adolf Möller, Hamburg, Trostbrücke 2. Schwimmdock. 19. V. 25. M 89 776.

Kl. 80 a, Gr. 7. 436 561. D. Juan Monton Blasko, Barcelona; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Schmiedt, Pat.-Anw., Stuttgart. Trommelmischer für Beton od. dgl. mit wagerechter Drehachse und spiralig um diese gewundenem Trommelumfang. 28. XII. 24. B 117 350. Spanien 29. XII. 23 bzw. 20. V. 24 bzw. 25. VI. 24.

Kl. 80 a, Gr. 7. 436 656. Gebhard Jaeger, Columbus, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte J. Apitz u. F. Reinhold, Berlin SW 11. Mischmaschine. 10. II. 26. J 27 379.

Kl. 80 a, Gr. 48. 436 563. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen a. d. Ruhr. Kastenartige Form zur Herstellung von Steinformplatten mit flach z-förmigem Querschnitt. 13. VII. 24. K 90 235.

Kl. 80 b, Gr. 1. 436 507. Frank Guy, „Holme Lea" Chelsea und Milton Livingstone Davey, Melbourne, Austral.; Vertr.: Pat.-Anwälte, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Berlin SW. 61. Verfahren zur Herstellung eines Mittels aus Seife, Sand und Alaun zum Wasserdichtmachen von Beton. 9. II. 23. G 58 452. Australien 22. II. 22.

Kl. 81 e, Gr. 136. 436 661. Fa. Rheinische Maschinenfabrik, Neuß. Silo für staubförmige und körnige Materialien. 23. VIII. 25. R 65 203.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Portlandzement auf der Gesolei. Herausgegeben vom Westdeutschen Zement-Verband G. m. b. H., Bochum.

Anschließend an die hochbedeutsamen in Beton bzw. Eisenbeton erbauten Hallen der Gesolei folgen eingehende Mitteilungen über die bezeichnenden Eigenschaften des Edel-Portlandzementes, seine Verwendung und Wirtschaftlichkeit, im besonderen auch im Straßenbau. Die aus bester Kenntnis der Verhältnisse heraus geschriebenen Darlegungen weisen überzeugend die hohe Bedeutung nach, welche für unser gesamtes Bauschaffen in der Zukunft dem hochwertigen Zementnamentlich für deutsche Verhältnisse dem veredelten Portland, zement, zukommt. M. F.

Kreiselpumpen. Eine Einführung in Wesen, Bau und Berechnung von Kreisel- oder Zentrifugalpumpen. Von Dipl.-Ing. L. Quantz, Stettin. Zweite erw. u. verb. Aufl., 120 S., m. 132 Texabb. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. RM 4,80.

Das kleine Werk erlebt nach drei Jahren die zweite Auflage. Der Aufbau der ersten ist beibehalten worden, aber ergänzt und erweitert, wo neuzeitliche Entwicklungsformen des Pumpenbaus Berücksichtigung erheischten. Es gibt wenig Werke von so geringem Umfang, die in gleich eleganter Weise mit den einfachsten mathematischen Mitteln die inneren Unterschiede und Wirkungsweise der Pumpen dem Verständnis des Lesers erschließen. Diese günstige Beurteilung der ersten Auflage kann auch bei der zweiten Herausgabe aufrecht erhalten werden. Auch der zweiten Auflage ist eine gleichgute Aufnahme zu wünschen. Reichsbahnrat Wentzel.

Material- und Zeitaufwand bei Bauarbeiten. 109 Tabellen zur Ermittlung der Kosten von Erd-, Maurer-, Zimmerer-, Dachdecker-, Spengler-(Klempner-), Tischler-, Glaser-, Ofensetzer-, Maler- und Anstreicherarbeiten. Von Arnold Ilkow, Zivilingenieur f. d. Bauwesen. II. verb. Aufl. 64 S. Verlag von Julius Springer, Wien. 1926. RM 4,40.

Das handliche Heftchen vermag für Arbeiten normaler Art und kleineren Umfanges gute Anhalte zu bieten. In den kleinen Tabellen ist in praktischer Weise eine überraschend große Menge von Angaben übersichtlich zusammengestellt. Auch Eisenbetonarbeiten sind, wenn auch nur kurz, behandelt.

Die erste Auflage war nach einigen Monaten vergriffen. Bei einer dritten Auflage wird eine Greifskala an der Seite in Erwägung zu ziehen sein, wie sie bei allen Nachschlagewerken des täglichen Gebrauchs nützlich ist. Kunze.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Vortragsabend über Garagenfragen.

Am 2. November d. J. veranstaltete der Arbeitsausschuß für Garagewesen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen gelegentlich der Automobil-Ausstellung am Kaiserdamm einen Vortrags- und Aussprache-Abend über Garagenfragen im Vorführungssaal der neuen Halle der Automobil-Ausstellung.

Den ersten Vortrag hielt Dr.-Ing. Georg Müller über „Den gegenwärtigen Stand der Garagenbautechnik". Er führte aus: Die wichtigste Grundlage einer rationellen Garagenwirtschaft ist eine zweckmäßige Bauanlage. Lediglich aus dem Mietsertrag könnten heute die meisten Garagenbetriebe nicht bestehen, wenn nicht die Nebeneinnahmen aus dem Handel mit Kraftstoff, mit Zubehörteilen, mit alten und neuen Wagen, aus der Reparaturwerkstatt usw. dazukämen. Gerade durch diese Umstände muß eine besondere Garagenbautechnik entwickelt werden, die gestattet, die Bauanlagen so zweckmäßig durchzubilden, daß sie höchste Erträgnisse abwerfen.

Bei der Kalkulation ist immer mit einer Minderbesetzung von 20% zu rechnen, andererseits ist bei der Konstruktion das Projekt elastisch zu halten, so daß bei den unübersehbaren Zukunftsbedürfnissen das bestehende Bauwerk durch An- oder Aufbau erweiterungsfähig bleibt.

Die Hauptbauform ist die gewerbliche Mietsgroßgarage, und zwar vorwiegend als Flachbau. Nahe dem Stadtkern kommen wir aber mehr und mehr zu Hochbauten. Sondertypen sind Unterpflastergaragen und Bahnhofsgaragen als Zukunftsform, dann Betriebsgaragen und Verkehrshöfe für Droschken, Omnibusse und die Lieferwagen großer Unternehmungen, schließlich auch Fabrikparks. Bei allen künftigen Bauten wird man von vornherein die Eingliederung von Garagenraum vorsehen. Das schwierigste Teilproblem, die innerstädtische Garagierung, überwiegend Tagesunterstellung, kann z. T. durch die Benutzung freiwerdender gewerblicher, insbesondere Kellerräume, gelöst werden.

Die Garagenbautechnik hat sich bislang unter dem Druck hinderlicher Vorschriften nicht frei entwickeln können. Es sind aber auch eine Reihe immer wiederkehrender Fehler bei den Erstausführungen gemacht worden, wie die Errichtung von Großgaragen in verkehrsarmer Gegend oder ganz ungenügende Ausnutzung hochwertiger Grundstücke.

Die Durchbildung jeder Garage im einzelnen ist sehr von ihrer besonderen Lage abhängig. Die Beispiele amerikanischer Garagenausführungen sind für Deutschland nur beschränkt verwendbar. Des Interesses halber seien die amerikanischen Größtausführungen erwähnt, nämlich erstens der Ausbau des Lichthofes eines Wolkenkratzers von 42 Geschossen bis zum 22. Geschoß in Chicago. Dies sind Autospeicher mit vollkommen automatischer maschineller Förderung. Im Gegensatz dazu hat man Rampengroßgaragen mit einem Fassungsvermögen von über 1500 Wagen gebaut, bei denen man auf Rampen bis in das 8. Geschoß fährt.

In einer Reihe von Lichtbildern wurden vorwiegend vorbildliche Ausführungen gezeigt, so eine offene einstielige Parkhalle, Holzgaragen für die bayerische Post, eine amerikanische Kraftwagenhalle mit Zollbaudach. Sodann eine typische Hofkellergarage in einem Eckgrundstück, wie sie im Berliner Westen immer häufiger entstehen, die Plananordnung der Kaiser-Friedrich-Garage in Neukölln (sehr geräumiger Hof mit Randbesetzung), eine vollkommen überdeckte nnd mit allen Nebenanlagen ausgestattete Mustergarage von 4 Wagenreihen, ein Hallenbau mit radialer Aufstellung und Anordnung einer Drehscheibe wegen äußerst beschränkten Platzes, die Schema-Anordnung von zwei gegensätzlichen Lösungen einer Blockgemeinschaftsgarage, sodann die üblichen amerikanischen Aufzugs- und Rampengaragen, und schließlich an neueren Ausführungen die Großgarage „Goldene Laute", Leipzig, die Rheinland-Garage in Köln und die Jungbusch-Garage, Mannheim[1]).

Die wachsende Bedeutung der Garagenfrage verlangt immer mehr nach einer Stelle, bei der das gesamte Erfahrungsmaterial gesammelt, gesichtet und ausgewertet wird, um verfehlte Ausführungen in Zukunft nach Möglichkeit zu vermeiden. Eine wissenschaftliche Garagenbautechnik liegt durchaus im Interesse der Automobil-Industrie, des Automobilhandels, des Garagengewerbes, wie auch der Stadtverwaltungen und der gesamten Verbraucherschaft.

Branddirektor Wagner von der Berliner Feuerwehr sprach über „Die neuen Kraftwagenraum-Vorschriften vom Standpunkt des Feuersicherheitstechnikers: Die früheren schärferen Kraftwagenraum-Vorschriften waren berechtigt zu einer Zeit, in der die Güte der Kraftwagenkonstruktionen noch nicht den hohen Stand wie heute erreicht hatten, und aus diesem Grunde auch in erheblich größerem Umfange mit Kraftwagenbränden zu rechnen war.

Die heutigen Vorschriften haben bedeutende Erleichterungen gebracht, deren wesentlichste die Zulassung einer sogenannten Einheitsbox von 100 m² Grundfläche ist, jedoch können auch größere Hallen bis zu 1000 m² Grundfläche und in Sonderfällen auch noch darüber ohne Unterteilung zugelassen werden, wenn gewisse Vorbedingungen erfüllt sind, die auch bei nicht im Entstehen unterdrückten Bränden eine katastrophale Auswirkung unwahrscheinlich erscheinen lassen.

Maßgebend für diese Einstellung der Feuersicherheitstechniker war die Überlegung, daß die Wahrscheinlichkeit von Explosionen in Kraftwagenräumen, wie die Erfahrungen gezeigt haben, verschwindend gering ist, die Wahrscheinlichkeit der Entstehung von Bränden ebenfalls erheblich gering ist. Nach wie vor ist jedoch mit der Möglichkeit zu rechnen, daß ein Brand größere Ausdehnung annimmt, daß daher die Sicherheitsvorschriften der neuen Verordnung in erster Linie eine Gewähr bieten sollen, daß auch bei entstehendem Totalschaden eine Gefährdung von Personen und Schädigung der Allgemeinheit nicht zu erwarten steht. Das Studium der neuen Vorschriften läßt erkennen, daß alle baulichen Maßnahmen in der Hauptsache den Zweck verfolgen, einen Brand zu lokalisieren.

Die Annahme der geringen Wahrscheinlichkeit einer Explosion war ferner der Anlaß, auch bezüglich der Heizungs- und Beleuchtungsvorschriften wesentliche Erleichterungen zuzugestehen. Im allgemeinen wird von 1,50 m Höhe über dem Fußboden ab der Kraftwagenraum nicht mehr als explosionsgefährlicher Raum angesehen.

Die in den neuen Vorschriften unter gewissen Umständen vorgesehene Überdachung der Höfe und Fahrstraßen stellt keine Forderung im Interesse der Feuersicherheit dar, sondern ist lediglich auf den Schutz der Nachbarschaft gegen Geruch- und Geräuschbelästigungen zurückzuführen.

Vortrag über „Das Erdbebenunglück 1923 in Japan und die Wiederaufbauarbeiten".

Wir machen unsere Mitglieder besonders darauf aufmerksam, daß Herr Regierungsbaumeister Briske über „Das Erdbebenunglück 1923 in Japan und die Wiederaufbauarbeiten" im Rahmen der Vortragsreihe des Außeninstitutes der Technischen Hochschule in Gemeinschaft mit der Akotech am 1. Dezember d. J., 6 Uhr abends, im Hörsaal 120 der Technischen Hochschule Berlin spricht.

[1]) Konstruktionsangaben s. Jahrbuch 1926 der D. G. f. B. S. 161.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 3. Dezember 1926 | Heft 49

DIE KLÄRANLAGE DES RUHRVERBANDES IN ESSEN-RELLINGHAUSEN.

Von Franz Fries, Ingenieur des Ruhrverbandes, Essen.

Dem Ruhrverband ist durch Landesgesetz vom 5. Juni 1913 die Reinhaltung des Ruhrflusses übertragen worden. Die Bedeutung dieser Aufgabe, namentlich auch in volkswirtschaftlicher Hinsicht, erkennt man, wenn man bedenkt, daß die Ruhr jährlich für das rheinisch-westfälische Industriegebiet etwa 506 Millionen Kubikmeter Trinkwasser liefert, das in 18 größeren und 219 kleineren Wasserwerken gewonnen wird. Etwa 4 Millionen Menschen werden mit diesem Trinkwasser versorgt, neben den zahlreichen Fabriken und Bergwerken, die aus der Ruhr ihr Betriebswasser beziehen. Das Trinkwasser wird aus dem durch Flußwasser künstlich angereicherten Grundwasserstrom gewonnen. Der Weg des Wassers vom Flußbett bis zu den im Ruhrkies längs der Ruhr angelegten Filterbrunnen, aus denen das Wasser abgesaugt wird, ist ein verhältnismäßig kurzer. Bei dem nicht zu großen Wasserreichtum des Flusses muß infolgedessen auf eine weitgehende Reinigung der Abwasserzuflüsse Wert gelegt werden.

Über die Vorgeschichte, den Aufbau und die Arbeiten des Ruhrverbands gibt eine neuerdings erschienene Druckschrift „Der Ruhrverband" von Dr. K. Imhoff[1]) im einzelnen Aufschluß. Bis jetzt hat der seit 1913 bestehende Verband außer zahlreichen Abwassersammlern und Pumpwerken 31 Kläranlagen, die sich auf das ganze Ruhrgebiet verteilen, in Betrieb nehmen können (Abb. 1).

Eine der bedeutendsten und nach den modernsten Errungenschaften der Technik ausgebaute Kläranlage befindet sich in Essen-Rellinghausen. Diese Anlage hat die Aufgabe, das gesamte Abwasser aus einem Teil der Vororte Rüttenscheid, Bredeney und Rellinghausen mit etwa 45000 Einwohnern und mehreren Bergwerken und Fabriken in einen Zustand zu versetzen, der der Ruhr und der Trinkwasserversorgung nicht mehr gefährlich werden kann. Das Abwasser, das in einer Gesamtmenge von etwa 22000 m³/Tag (240 l/sec) abfließt, besteht aus den häuslichen und menschlichen Abgängen sowie aus Abflüssen von Bergwerken, Eisenwerken und Färbereien. Der Abwassersammler erreicht die Ruhr dem Trinkwassergewinnungsgelände der Stadt Essen gegenüber. Kurz unterhalb der Mündung liegt das große städtische Strandbad, und weiter stromabwärts befinden sich noch mehrere andere Volksbäder. Es waren also an dieser Stelle

Abb. 1. Übersichtsplan des Ruhrgebiets.

für den Grad der Abwasserreinigung nicht nur hygienische, sondern auch ästhetische Gesichtspunkte maßgebend.

Abbildung 2 zeigt die Gesamtanordnung dieser Anlage. Ein kleines Wohngebiet von 8000 Einwohnern, das mit natürlichem Gefälle in den Hauptsammler nicht entwässern kann, wird in einer kleinen, auf der Abbildung nicht dargestellten, Nebenkläranlage besonders behandelt. Beide Anlagen bilden jedoch insofern eine zusammenhängende Betriebsanlage, als der in der Nebenkläranlage gewonnene Schlamm in den Zulauf der Hauptanlage gepumpt wird. Alle Zahlenangaben, bis auf die Angaben über Wassermengen, beziehen sich deshalb auf beide Anlagen.

Das zu behandelnde Abwasser, das in einem 3 km langen, offenen Sammelkanal ankommt, durchfließt zunächst einen Grobrechen und einen dreiteiligen Sandfang. Dann gelangt es in drei Gruppen mit je zwei zusammenhängenden Emscherbrunnen (Abb. 3 u. 4). Diese Teile der Kläranlage wurden 1912 von der Stadt Essen erbaut; sie sind für die Vorbehandlung, d. h. die Entschlammung des Abwassers, bestimmt. Nach dem Verlassen der Emscherbrunnen enthält das Abwasser nur noch Verschmutzungen in gelöster oder halbgelöster Form, abgesehen von dem kleinen Rest der festen Schwebestoffe

[1]) Verlag Wasser, Berlin-Dahlem, Brummerstr. 48.

die in dem Abfluß noch enthalten sind und die auf mechanischem Wege nicht ausgeschieden werden können. Emscherbrunnen sind die bekannten zweistöckigen Kläranlagen, in denen der Absitz- oder Klärraum über dem Faulraum angeordnet ist. Bauart und Wirkungsweise der Vorreinigungsanlage darf wohl als bekannt vorausgesetzt werden. Als besondere Neuerung ist hier zum ersten Male in Deutschland im großen die Gas-

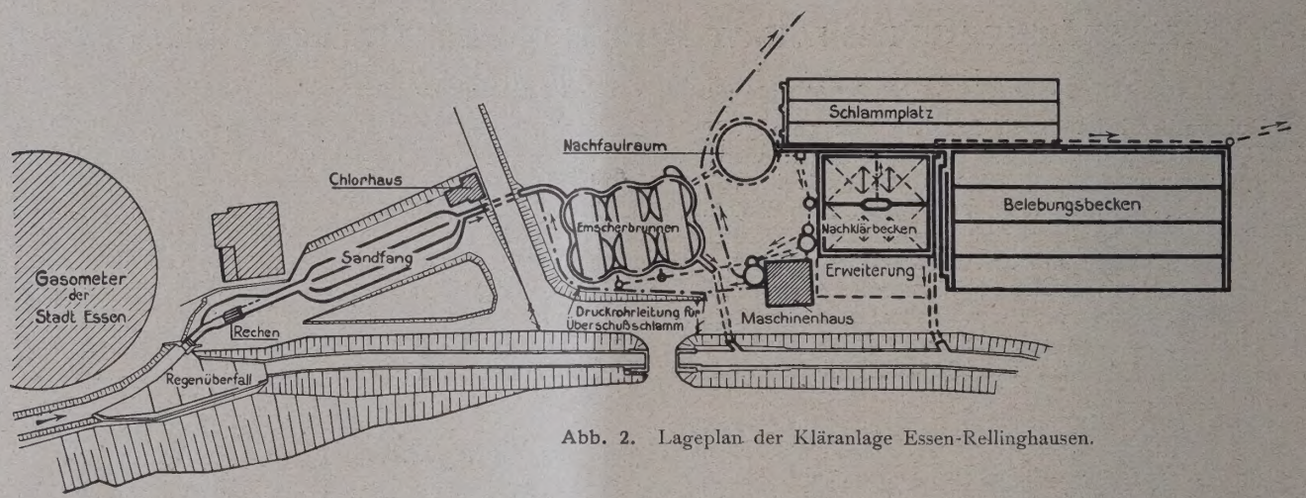


Abb. 2. Lageplan der Kläranlage Essen-Rellinghausen.

gewinnung aus Faulschlamm durchgeführt worden. Das Gas, das sich in den Faulräumen der Emscherbrunnen bildet, wird seit Anfang 1923 in Gasfängern aufgefangen und der städtischen Gasversorgung nutzbar gemacht. Die Gasfänger sind in den Abbildungen 4, 5 und 6 dargestellt. Über die Bedeutung der Gasgewinnung aus Faulschlamm sind inzwischen mehrere Veröffentlichungen[2]) erschienen. 1925 wurden täglich im Mittel etwa 270 m³ Gas gewonnen, das sind etwa 6 Liter je Einwohner. Das Gas ist wertvoller als Steinkohlengas; es enthält etwa 80% Methan und hat einen Heizwert von rd. 8000 Cal. Der Erlös aus dem Gas, für das die Stadt Essen 3,5 Pf/m³

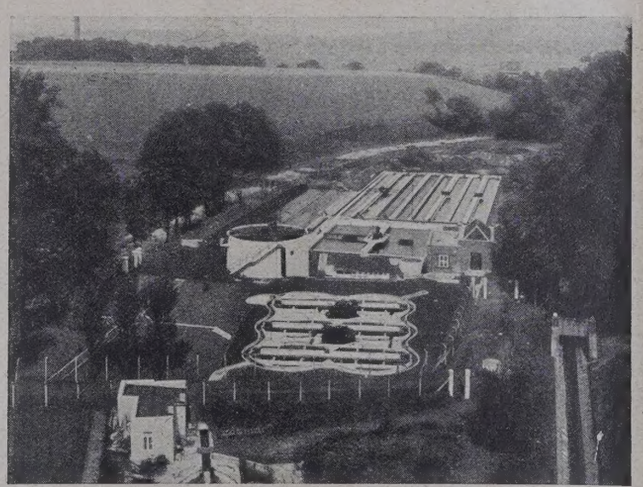


Abb. 3. Gesamtbild der Kläranlage Essen-Rellinghausen.

bezahlt, trägt zur Deckung eines Teiles der Betriebskosten der Kläranlage bei. Der Gaspreis richtet sich nach dem Preis, den die Stadt Essen für Steinkohlengas an den Bergbau bezahlt.

In Städten mit eigener Gaserzeugung wird aus dem Faulgas eine wesentlich höhere Einnahme zu erzielen sein.

Neben dem Emscherbrunnen ist 1920 ein freistehender Nachfaulraum aus Eisenbeton mit 500 m³ Inhalt erbaut worden. Der Behälter ist eine Erweiterung der Faulräume in den Emscherbrunnen, die der im Laufe der Jahre eingetretenen Zunahme des Abwasserschlammes nicht mehr gewachsen waren. Der Behälter kann allerdings nicht als vollwertiger Faulraum betrachtet werden, weil die Zersetzungsvorgänge hauptsächlich von der Temperatur abhängig sind, die in dem

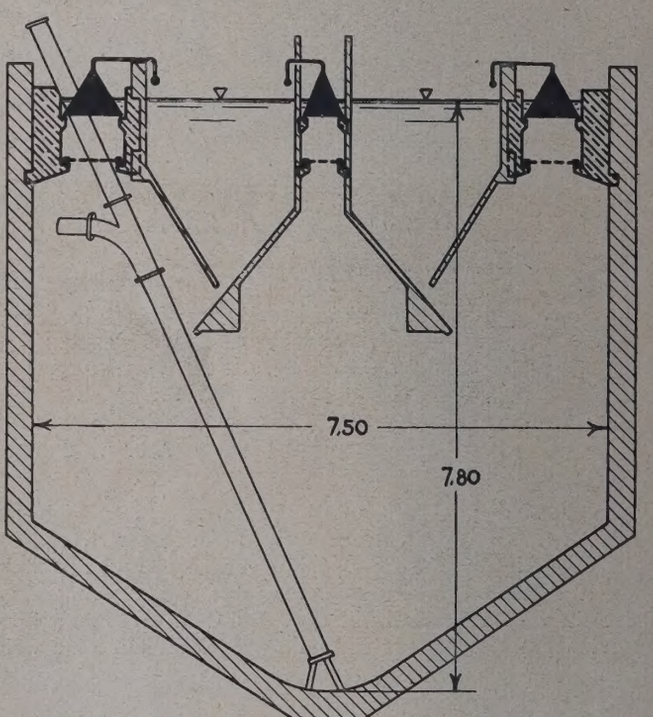


Abb. 4. Querschnitt der Emscherbrunnen.

hochliegenden Behälter erheblich niedriger ist, als in einem unter Gelände liegenden Emscherbrunnen.

Der Schlamm aus dem Emscherbrunnen wird in den Schlammbehälter gepumpt und von hier mit natürlichem Gefälle auf den danebenliegenden Schlammtrockenplatz abgelassen. Die vorhandenen Trockenbeete sind nur noch ein Rest der früheren Beete, deren Fläche zum größten Teil für den Erweiterungsbau der Kläranlage in Anspruch genommen werden mußte. Die neuen Anlagen für die Trocknung und Unterbringung des ausgefaulten Schlammes werden gegenwärtig auf einem Gelände, das 50 m höher liegt, errichtet

[2]) Imhoff, „Die Verwertung des Methans aus Faulräumen", Das Gas- und Wasserfach v. 8. Dez. 1923 und v. 4. Okt. 1924. — Imhoff, „Fortschritte der Abwasserreinigung" S. 47, Carl Heymanns Verlag, Berlin. — Blunk u. Sierp, „Gewinnung und Verwertung des Gases aus Faulräumen städtischer Kläranlagen", Gesundheitsingenieur v. 6. Okt. 1923. — Nerreter, „Über die Verwertung von Faulschlammgasen für die Gasversorgung von Städten", Das Gas- und Wasserfach v. 6. März 1926.

Der Schlamm wird durch eine 700 m lange Druckrohrleitung mittels Druckluft dorthin gedrückt. Gleichzeitig sind Vorkehrungen getroffen, daß der Schlamm, der jetzt in lufttrockenem Zustande an Landwirte abgegeben wird, auch flüssig unmittelbar auf Felder verteilt werden kann.

Wie schon zu Anfang erwähnt, mußten an die Leistungsfähigkeit der Kläranlage Essen-Rellinghausen die weitgehendsten Forderungen gestellt werden. Der Ruhrverband war sich seit Jahren bewußt, daß die Entschlammung des Abwassers allein den Bedürfnissen der Ruhr an dieser Stelle nicht genügte. Es gab aber früher kein Reinigungsverfahren, das hier technisch anwendbar gewesen wäre. Erst die Fortschritte der Engländer und Amerikaner seit 1914 auf diesem Gebiete zeigten uns den Weg zu einer brauchbaren Lösung. In beiden genannten Ländern gelang es nämlich, Abwasser durch Belüftung vollkommen zu reinigen. Man nennt dieses Belüftungsverfahren in Deutschland Schlammbelebungsverfahren. In einer Mitte 1924 erbauten Versuchsanlage des Ruhrverbandes wurde das Verfahren, so wie es im Auslande angewandt wird, ausprobiert. Es zeigte sich aber bald, daß, um das Verfahren für Deutschland wirtschaftlich tragbar zu gestalten, Verbesserungen nötig waren. Nachdem diese im kleinen gefunden waren, konnte im Mai 1925 mit der Ausführung der neuen Anlage begonnen werden. Im Dezember desselben Jahres wurde sie bereits in Betrieb genommen.

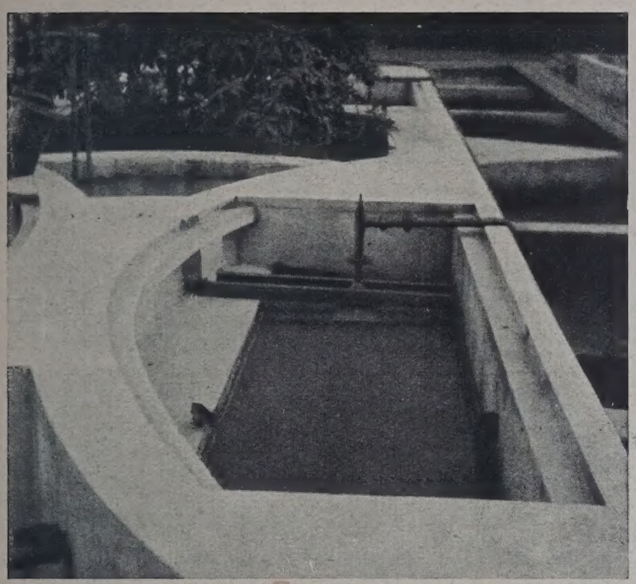


Abb. 5. Gasfänger am Faulraum eines Emscherbrunnens.

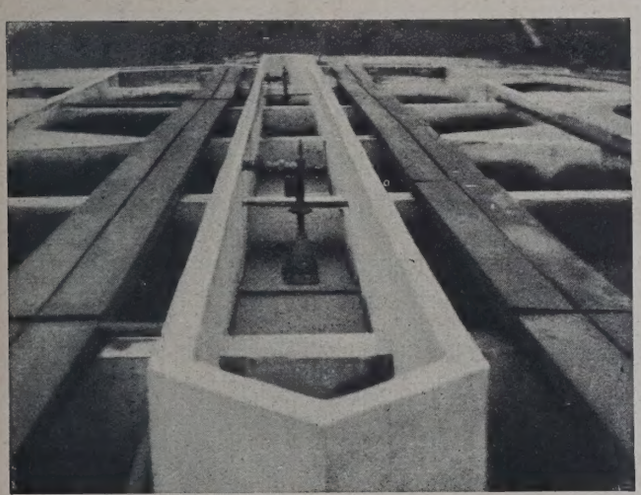


Abb. 6. Gasfänger im Mittelschacht des Faulraumes eines Emscherbrunnens.

Das neue Verfahren ist, wie fast alle bekannten Klärverfahren, zur Behandlung von mechanisch gereinigtem, fäulnisfähigem Abwasser ein biologisches Verfahren. Mit Hilfe von Kleinlebewesen gelingt es dabei, das Abwasser völlig zu klären und die ursprüngliche Beschaffenheit des reinen Gebrauchswassers wieder herzustellen. Über die Vorgänge bei diesem Verfahren geben im einzelnen die Arbeiten von Imhoff und Fries genaue Auskunft[3]).

Der Belüftungsvorgang spielt sich in Essen-Rellinghausen in der Hauptsache in vier sogenannten Belebungsbecken ab. Die Becken sind 50 m lang, 6 m breit und 3 m tief. Einen Querschnitt der Becken zeigt Abbildung 7. Wie daraus zu ersehen ist, handelt es sich um Doppelbecken ohne Zwischenwände. In jeder Beckenhälfte liegt ein Rührwerk, und etwa in der Mitte der Beckensohle liegen Luftfilter, durch die Preßluft in das Wasser eingeblasen wird. Die Rührwerke drehen sich gegeneinander, so daß der Wasserstrom der beiden Beckenhälften in der Beckenmitte zusammenläuft und nach unten gerichtet ist. Die dort von unten aufsteigende Preßluft wird von der Wasserströmung erfaßt und innig mit dem Beckeninhalt vermengt. Durch die Umwälzung des Abwassers mit dem Rührwerk unter gleichzeitiger Zuführung von Luft entsteht ein Schlamm, der hauptsächlich aus Kleinlebewesen besteht und der deshalb belebter Schlamm genannt wird. Dieser Schlamm hat die Eigenschaft, alle noch in dem vorher entschlammten Abwasser enthaltenen Verschmutzungen aufzusaugen und so zu verändern, daß sie in körperlicher Form als Schlamm (Überschußschlamm genannt) erfaßt werden können. Es handelt sich dabei, wie schon erwähnt, vorwiegend um biologische Vorgänge, wobei jedoch auch chemische und physikalische Einflüsse mitwirken. Im Auslande braucht man für den Belebungsvorgang in den Belüftungsbecken 6—15 Stunden. Hier gelang es, die Belebungszeit bis auf 3½ Stunden im Mittel herunterzudrücken.

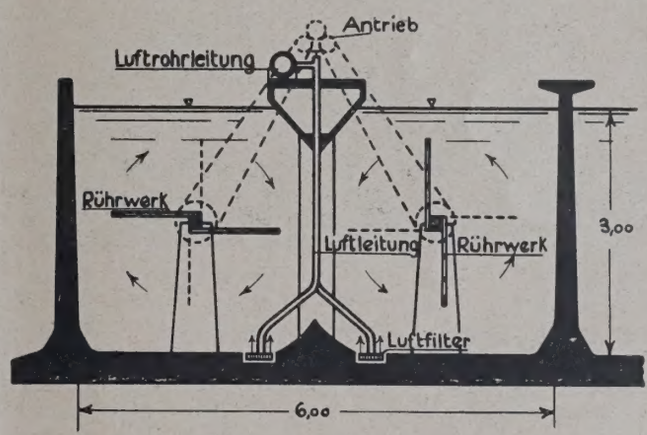


Abb. 7. Querschnitt der Belebungsbecken.

Wichtig für den Betrieb der Belebungsanlage ist, daß stets eine genügende Menge guter, belebter Schlamm in den Belebungsbecken vorhanden ist, und zwar hat sich gezeigt, daß 7—8% Schlamm genügen. In Abbildung 8 wird ein Belebungsbecken leer und in Abbildung 9 ein Becken im Betriebe gezeigt.

Hinter den Belebungsbecken liegen zwei Nachklärbecken von je 20 × 8 m Oberfläche, die den Zweck haben, das in den Belebungsbecken behandelte Wasser von dem belebten Schlamm wieder zu befreien. Diese Becken sind in je drei Trichter aufgelöst (Abb. 10). Aus den Trichterspitzen führen Schlamm-

[3]) Imhoff, „Fortschritte der Abwasserreinigung", Heymanns Verlag, Berlin. — Imhoff und Fries, „Die neue Schlammbelebungsanlage des Ruhrverbands in Essen-Rellinghausen", Technisches Gemeindeblatt v. 5. Mai 1926.

rohre zu einem Sammelbrunnen, aus dem eine Kreiselpumpe mit vertikaler Welle den belebten Schlamm wieder in den Zulauf zu den Belebungsbecken fördert. Das vom Schlamm völlig befreite Wasser fließt aus den Nachklärbecken klar und frei von irgendwelchen Verschmutzungen in den Ablaufkanal zur Ruhr ab. Das geklärte Wasser hat die Beschaffenheit

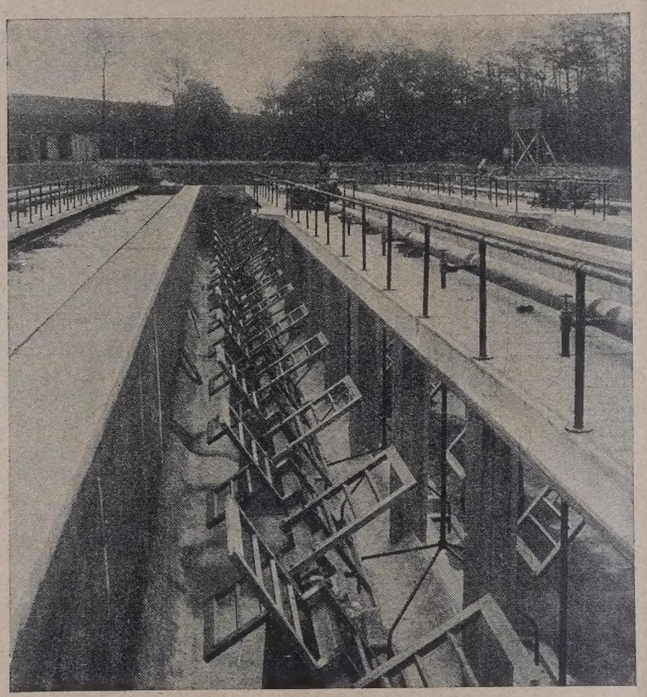


Abb. 8. Belebungsbecken (leer).

reinen Bachwassers; sein Sauerstoffgehalt schwankt zwischen 5—8 mgr/l. Fische, vor allem Karpfen, gedeihen in einem mit dem Abfluß der Nachklärbecken gespeisten Fischteiche befriedigend. Die Nahrung der Fische bildet in der Hauptsache der belebte Schlamm, der in entsprechenden Mengen dem Teich täglich zugeführt wird.

Große Schwierigkeiten machte im Auslande die Unterbringung des bereits erwähnten Überschusses an Schlamm, der bei dem Belebungsverfahren entsteht[4]). Die Beseitigung des sehr wässerigen Schlammes (er enthält 96—99% Wasser) ist vor allem deshalb schwierig, weil er stark fäulnisfähig ist,

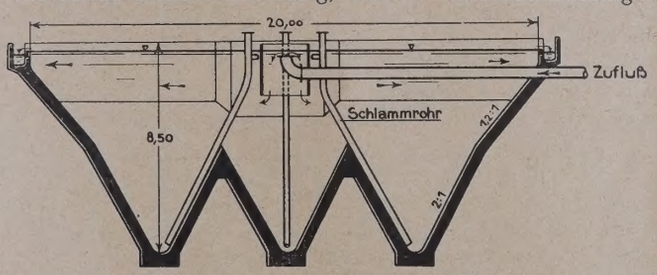


Abb. 10. Querschnitt durch die Nachklärbecken.

also Gestank verbreitet, wenn er Gelegenheit findet, an der Luft in Fäulnis überzugehen. In England und Amerika bringt man diesen wässerigen Schlamm zum größten Teil in Schlammteichen unter, wenn nicht die Möglichkeit besteht, ihn auf Feldern unterzupflügen. In Milwaukee in den Vereinigten Staaten hat man eine große, kostspielige Anlage zur künstlichen Trocknung des Schlammes durch Hitze erbaut, um daraus einen Streudünger für die Landwirtschaft herzustellen. Alle diese Verfahren kommen aber für Deutschland nicht in

[4]) Sierp, „Die Beseitigung des überschüssigen belebten Schlammes bei der Abwasserreinigung", Verlag Wasser, Berlin-Dahlem.

Frage, abgesehen von Ausnahmefällen, wo der Schlamm unmittelbar auf dem Acker untergebracht werden kann. In der Kläranlage Essen-Rellinghausen wird der Überschußschlamm in den Zulauf der Vorreinigung, d. h. in die Emscherbrunnen gepumpt. Er gelangt dort mit dem übrigen Schlamm in die Faulräume und macht den anfangs beschriebenen Weg des Rohschlammes durch. Auf diese Weise wird der Stickstoff-

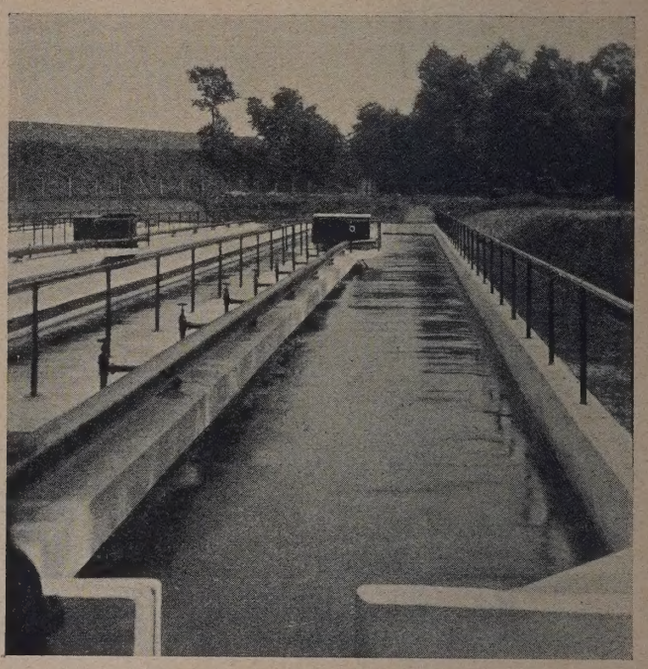


Abb. 9. Belebungsbecken im Betrieb.

gehalt, d. h. der Dungwert, des Emscherbrunnen-Schlammes von 1,3% auf 2,5% erhöht. Außerdem ist eine erhebliche Steigerung der Gasmenge zu erwarten.

Die Belebungs- und Nachklärbecken sind in Eisenbeton

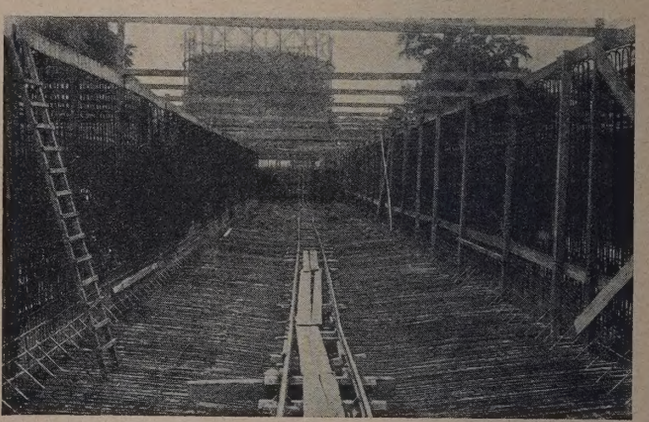


Abb. 11. Belebungsbecken im Bau.

ausgeführt worden (Abb. 11). Die Betonflächen wurden mit einem wasserdichten Torkretputz versehen. Die Rührwerke werden durch Elektromotoren mit Übersetzungsschnecken und Ketten von der Mitte eines jeden Beckens aus angetrieben. Die erforderliche Preßluft wird durch ein Turbinengebläse erzeugt. In der Ansaugeleitung des Gebläses ist ein Luftreiniger eingebaut, der aus einem mit Raschigringen zusammengesetzten Filter besteht. Der Gesamtinhalt der Belebungsbecken ist 3600 m³ bis zum Wasserspiegel.

Die Schlammbelebungsanlage ohne Vorreinigung hat etwa 300000 M. gekostet, das sind 13,5 M. für 1 m³ zu behandelndes Abwasser im Tag, im Gegensatz zu den bekannten ausländischen

Anlagen, die an Baukosten zwischen 36 und 70 M. für 1 m³ Tageswassermenge erforderten. An motorischer Kraft werden für den Betrieb insgesamt 40 PS verbraucht, das sind auf 1000 m³ Abwasser im Tag 1,8 PS. Im Auslande erfordert das Verfahren 4,2—8,3 PS für die gleiche Menge Wasser.

Es besteht vielfach die Ansicht, daß das Verfahren ohne fachwissenschaftliche Leitung undurchführbar sei. Diese Ansicht geht zu weit. Man ist heute bereits so weit, daß eine Schlammbelebungsanlage von einem geschickten, entsprechend angelernten Wärter betrieben werden kann.

Erwähnt sei noch, daß nach Versuchen von Prof. Bruns und Dr. Sierp auch Krankheitskeime bis zu 98% bei dem Verfahren aus dem Abwasser entfernt werden. Es ist indessen auf der Kläranlage eine Chlorungsanlage vorhanden, mit der es möglich ist, das Abwasser völlig zu entkeimen. Diese Anlage wurde früher mehrere Jahre zur Verbesserung des vorgeklärten Abwassers verwendet.

Die jährlichen Ausgaben für Zins und Tilgung des Baukapitals sowie für Betrieb und Unterhaltung der Anlage werden von den Wasserwerken des Ruhrgebiets, der Stadt Essen und den beteiligten gewerblichen Betrieben im Veranlagungswege aufgebracht.

ZUR THEORIE DES BAUGRUNDES.

Von Privatdozent Dr.-Ing. Ferd. Schleicher, Karlsruhe.

(Schluß von Seite 935.)

Von großer praktischer Bedeutung ist noch der Fall des langen Streifens (Rechteckbereich mit sehr großem bzw. sehr kleinem Seitenverhältnis α). Ist $2a$ die Breite dieses Belastungsstreifens, $2b = \alpha . 2a$ die Länge, so erhält man aus Zahlentafel (31) die Werte der Zahlentafel (34), welche erlaubt, die mittleren Senkungen von Streifen gleicher Breite $2a$, mit gleicher konstanter Pressung p und von verschiedener Länge $2b$ für die Seitenverhältnisse $\alpha = 1$ bis 10 000 unmittelbar zu vergleichen.

(34)

α	1	1,5	2	3	5	10	100	1000	10000	Faktor
w_{mittel}	0,95	1,15	1,30	1,53	1,83	2,25	3,69	5,16	6,63	$\frac{p\,2a}{C}$

Man erkennt, daß sich die mittleren Senkungen mit veränderlicher Länge des Streifens in sehr weiten Grenzen bewegen. Die Zahlenkoeffizienten von Zahlentafel (34) wachsen mit zunehmendem Seitenverhältnis α für den elastisch-isotropen Halbraum über alle Grenzen. Demgegenüber ist für Erdboden zu erwarten, daß sich die Koeffizienten von einem bestimmten Seitenverhältnis α_0 ab praktisch nicht mehr ändern, d. h. mit wachsendem α einem endlichen Grenzwert zustreben.

Bemerkung: In Analogie zu den bei Kreisflächen erhaltenen Ergebnissen wird man erwarten dürfen, daß die obigen Beziehungen, welche für den Fall p = konstant ($D_x = D_y = 0$) hergeleitet sind, auch noch näherungsweise gelten, wenn die Lastübertragung durch einen Balken erfolgt, dessen Biegungssteifigkeit nach der Breitenrichtung sehr groß ist ($D_x = \infty$).

VII. Zusammenfassung (für Kreis- und Rechteckgebiete).

Wir stellen die erhaltenen Ergebnisse noch einmal übersichtlich in Zahlentafel (35) zusammen.

(35)

Grundfläche		w_{mittel}	K_{mittel}	$w_{max.}$	$w_{min.}$
1. Kreis (D = 0) ..		0,96	1,05	1,13	0,72
2. Kreis (D = ∞) .		0,89	1,13	0,89	0,89
3. Quadrat (D = 0)		0,95	1,06	1,12	0,56
Rechtecke (D = 0)	α = 1,5	0,94	1,07	1,11	0,55
	2	0,92	1,09	1,08	0,54
	3	0,88	1,13	1,03	0,51
	5	0,82	1,22	0,94	0,47
	10	0,71	1,41	0,80	0,40
	100	0,37	2,71	0,40	0,20
	1 000	0,163	6,13	0,173	0,87
	10 000	0,066	15,08	0,069	0,35
Faktor		$\frac{P}{C\sqrt{F}}$	$\frac{C}{\sqrt{F}}$	$\frac{P}{C\sqrt{F}}$	$\frac{P}{C\sqrt{F}}$

Die beiden letzten Spalten dieser Tabelle geben die größte und die kleinste Senkung innerhalb des belasteten Gebietes. Zur letzten Zeile sei daran erinnert, daß

$$\frac{P}{C\sqrt{F}} = \frac{p_m\sqrt{F}}{C}$$

ist, weil $P = p_m F$.

Die Zahlentafel (35) zeigt, daß die mittlere Senkung bei sonst gleichen Verhältnissen um so größer wird, je gedrängter die Form der belasteten Fläche ist.

In den von uns in den Abschnitten IV, V, VI betrachteten Fällen von Kreis- und Rechteck-Belastungsflächen kann man die mittlere Senkung durch

$$w_m = \frac{p_m}{K_m} \tag{36a}$$

darstellen, worin die mittlere „Bodenziffer" aus

$$K_m = \varkappa \frac{C}{\sqrt{F}} \tag{36b}$$

zu berechnen ist. Setzt man in Gleichung (36a) den Wert von K_m ein und ersetzt man die mittlere Pressung p_m durch die Gesamtlast $P = p_m F$, so wird

$$w_m = \omega \frac{p_m\sqrt{F}}{C} = \omega \frac{P}{C\sqrt{F}}. \tag{36c}$$

Darin bedeutet ω einen Zahlenkoeffizienten [„Formkoeffizient", vgl. Zahlentafel (35)], welcher von der Gestalt der belasteten Fläche und von der Art der Verteilung der Gesamtlast P abhängt. Der Koeffizient $\varkappa$ in der Gleichung (36b) für K_m ist nicht von ω unabhängig, sondern $\varkappa$ ist gerade der reziproke Wert des Formkoeffizienten ω, d. h.

$$\varkappa = \frac{1}{\omega}, \tag{36d}$$

wie man durch Vergleichen der Beziehungen (36a) bis (36c) leicht erkennen kann.

Die in der Zahlentafel (35) enthaltenen Werte ω und $\varkappa$ für Kreis- und Quadratbereiche unterscheiden sich in den Belastungsfällen p = konst. bzw. w = konst. nur um wenige Prozent, so daß die Werte w_m und K_m bei gleicher Größe F der gedrückten Fläche und bei gleicher Gesamtlast P für die meisten praktischen Zwecke als gleich groß angenommen werden können. Wenn man dies beachtet, ist es auch nicht überraschend, daß F. Emperger (vgl. die unten genannte Arbeit, S. 228) bei gleicher Fläche F und gleicher Last P keinen Unterschied zwischen den Senkungen bei kreisförmigen bzw. quadratischen Belastungsflächen feststellen konnte. Der Unterschied in den Koeffizienten ω ist eben zu klein, als daß man ihn für Erdboden leicht feststellen könnte.

Wir extrapolieren nun den Inhalt der Zahlentafel (35) folgendermaßen:

Wird eine gleichmäßig verteilte Last p (Gesamtlast $P = p F$) durch eine Platte von beliebiger Biegungssteifigkeit D auf den

elastisch-isotropen Halbraum übertragen oder wird eine konzentrierte Last P zentrisch durch eine Platte von einer gewissen Mindeststeifigkeit D_0 (welche letztere so groß sein soll, daß die Pressungsverteilung eine „mittlere" zwischen den beiden Grenzen ist, welche durch die Belastungsfälle p = konst. einerseits und w = konst. andererseits gegeben sind) auf den Halbraum übertragen, und ist die Platte durch ein regelmäßiges Vieleck von vier oder mehr Seiten begrenzt, so erhält man den Betrag der eintretenden mittleren Senkung w_m aus Gleichung (36c) und den Wert der mittleren Bodenziffer K_m aus Gleichung (36b) für fast alle Zwecke genügend genau, wenn man $\omega = 0{,}9$ und $\varkappa = 1{,}1$ setzt. Der dabei gemachte Fehler wird unter den genannten Voraussetzungen i. a. den Betrag von etwa 5% nicht überschreiten, d. h. kleiner sein als die aus anderen Ursachen fließende Ungenauigkeit. Damit ist eine Möglichkeit gegeben, die Senkungen w_m von Fundamenten und dergl. vorauszuberechnen, wenn P, F, C gegeben sind.

Wie sich im nächsten Abschnitt zeigt, gelten die von uns für den idealen Halbraum erhaltenen Beziehungen in erster Annäherung auch noch für Erdboden, trotz der Abweichungen im elastischen Verhalten der beiden. Zieht man nämlich die bisher vorliegenden Versuchsergebnisse zum Vergleich heran, so erkennt man in den wichtigsten Punkten eine genügende, grundsätzliche Übereinstimmung, um hoffen zu können, daß bei Bekanntwerden weiterer Versuche durch Anbringen von Korrekturfaktoren eine praktisch befriedigende Genauigkeit zu erreichen ist. Die Gleichungen (36) können jedoch auch schon jetzt dazu verwendet werden, um z. B. den Einfluß der Größe des Fundaments auf die Senkungen usw. zu schätzen. Man wird so viel eher zu einem befriedigenden Ergebnis kommen, als bei Anwendung der bisherigen Übung, die bei gleichen Pressungen p ohne Rücksicht auf die Größe des Fundaments gleich große Senkungen voraussetzt, was aber durchaus nicht zutrifft.

VIII. Versuche mit Erdboden.

In diesem Abschnitt sollen einige Versuchsergebnisse besprochen werden. Es wird von Interesse sein, einige Zahlenwerte für die „Konstanten" des Erdbodens zu erfahren und zu sehen, in welcher Richtung das Verhalten des Erdbodens von dem Idealfall des elastisch-isotropen Halbraumes abweicht.

A. Föppl macht in seinen „Vorlesungen" einige Mitteilungen über Versuche, die er im Hofe seines Laboratoriums anstellte. Dabei wurde eine Last P = 100 kg durch einen kreisförmigen Stempel von 10 cm Durchmesser auf den Erdboden übertragen. Gemessen wurden die (elastischen) Senkungen w(s) der Erdoberfläche in s = 20, 40, 60 und 80 cm Entfernung von der Last:

(a)

s =	0	20	40	60	80	cm.
w(s) =	ca 10 [2]	1,42	0,42	0,14	0,07	10^{-3} cm.

Die von Föppl gemessenen Zahlenwerte für $20 \leqq s \leqq 80$ cm sind in Abb. 6 durch kleine Kreise bezeichnet; der gestrichelte Teil der Kurve für s < 20 cm ist extrapoliert. Zum Vergleich sind (strichpunktiert) die Senkungen eingetragen, die man für den elastisch-isotropen Halbraum nach Gleichung (12b) erhält, wenn man die Konstante C willkürlich so wählt, daß die Senkungen für den gleichen Belastungsfall im Punkte s = 20 cm bei Halbraum und Erdboden gleich groß werden.

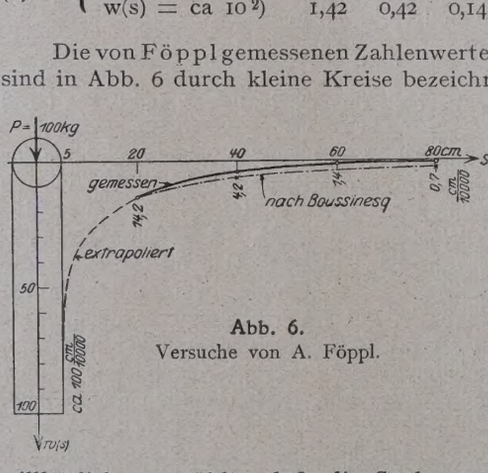


Abb. 6.
Versuche von A. Föppl.

[2]) Extrapoliert, da nicht gemessen!

Die von Föppl gemessenen Senkungen sind kleiner als die berechneten Werte: die Senkungen w(s) nehmen mit wachsender Entfernung s von der Last bei Erdboden noch viel schneller ab, als beim Halbraum [3]). Deshalb wird

α) der Betrag der mittleren Senkung w_m bei der gleichen konstanten Pressung p in den von uns betrachteten Belastungsfällen von Kreis- und Quadratflächen für einen bestimmten Erdboden ähnlich wie beim Halbraum mit der Größe der gedrückten Fläche anwachsen. w_m wird jedoch insbesondere bei großen Grundflächen F nicht mit den linearen Abmessungen der gedrückten Fläche, d. h. mit $\sqrt{F}$, sondern weniger schnell wachsen. Unter den in Abschnitt VII genannten Voraussetzungen nimmt der Betrag der mittleren Senkung w_m bei der gleichen Gesamtlast P demnach schneller als mit $\frac{1}{\sqrt{F}}$ ab, jedoch langsamer als mit $\frac{1}{F}$.

β) ist dementsprechend zu erwarten, daß die „Baugrundziffer" K_m bei zunehmender Flächengröße F langsamer abnimmt, als dies beim Halbraum der Fall ist, d. h. langsamer als $\frac{1}{\sqrt{F}}$.

γ) folgt daraus für Erdboden, daß das Produkt $K_m \sqrt{F}$ nicht wie beim Halbraum gleich einer konstanten $\varkappa C$ ist, sondern von der Größe der gedrückten Fläche abhängt. U. E. ist zu erwarten, daß $K_m \sqrt{F}$ zumindest für große Flächen F mit wachsendem F zunimmt.

Die vermutete Abhängigkeit der Werte w_m, K_m und $K_m \sqrt{F} = \varkappa C$ von der Größe F der gedrückten Fläche ist in Abb. 7 skizzenhaft angedeutet. Es sei jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen, daß aus den bisher vorliegenden Versuchsergebnissen noch keine endgültige Entscheidung darüber möglich ist, ob die Zusammenhänge in Abb. 7 zutreffend gezeichnet sind oder nicht. Eine Bestätigung oder eine Berichtigung wird erst möglich sein, wenn weitere ausführliche Versuchsreihen vorliegen.

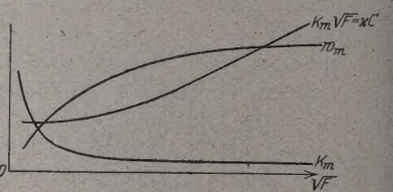


Abb. 7. Vermutliche Abhängigkeit der Senkungen von der Größe der belasteten Fläche für Erdboden.

Durch Überlegung mit Hilfe der „Einflußfläche" der Senkungen der Oberfläche des Erdbodens kam F. Engesser bereits 1893 zu Ergebnissen, die sich im wesentlichen mit den unsrigen decken [4]). Die dort zugrunde gelegte Gestalt der Einflußfläche ist zwar grundsätzlich unzutreffend, führt jedoch trotzdem u. a. zu den folgenden richtigen Angaben: „Die einzelnen Punkte einer gleichmäßig belasteten Grundfläche senken sich ungleich, und zwar die in der Mitte stärker als die am Rande ... Die Senkungen ähnlicher Grundflächen nehmen mit deren Größe zu ... Bei gleicher Größe aber verschiedener Gestalt der Grundfläche fallen die Senkungen um so größer aus, je gedrängter die Grundflächenform ist ..." Auch der Umstand, daß bei starren Platten die am Rande bzw. in der Nähe des Randes auftretenden Pressungen größer sind als die in der Mitte, ist von Engesser klar erkannt worden.

Vor kurzem machte F. Emperger einige Mitteilungen über Versuche, die 1914—16 in Wien mit dem dort vorkommenden Lehmboden ausgeführt wurden [5]). Aus der Abb. 7 des Auf-

[3]) Daß dies so ist, folgt nicht nur aus den von Föppl mitgeteilten Zahlenwerten, die man vielleicht wegen ihrer kleinen Anzahl für noch nicht ausreichend halten könnte, um daran weitergehende Schlüsse anknüpfen zu können. Zum gleichen Ergebnis scheinen auch Überlegungen zu führen, die man auf die Tatsache der fehlenden Zugfestigkeit des Erdbodens usw. stützen kann.

[4]) Engesser, Zur Theorie des Baugrundes, Zentralblatt der Bauverwaltung 1893, S. 306—308. Dieser Aufsatz sei der Beachtung des Lesers besonders empfohlen.

[5]) F. Emperger, Die zulässige Belastung des Baugrundes, Die Bautechnik 1926, Heft 16.

satzes von F. Emperger sind die in unserer Zahlentafel (b) zusammengestellten Werte w, p und F entnommen und daraus $K_m = \frac{p}{w}$ sowie $\varkappa C = K_m \sqrt{F} \equiv \frac{p\sqrt{F}}{w}$ berechnet. Die angegebenen Werte beziehen sich auf die mittleren Gesamtsenkungen von biegungsfesten, quadratischen Platten verschiedener Größe.

(b)

$\sqrt{F}$ cm	p kg/cm²	w cm	$\frac{w}{p}$ cm³/kg	K_m kg/cm³	$\varkappa C$ kg/cm²
7	5	0,21	0,042	24	170
10	5	0,26	0,052	19	190
25	4	0,27	0,067	15	370
50	3	0,32	0,107	9,4	470
75	3	0,54	0,180	5,6	420

Die Werte der Zahlentafel (b) sind in Abb. 8 dargestellt. Man erkennt daraus, daß die Senkungen etwas langsamer als mit $\sqrt{F}$ wachsen und daß die „Bodenziffer" K_m dementsprechend ebenfalls etwas langsamer als mit $\frac{1}{\sqrt{F}}$ abnimmt. Unsere Schlußfolgerungen stimmen somit i. w. mit den Empergerschen Versuchen überein.

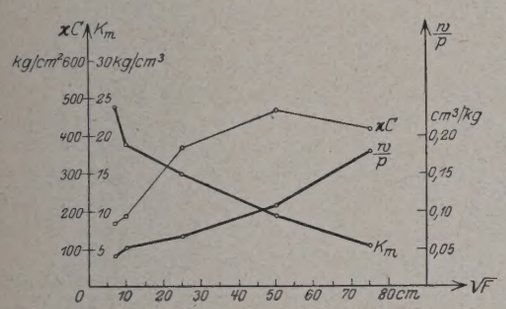


Abb. 8. Versuche von F. Emperger.

Für einen Vergleich mit den Gleichungen (36) kommen weiter holländische Versuche in Betracht, die von C. Wolterbeek beschrieben wurden[6]). Es sind dies Messungen der elastischen und unelastischen Bodensenkungen bei quadratischen Belastungsflächen verschiedener Größe.

Für die elastischen Senkungen erhält man aus den von Wolterbeek, S. 506, gegebenen Zahlen die Werte der Zahlentafel (c).

(c)

$\sqrt{F}$ cm	$\frac{w}{p}$ cm³/kg	K_m kg/cm³	$\varkappa C$ kg/cm²	F cm²
10,0	0,020	49	490	100
22,4	0,050	20	450	500
31,6	0,074	13,5	425	1000
50,0	0,15	6,7	335	2500
70,7	0,35	2,9	205	5000

Nach der Zahlentafel (c) wachsen die Senkungen bei den Wolterbeekschen Versuchen noch viel schneller als mit $\sqrt{F}$, so daß die Versuche nicht mit unseren Schlüssen α bis γ übereinstimmen.

Die Gründe für dieses ganz unerwartete, unseren Schlüssen entgegengesetzte Verhalten des Bodens sind bisher nicht bekannt. Nach Ansicht des Verfassers liegen sie in den bei den Wolterbeekschen Versuchen vorhandenen besonderen Umständen. Bei diesen Versuchen lag der Grundwasserstand nur wenige Zentimeter unterhalb der belasteten Horizontalebene, so daß der Sandboden vollkommen mit Wasser gesättigt war. Es ist wohl sehr fraglich, ob ein vollständig durchnäßter Boden sich noch nach den gleichen Gesetzen verhält, wie trockener Boden. Aus den Versuchen scheint weiter hervorzugehen, daß die Senkungen bei etwas höherem Grundwasserstand unter sonst gleichen Verhältnissen größer wurden, d. h. kleineren Bodenziffern K_m entsprachen.

Für die Gesamtsenkungen wurden nach den Angaben von Wolterbeek die in der Zahlentafel (d) zusammengestellten Werte ermittelt:

(d)

$\sqrt{F}$ cm	$\frac{w_g}{p}$ cm³/kg	K_m kg/cm²	$\varkappa C$ kg/cm²
22,4	0,067	15	340
31,6	0,08	12,5	395
50	0,20	5	250

Die Zahlen der Tabelle (d) beziehen sich auf die Senkungen w_g, die bei Beendigung des Aufbringens der Belastung vorhanden waren. Für sie gilt das bei der Zahlentafel (c) über die elastischen Senkungen Gesagte. Bei diesen Versuchen zeigte sich auch der sehr große Einfluß der Zeit, da die Senkungen der belasteten Flächen innerhalb 48 Stunden teilweise noch um mehr als die Hälfte der Senkungen w_g zunahmen. Aber auch die Anzahl und Höhe der vorausgegangenen Belastungen war von großem Einfluß auf die Höhe der Gesamtsenkungen.

Abb. 9 zeigt die aus den Wolterbeekschen Angaben berechneten Werte. Die der Zahlentafel (c) sind darin durch kleine Kreise und jene der Zahlentafel (d) durch kleine Kreuze bezeichnet.

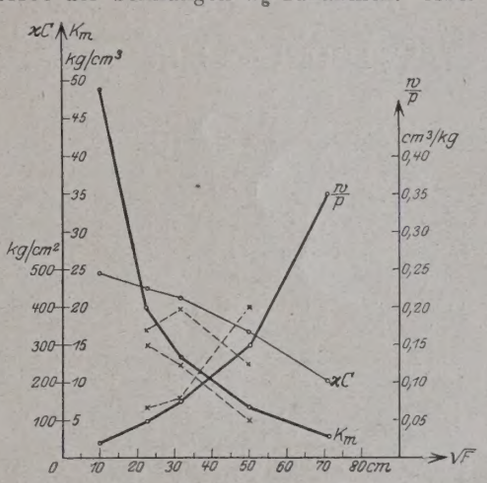


Abb. 9. Versuche von C. Wolterbeek.

Bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse von Emperger und Wolterbeek ist noch zu beachten, daß beide Versuchsreihen in tiefen Gruben ausgeführt wurden. Die Gleichungen, die wir für die Grenzebene z = o des Halbraums entwickelten, können also schon aus diesem Grunde für die betrachteten Versuche nicht genau gelten.

Beide Versuchsreihen sind wohl noch in vielerlei Hinsicht unzureichend, sie zeigen jedoch bereits ganz klar, daß der Einfluß der Größe der gedrückten Fläche auf den Betrag der Senkungen nicht vernachlässigt werden darf, sobald man überhaupt einen Versuch macht, die Senkungen von Fundamenten usw. zu berechnen. Es genügt also nicht, bei mehreren Fundamenten mit verschiedenen Gesamtbelastungen P_i, welche gleichgroße Senkungen erleiden sollen, die Größen F_i der einzelnen Fundamentflächen so zu bemessen, daß die mittleren Pressungen $p_i = \frac{P_i}{F_i}$ gleich groß werden, sondern es ist auch auf die Größe der Flächen Rücksicht zu nehmen, sobald die einzelnen Grundflächen F_i nicht einander nahezu gleich sind.

Im folgenden sind noch einige Zahlen mitgeteilt, die bei Erdboden und mit großen Grundflächen gemessen wurden. So erhält man für die oben angeführten Versuche von A. Föppl mit dem extrapolierten Wert der elastischen Senkung des Stempels (der wirkliche Wert dürfte noch etwas größer gewesen sein als w = 0,01 cm):

(e)
$$K_m = \frac{100}{5^2 \pi \cdot 0{,}01} = \sim 130 \text{ kg/cm}^3$$
$$\varkappa C = \frac{100}{5\sqrt{\pi} \cdot 0{,}01} = \sim 1100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei } \sqrt{F} = \sim 9 \text{ cm}.$$

6) C. Wolterbeek, Belastingsproeven ter bepaling van de grondelasticiteit, De Ingenieur 1921, S. 501—507.

Hörnecke teilte im Jahrgang 1914 der Zeitschrift „Beton und Eisen“ (Seite 118) einige Zahlen über Fundamentsenkungen mit, die gelegentlich des Baues der Görlitzer Stadthalle gemessen wurden. Es handelte sich dort um einen festgewachsenen Kiesboden, der mit Hilfe eines quadratischen Pfeilers auf einer Fläche von 1 m² belastet wurde.

Für diese Versuchsreihe findet man

(f) $K_m = 2{,}0$ kg/cm³, $\varkappa C = 200$ kg/cm² bei $\sqrt{F} = 100$ cm.

Nach einer freundlichen Mitteilung von Herrn Obering. J. Baudrexel, Mannheim, wurde gelegentlich eines Belastungsversuchs beim Bau des Konzerthauses in Karlsruhe für den dort vorhandenen fest gelagerten Schwimmsand eine Gesamtsenkung $w = 0{,}271$ cm bei $p = 1$ kg/cm² und $F = 0{,}5$ m² gemessen. Diesen Zahlen entspricht

(g) $K_m = 3{,}7$ kg/cm³, $\varkappa C = 260$ kg/cm² bei $\sqrt{F} = 70{,}7$ cm.

Für den Kiessand, wie er an vielen Stellen der Oberrheinebene vorkommt, dürften die folgenden Zahlenwerte kennzeichnend sein, die bei einem Belastungsversuch in Rheinau-Mannheim gemessen wurden. Für eine Fläche $F = 0{,}5$ m² und bei einer mittleren Pressung $p_m = 1$ kg/cm² ergab sich eine Gesamtsenkung $w = 0{,}175$ cm. Dem entsprechen

(h) $K_m = 5{,}7$ kg/cm³, $\varkappa C = 400$ kg/cm² bei $\sqrt{F} = 70{,}7$ cm.

Die elastische Senkung für die erste Belastung betrug bei dem letzteren Versuch $w = 0{,}075$ cm, entsprechend

(i) $K_m = 13$ kg/cm³, $\varkappa C = 950$ kg/cm² bei $\sqrt{F} = 70{,}7$ cm.

Die oben angeführten Beispiele geben ein erstes Bild der praktisch vorkommenden Werte K_m und $\varkappa C$. Von den in Gang befindlichen Laboratoriumsversuchen ist eine bessere Kenntnis der Art der Abhängigkeit der Senkungen von der Größe der gedrückten Fläche, der Pressungsverteilung usw. zu erwarten, so daß man in absehbarer Zeit eine weitere Klärung der von uns berührten Fragen erhoffen darf.

BEWEGUNGEN EINER UFERMAUER AUF DER WERFT KIEL DER DEUTSCHE WERKE KIEL A.-G.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

1. Bewegungen der Ufermauer und deren Folgen.

Die Südmauer des Werftinnenhafens der Deutsche Werke Kiel A.-G. (Abb. 1) ist seit ihrer Erbauung im Jahre 1877 in Bewegung. Die Bewegungen traten sofort nach der Hinterfüllung der Ufermauer auf und haben im Laufe von etwa 50 Jahren zu einem Ausweichen der Mauer geführt. Die Ufermauer wird seit 1889 ständig beobachtet. Die Aufzeichnungen haben ergeben, daß die Ufermauer immer noch nicht zur Ruhe gekommen ist und in ihrem mittleren Teile jährlich um 2—3 cm nach dem Hafen zu vorrückt. Die größte Ausweichung beträgt heute 1,49 m, außerdem ist die Mauer in der Mitte um 0,39 m abgesunken. Durch die hohen Biegungsspannungen ist die Mauer an den Punkten a und b (Abb. 2) gerissen. Durch Taucher ist festgestellt worden, daß auch in der Sohle bei c ein Riß vorhanden ist. Der stetige Fortgang der Bewegungen geht aus der Abb. 3 hervor, in welcher die Ausweichung des Punktes c im Laufe der Jahre graphisch dargestellt ist.

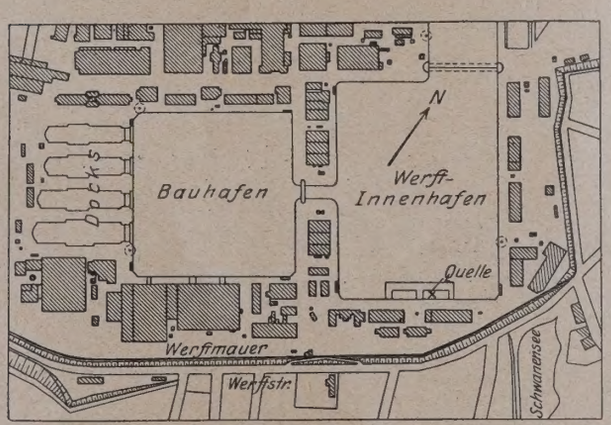


Abb. 1. Lageplan.

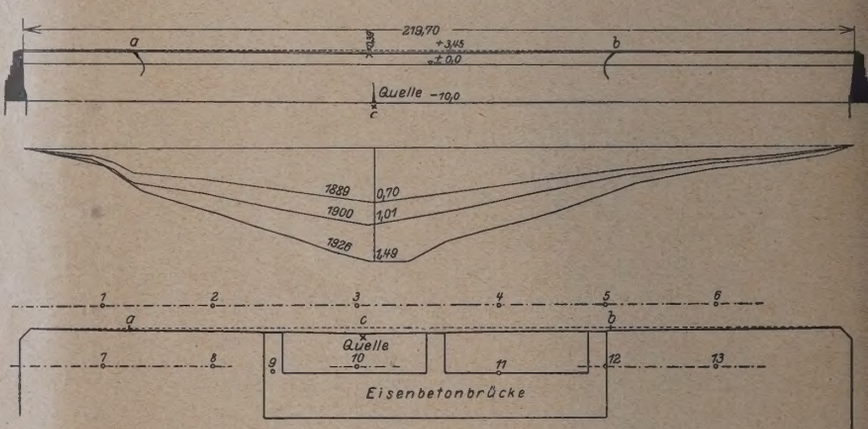


Abb. 2. Bewegungen und Beschädigungen der Ufermauer.

Die Bewegungen der Mauer haben außer den Rissebildungen in der Mauer selbst noch weitere schädliche Folgen mit sich gebracht. Das Gelände hinter der Ufermauer muß von Zeit zu Zeit infolge der Sackungen des Erdreiches aufgehöht werden. Die in der Nähe des Ufers stehenden Gebäude waren, wie die Abb. 4 zeigt, mehrfach gerissen, sie sind vor einigen Jahren aus anderen Gründen abgebrochen worden. Der schlechte Zustand der Ufermauer ist seit ihrer Herstellung stets insofern ein Hindernis gewesen, als der Liegeplatz nicht voll ausgenutzt werden konnte. Man hat es nicht gewagt vor der Ufermauer den Hafen auf die vorgesehene Tiefe von 10 m auszubaggern, da man befürchtete, daß dann die Bewegungen noch mehr zunehmen und schließlich zum Einsturz führen würden. Um die nötige Wassertiefe für tiefgehende Schiffe zu erhalten, hat man deshalb eine Eisenbetonbrücke mit hölzernen Schutzdalben vor die geborstene Mauer gesetzt.

2. Ursachen der Bewegungen.

Die Ursachen der Bewegungen der Ufermauer sind darauf zurückzuführen, daß etwa an dem Punkt c von der Sohle des Hafens her eine Quelle hochsprudelt und den an dieser Stelle unterhalb der Sohle der Ufermauer anstehenden Triebsand mit sich reißt. Durch die Ausspülungen des Sandes wird der Mauer stetig das Fundament entzogen. Würde es möglich sein, eine der beiden Ursachen für die Bewegung der Mauer, nämlich das Austreten der Quelle oder den Triebsand zu beseitigen, so wäre damit ein Mittel gefunden, die Mauer zum Stillstand zu bringen. Mit dem Vorhandensein des Triebsandes muß man auch weiterhin rechnen. Um die Herkunft der Quelle festzustellen, wurde die „Erda“ A.-G. in Göttingen mit den erforderlichen hydrologischen und geologischen Untersuchungen betraut.

Nach dem Gutachten dieser Gesellschaft zieht sich von der Südostecke des Werftinnenhafens das Tal der Ellerbek, in dessen Einzugsgebiet der Schwanensee mit fünf kleineren Seen und weiter nach Süden der Tröndelsee liegt. Wie aus alten Karten zu ersehen ist, floß die Ellerbek vor der Errichtung

der Hafenanlagen in die Kieler Förde, der Schwanensee und die anderen kleineren Seen waren noch nicht vorhanden. Durch den Bau der Werftstraße, die das Tal der Ellerbek auf einem Damme überquert, wurden diese Seen aufgestaut, zugleich wurde der ungehinderte Ausgleich des Grundwassers mit dem Wasser der Förde durch den Bau der Hafenanlage unterbunden. Im tieferen Untergrund des Ellerbektales und des Geländes vor dem Hafenbecken muß sich eine Tonschicht befinden, die vermutlich in Form einer Mulde gelagert ist, auf der sich das Grundwasser ansammelt. Durch die neu erbaute Kaimauer wurde diese Mulde durchschnitten, so daß sich das Grundwasser, welches infolge der muldenförmigen Lagerung der wassertragenden Tonschicht nach den Seiten nicht entweichen konnte, anstaute.

Nun haben aber Bohrungen vor und hinter der Mauer ergeben, daß die Tonschicht im mittleren Teile der Ufermauer unterbrochen und durch eine Schicht Triebsand ersetzt ist, die bis unter die Sohle der Mauer hinabreicht (Abb. 5). Durch diesen Triebsand hindurch findet das hinter der Mauer aufgestaute Grundwasser einen Druckausgleich mit dem Hafenwasser und steigt als Quelle vor der Ufermauer hoch. Es handelt sich also nicht um den unterirdischen Lauf einer Quelle, der abgefangen werden könnte, sondern um einen in breiter Front sich talabwärts bewegenden Grundwasserstrom, dem durch die Ufermauer der Abfluß verwehrt wurde. Die Ufermauer ist gewissermaßen mit einer Talsperre zu vergleichen, die in der Mitte eine undichte Stelle hat.

Infolge der Sandausspülungen sinkt die Mauer nach unten ab und schiebt sich nach vorne in das Hafenbecken. Da sie an ihren beiden Enden durch die senkrecht darauflaufenden Seitenmauern des Hafenbeckens festgehalten ist, vermochte das Mauerwerk den auftretenden Biegungsspannungen nicht mehr zu widerstehen und riß an den Punkten a, b, c. Abb. 6 zeigt den Riß bei Punkt a in der Ansicht.

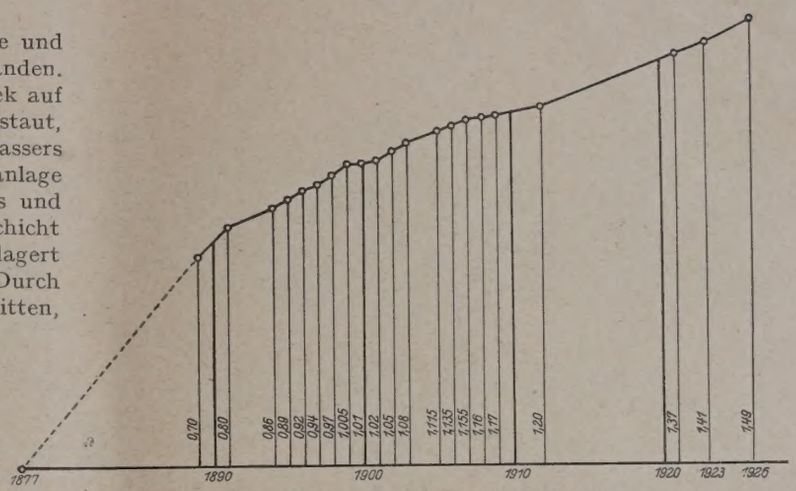


Abb. 3. Fortschreiten der Bewegung im Laufe der Jahre.

Abb. 4. Risse in einem benachbarten Lagergebäude.

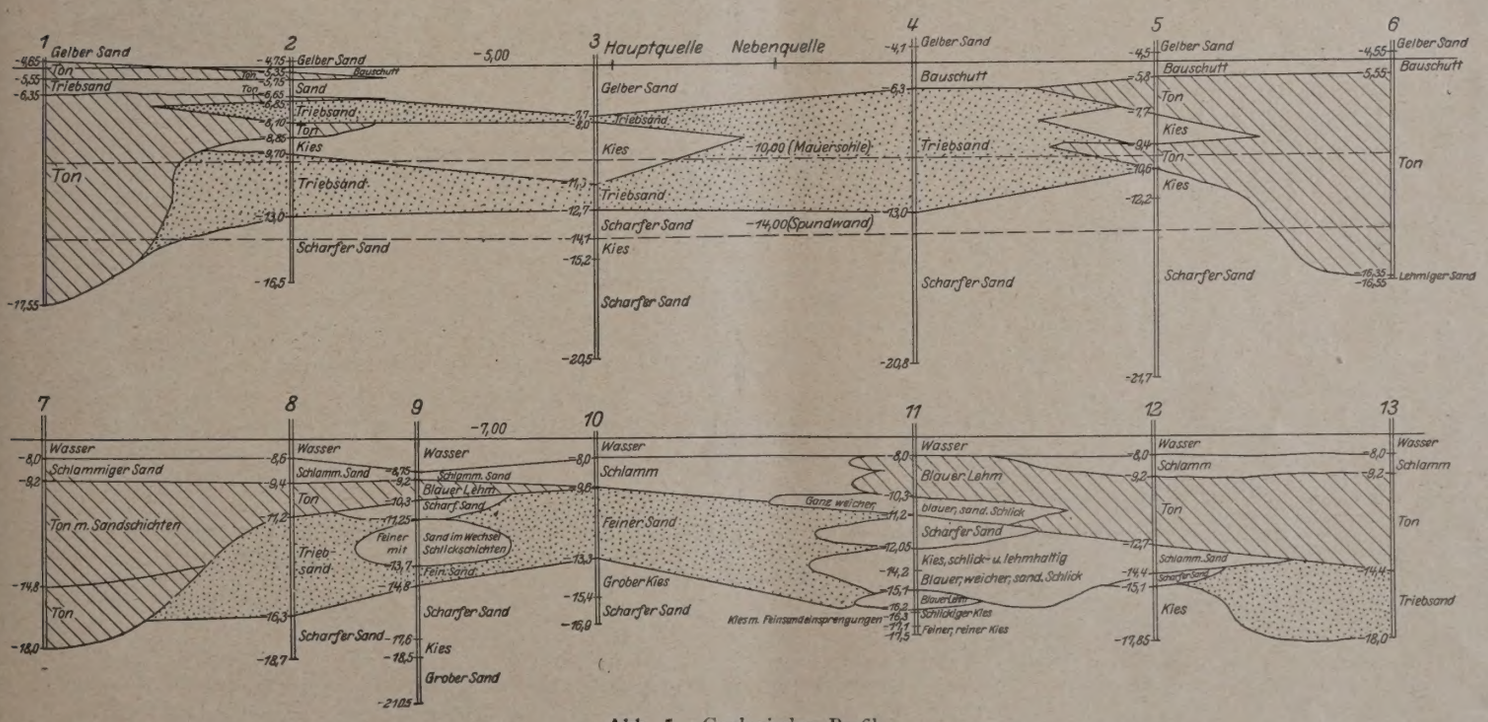


Abb. 5. Geologisches Profil.

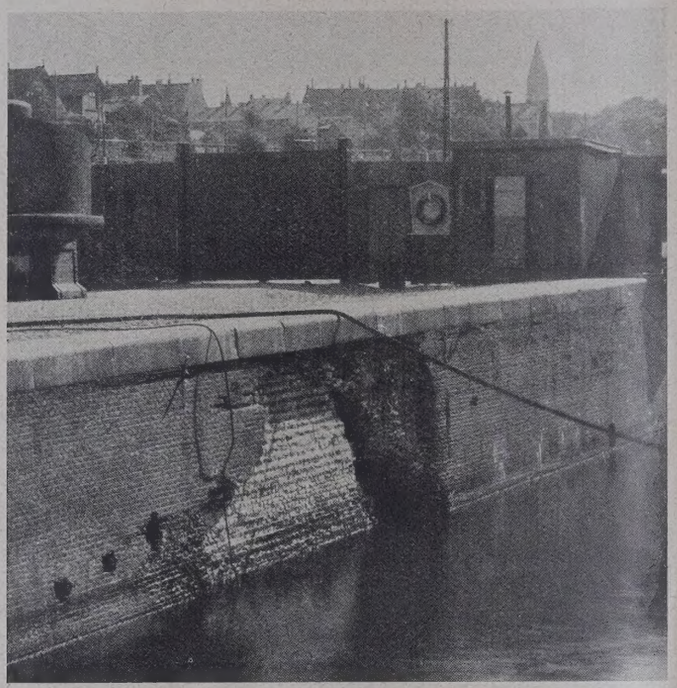


Abb. 6. Ansicht der Ufermauer.

3. Maßnahmen zur Sicherung der Ufermauer.

Die Erkenntnis der Ursachen weist auch einen Weg, um die Bewegungen und deren schädliche Folgen aufzuhalten. Wenn es gelingt, den Überdruck des Wassers hinter der Mauer zu beseitigen, wird auch das Austreten von Wasser und die Ausspülung von Sand aufhören. Es handelt sich also darum, den Grundwasserstand hinter der Ufermauer bis zum Spiegel des Hafenwassers abzusenken. Es wäre an sich denkbar, diesen Erfolg dadurch zu erreichen, daß man auf die ganze Länge der Ufermauer eine große Anzahl von Schlitzen anbringt, die möglichst tief unter den Wasserspiegel im Hafenbecken hinuntergehen. Auf der Landseite müßte hinter die Schlitze eine Packung von grobem Kies verfüllt werden, durch die der feine Sand zurückgehalten wird. Auf diese Weise würde dem unter höherem Druck stehenden Grundwasser ein breiter und bequemer Weg zum Hafen gewährt werden, so daß es allem Ermessen nach den alten Weg unter der Mauer hindurch aufgeben würde.

Die Untersuchungen des Untergrundes haben jedoch ergeben, daß in der Höhe, wo die Schlitzen hätten angelegt werden können, hinter der Mauer lehmhaltiger Kies vorhanden ist, welcher nicht geeignet ist, das Wasser zu fassen und gesammelt abzuführen.

Es ist deshalb beabsichtigt, die Wasserfassung in tiefere Schichten zu verlegen. Nach der Abb. 7 sollen hinter der Mauer Filterbrunnen von 1000 mm Ø abgesenkt werden. In diesen Brunnen werden 10 m lange Filterrohre von 250 mm Ø eingelassen, welche mit Kies in drei Körnungen umpackt werden. Die Kiespackung ist so beschaffen, daß sie zwar das Wasser ungehindert durchläßt, den gefährlichen Triebsand aber zurückhält. In das Filterrohr wird eine 150 mm starke Leitung eingeführt, welche zur Ableitung des Grundwassers über dem Spiegel des Niedrigwassers in den Hafen einmündet.

Bei einer vorgenommenen Probebohrung in der Nähe des Bohrloches 3 (Abb. 2) stellte sich der Grundwasserspiegel hinter der Mauer zunächst auf +1,15 ein, während gleichzeitig der Hafenwasserstand auf +0,45 angestiegen war. Nachdem das Bohrrohr auf 13 m Tiefe abgesenkt war, stieg plötzlich der Grundwasserstand im Rohr bis auf Kaimaueroberkante, also auf +3,45 an. Gleichzeitig wurde der Triebsand 3 m hoch im Rohr aufgetrieben. Da man zunächst der Ansicht sein konnte, daß das Aufsteigen des Wassers durch das Nachdringen des Sandes verursacht worden war, wurde das Bohrrohr ausgepumpt. Am nächsten Tage war jedoch das Wasser wieder bis zur Kaimaueroberkante hochgestiegen. Es steht also fest, daß das Grundwasser in den tieferen Schichten unter einem höheren Druck steht als in den oberen Schichten. Es muß wohl der über der Triebsandschicht gelagerte lehmige Sand abdichtend nach oben wirken, so daß es richtig erscheint, das Wasser durch die Filterbrunnen in tieferen Schichten zu fassen. Durch das Vorhandensein des hohen Überdruckes von 3 m lassen sich auch die umfangreichen Zerstörungen an der Ufermauer erklären.

Es ist beabsichtigt, zunächst nur einen Probebrunnen auszuführen, in dem die erreichte Absenkung des Grundwasserstandes während der Tätigkeit des Brunnens leicht durch Öffnen und Schließen eines Schiebers in der Abflußleitung nachgeprüft werden kann. Wenn das Ergebnis zufriedenstellt, sollen weitere Brunnen gebohrt werden. Über das Ergebnis der Sicherungsmaßnahmen soll nach der Ausführung berichtet werden.

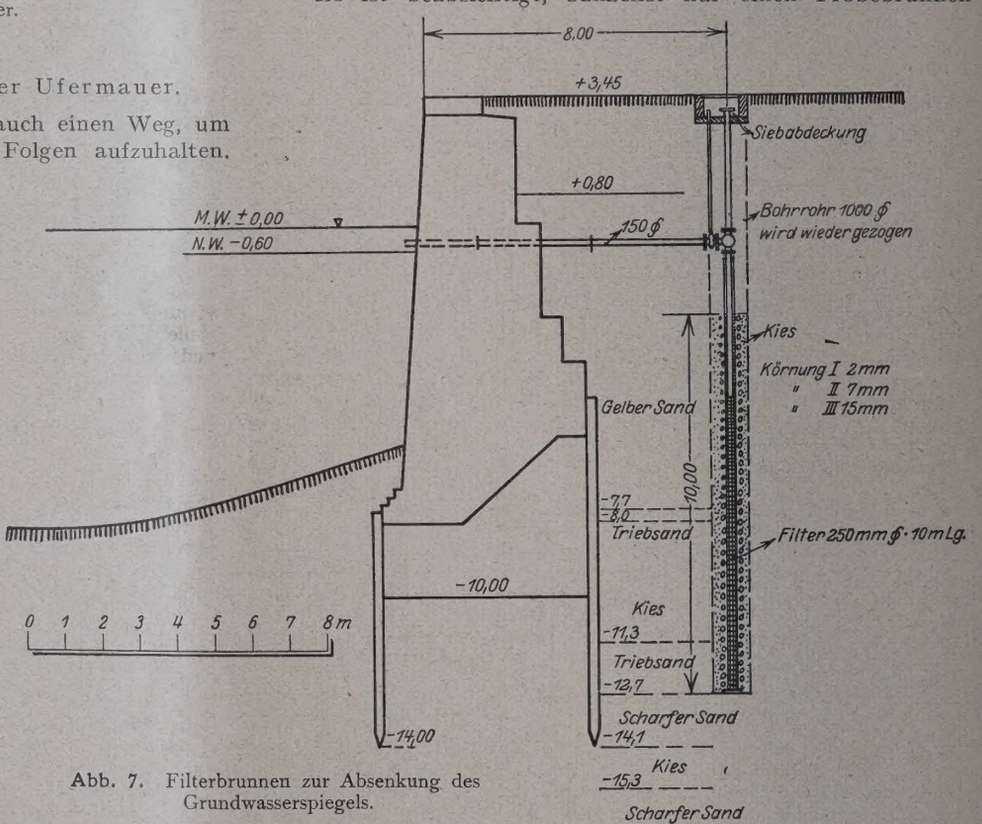


Abb. 7. Filterbrunnen zur Absenkung des Grundwasserspiegels.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Absenkung des Sees von Antrona.

Ein Glied der Stromversorgung Oberitaliens bilden auch die Kraftwerke am Troncone, die den Abfluß des Antronasees (im westlichen Einzugsgebiet des Toce) mit 34 km² Einzugsgebiet in zwei Stufen von 285 und 525 m Gefälle ausnützen. Der Seeinhalt von 5,35 Mill. m³ wird als Wintervorrat mit 4,86 Mill. m³ ausgenutzt bei Verringerung der größten Tiefe von 50 m um 39,5 m. Zum Einbau des Entnahmestollens von 4 m² Querschnitt in der Endstrecke zwischen dem Bedienungsschacht und dem Seeufer, die zum großen Teil in einem alten Bergsturz liegt, war die Absenkung des Seespiegels von 1083 bis 1054 m Seehöhe in den beiden Bauabschnitten Dezember—Februar 1924/25 und 1925/26 nötig. Zur ersten Absenkung von 1083 auf 1081 m Seehöhe diente ein offener Einschnitt, zur zweiten bis 1074 m zwei Heberleitungen aus geschweißten Blechröhren von je 400 mm Weite, die von einer 70 m langen Holzbrücke in den See versenkt und durch eine Luftpumpe angesaugt wurden und 2 Mill. m³ Seewasser nebst dem Zufluß von 100 bis 200 l/s abführten. Zur weiteren Absenkung bis 1065 m und dann bis 1060 m Seehöhe wurden die Heberleitungen im Voreinschnitt abwechselnd tiefer gelegt und in einem Hilfsstollen um die Arbeitsstrecke des Entnahmestollens herumgeführt (Abb. 2). Während der Arbeitsunterbrechung von März bis November 1925 waren beide Stollen durch Betonpfropfen verschlossen. Im Herbst 1925 wurde der Tronconebach, der Zulauf des Sees, durch ein Rohr von 1,65 m Weite in den fertigen Teil des Entnahmestollens geleitet und der dadurch verlegte Zugangstollen durch einen höher liegenden ersetzt (Abb. 1), worauf die Heber den See binnen einem Monat wieder auf die dritte Stufe entleerten. Die restliche Absenkung bis 1054 m Seehöhe besorgten dann Pumpen, die, von 140-pferdigen Motoren angetrieben, 350 l sekundlich in jede Heberleitung brachten (Abb. 1). Um die Endstrecke der Entnahmeleitung, die aus 1,35 m weiten Blechröhren, in Beton eingebettet, besteht, rechtzeitig fertigzustellen, ist der Einschnitt dafür während der letzten Absenkung durch eine besondere Pumpenanlage wasserfrei gehalten worden; trotzdem war die Arbeit in dem mit Felstrümmern durchsetzten Kies- und Sandboden und dem Zudrang eiskalten Wassers sehr schwierig und gefährlich und nur in zweistündigen Schichten durchführbar. (Aus l'Energia Elettrica vom April 1926, S. 289—304 mit 16 Abb.) N.

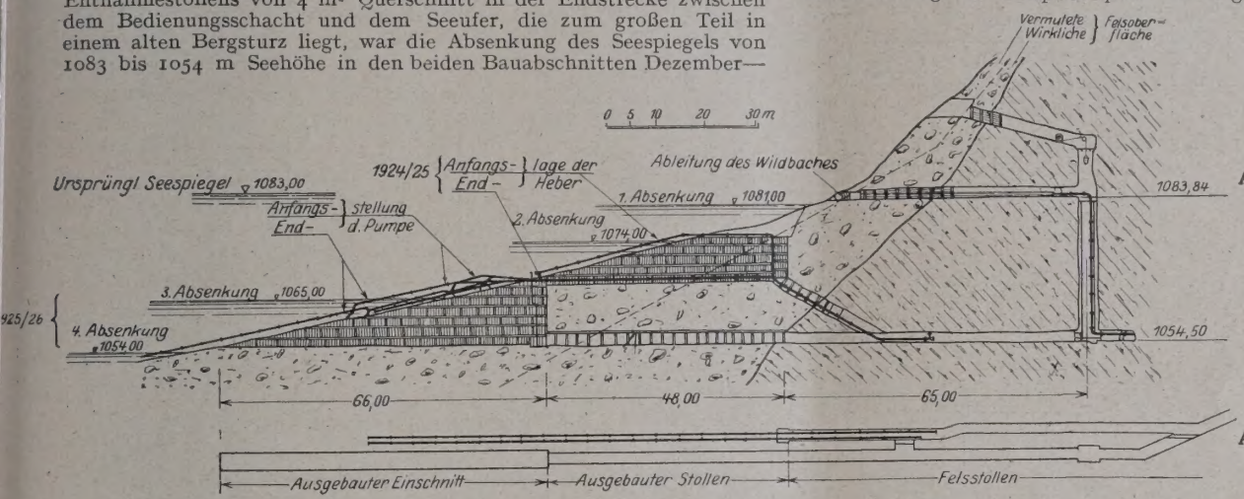


Abb. 1.

Abb. 2.

Harzwasser-Beirat.

Sitzung des Harzwasser-Beirates. In Verbindung mit den Niedersächsischen Wirtschaftstagungen fand am 5. Juni in Bad Harzburg unter Vorsitz von Ministerialdirektor Articus vom Preuß. Landwirtschaftsministerium und unter Teilnahme von Vertretern des Preuß. Handelsministeriums und des Preuß. Finanzministeriums eine Sitzung des Harzwasser-Beirates statt. Der Harzwasser-Beirat, dessen Gründung im Januar 1926 in einer vom Preuß. Landwirtschaftsministerium einberufenen Versammlung von Vertretern der Kommunalverbände und Wirtschaftskörperschaften der Provinzen Hannover und Sachsen beschlossen worden war, konstituierte sich im Wege des freiwilligen Zusammenschlusses als ein in seinen Aufgaben den Wasserstraßenbeiräten ähnliches Gremium mit überprovinziellem Rahmen, welches, aus Delegierten der Provinzialverwaltungen, Städte, Landkreise, Industrie- und Handelskammern und Landwirtschaftskammern der beiden Provinzen gebildet, in engstem Konnex mit den Ministerien arbeiten soll. Der Harzwasser-Beirat ist das gemeinsame Dach, die „Klammer" für die wasserwirtschaftlichen Organisationen des Westharzes und des Ostharzes; er verfolgt den Zweck, die wasserwirtschaftlichen Belange der Kommunen und der Wirtschaft des Harzes und seines Vorlandes in jeder Richtung zu wahren. Aufgabe des Harzwasser-Beirates ist es, unter Wahrung der Selbständigkeit der provinziellen Teilprojekte die gemeinsame Wasserwirtschaft für den gesamten Harz unter technisch-wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu fördern, Obergutachter für diese Teilprojekte zu bestellen und zu besolden und den vom Staate Preußen, den beiden Provinzen sowie den beteiligten Kommunalverbänden und Wirtschaftsvertretungen der Provinzen Hannover und Sachsen aufgebrachten Harzwasserfonds zu verwalten. Hinsichtlich der Weiterführung der Talsperrenpläne ist folgendes zu bemerken: Für den Westharz ist dank der durch den Hannoverschen Provinzial-Landtag bewilligten und der vom Staate Preußen in Aussicht gestellten Mittel von der „Wasserwirtschaftlichen Gesellschaft Hannover" ein einheitlicher Talsperrenplan aufgestellt und ein besonderes Westharz-sperrenbüro in Hannover errichtet worden, dem die Nachprüfung aller für das Gebiet des Westharzes vorliegenden Projekte auf ihre technische und wirtschaftliche Durchführbarkeit obliegt. Im Ostharz sind für einzelne Flußtäler, insbesondere die Bode, Talsperrenprojekte in Bearbeitung; angeregt durch die Arbeiten des Harzwasser-Beirates und das Vorgehen der Provinz Hannover beschlossen auch die beteiligten Kreise der Provinz Sachsen einen einheitlichen Zusammenschluß zu einer „Wasserwirtschaftlichen Gesellschaft der Provinz Sachsen". Den Ehrenvorsitz des Harzwasser-Beirates hat auf einstimmigen Wunsch aller Mitglieder Ministerialdirektor Articus übernommen; zum Vorsitzenden wurde Dr. Finkenwirth, Erster Syndikus der Industrie- und Handelskammer Hannover, zum stellvertretenden Vorsitzenden Kammerpräsident Keindorff in Wernigerode gewählt. Die Geschäftsstelle des Harzwasser-Beirates befindet sich in Hannover, Finkenstr. 5, und wird von dem 1. Schriftführer des Harzwasser-Beirates, Dr. Arnecke, verwaltet.

Hauptverkehrsstraße schwerster Bauart in Kalifornien.

Die Stadt Los Angeles (Kalifornien) hat eine ihrer Hauptfernverkehrsstraßen mit 35 000 Fahrzeugen täglich, darunter schwerstem Frachtverkehr, auf 1,8 km Länge mit 0,55 Mill. Dollar Kosten in eine Betonstraße von 21,6 m Fahrbahnbreite mit vier Fahrstreifen, 25—30 cm Betonstärke (Abb. 1), 300 m kleinstem Krümmungshalbmesser und 5,6% größter Steigung umgebaut und die erste Hälfte (12 m breit) trotz vieler Sprengarbeit in 32 Tagen mit zwei 8-stündigen Schichten fertiggestellt. Die Felsbewegung umfaßt rd 150 000 m³. Die Betonmischung war 1:2:3½. (Nach Engineering News-Record vom 8. Juli 1926, S. 45—46 und 67—68 mit 3 Abb.) N.

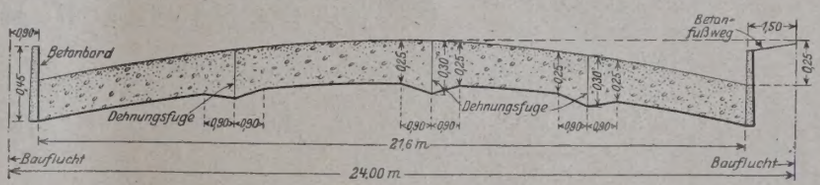


Abb. 1.

Zuschrift zum Aufsatz Heiser in Heft 34/35.

Um Mißverständnisse auszuschließen, gestatte ich mir, in Kenntnis der tschechoslowakischen Wasserkraft- und Wasserstraßenpläne folgende Berichtigungen:

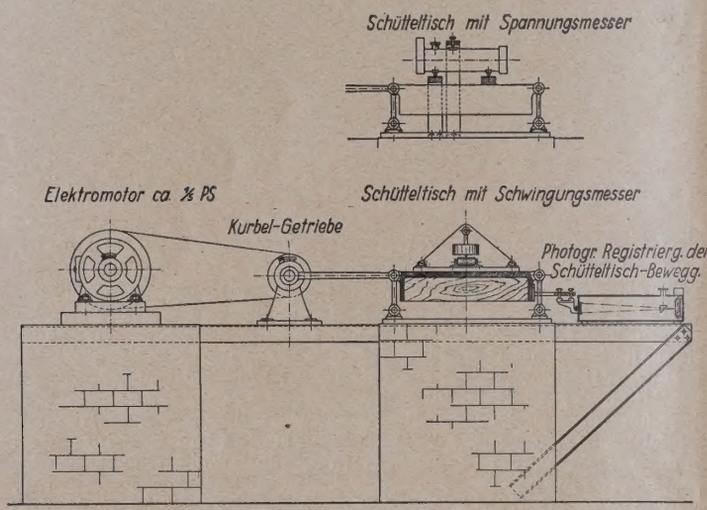
„Střekov" ist Schreckenstein bei Außig. Es handelt sich demnach nicht um eine „Sperre", sondern um eine Elbe-Staustufe, deren Kammerschleuse als Masaryk-Schleuse bezeichnet wird. Mit Skalitz ist Böhm.-Skalitz (C. Skalice) bei Trautenau gemeint, woselbst die Errichtung eines Staubeckens unter Einleitung des Aupa- und Mettauflusses geplant ist. „Dyje bei Wranov" bedeutet das weltbekannte Thaya-Talsperren-Projekt bei Frain. Der Moldaufluß ist

fehlerhaft als „Molna" bezeichnet. Ferner soll es richtig heißen: Setsch (Seč) und Beraun-Fluß (Berounka).

Dieselben Druckfehler bzw. dieselben dem Deutschen fremden Bezeichnungen finden sich übrigens auch im offiziellen Ausstellungsführer Seite 210—211. Dort ist außerdem noch Tetschen a. d. Elbe (Děčín) mit Teschen (Tešín) in Schlesien verwechselt, ferner ebenso der Wottawafluß (Otava) mit dem Oderflusse. „Děvín" bedeutet Theben a. d. Donau (übrigens auch Magdeburg), Komárno ist Komorn, die Zelivka (Želivka) ist ein linksseitiger Zufluß der Sazawa (Sázava), Žimrowitz (Žimrovice) ist ein Dorf a. d. Mohra südlich von Troppau und Spálov ein gänzlich unbekannter Weiler an der Iser bei Eisenbrod. Die erst durch den Bau einer Wasserkraftanlage bekanntgewordene Örtlichkeit „Staré Hory" liegt bei Neusohl (Banská Bystrica) in der Slowakei, und die Flüsse Tereblja und Rika sind linksseitige Zuflüsse der obersten Theiß im äußersten Osten von Karpathenrußland, östlich von Marmaros-Sziget. Dr.-Ing. F. Sitte, Brünn.

Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate des Preisausschreibens der Deutschen Reichsbahn.

Die in der letzten Mitteilung über den Stand der Prüfung der Wettbewerbsapparate mitgeteilte theoretische Untersuchung der Meßgeräte ist in vollem Gange. Die hierfür geschaffene Prüfeinrichtung hat etwa die in der Abbildung dargestellte Anordnung. Von einem Motor aus wird mittels Treibriemen eine Kurbelwelle angetrieben,



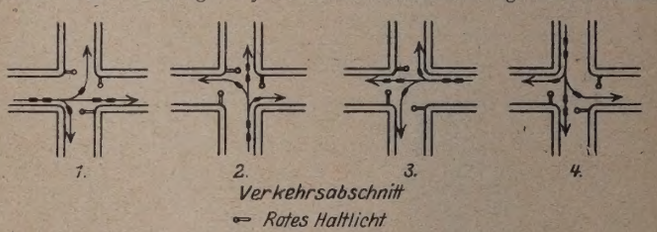
die durch Beilagen von Plättchen verschiedener Dicke (0,1—0,3 mm) Exzentrizität erhalten kann. Diese Exzentrizitäten werden mittels Pleuelstange auf einen gelenkig gelagerten Tisch übertragen, so daß dieser sinusförmige Bewegungen verschiedener Frequenz ausführen kann. Eine kleine Zusatzeinrichtung, um den Tisch auch willkürliche Bewegungen ausführen zu lassen, ist noch vorgesehen. Die Schwingungsmesser werden auf den Schütteltisch aufgesetzt und ihnen nunmehr die Bewegungen aufgezwungen. Die Zahl der Schwingungen wird an einem an der Kurbelwelle angebrachten Tourenzähler unmittelbar abgelesen. Außerdem werden die Bewegungen des Tisches auch durch einen photographisch aufzeichnenden Spiegelapparat kontrolliert. Die Aufzeichnungen des zu prüfenden Meßgeräts werden mit denen des Spiegelapparats nach Formtreue und Ausschlaggröße verglichen. Diese vergleichenden Prüfungen erstrecken sich auf alle möglichen Vergrößerungen, Federspannungen, Tourenzahlen, Ausschlaggrößen in verschiedenen Zusammenstellungen und erfordern daher eine große Reihenfolge von Messungen. In ähnlicher Weise wird mit den Spannungsmessern verfahren. Sie werden zunächst wie die Schwingungsmesser aufgestellt, so daß eine Längenänderung der Meßstrecke nicht eintreten kann. Sie dürfen dann bei den Schüttelbewegungen keine Ausschläge aufzeichnen. Nunmehr wird einmal der feste, das andere Mal der bewegliche Punkt der Meßstrecke auf dem Schütteltisch gelagert, während jedesmal der andere Punkt auf einen unbeweglichen Bock aufgesetzt wird.

Inzwischen hat bereits Ende September auch die erwähnte praktische Prüfung der Wettbewerbsapparate an der Suldbachbrücke bei Mülenen in der Schweiz stattgefunden. Diese Brücke wurde deswegen gewählt, weil einerseits dort verschiedenartige elektrische Lokomotiven und die Einzellast der Schweizer Bundesbahnen verwendet werden konnte, andererseits, weil das dynamische Verhalten dieses Bauwerks durch die umfangreichen Messungen der Schweizer Bundesbahnen in einem für die Begutachtung der Arbeitsweisen der Apparate wertvollem Umfange bekannt war.

Die theoretischen Prüfungen werden in einigen Wochen beendet sein, so daß alsbald ein Urteil über die Apparate gefällt werden kann. Es wird jedenfalls angestrebt, noch in diesem Jahr zu einem Ergebnis zu kommen. Hülsenkamp.

Bezirksweise Regelung des Straßenverkehrs.

Der Plan von H. E. Young und E. S. Taylor sieht für den Verkehr an einer Straßenkreuzung vier Abschnitte (S. Abb.) vor, jeden nur mit einer Fahrtrichtung, aber auf benachbarten Straßenkreuzungen gleichzeitig in entgegengesetzten Fahrtrichtungen, also um zwei Abschnitte gegeneinander verschoben, so daß damit die Verkehrsabwicklung in nur einer Fahrtrichtung auf jeder Straßenhälfte durchgeführt erscheint.



Wird die Dauer der Abschnitte nun der halben Zeit gleichgemacht, die ein Fahrzeug von einer Straßenkreuzung zur nächsten braucht, so trifft es dort zur Zeit des übernächsten Abschnitts ein und kann also ohne Unterbrechung seinen Weg fortsetzen. Für den jeweilig gesperrten Verkehr sind rote Haltlichter nötig, am besten an den Ecken, vor denen gehalten werden muß. (Engineering News-Record vom 29. Mai 1926, S. 858 mit 5 Zeichn.)

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Stellungnahme des Reichsarbeitsministers zum Achtstundentag.

Am 24. August 1926 hatte der Reichsarbeitsminister in einem Rundschreiben die Sozialministerien der Länder gebeten, dahin zu wirken, daß eine ungesunde Zunahme der Überstunden vermieden wird (vgl. „Bauingenieur" Heft 46, S. 906). In einem weiteren Erlaß an die Sozialministerien der Länder vom 9. November 1926 (Reichsarbeitsblatt Seite 373) erneuert der Reichsarbeitsminister dieses Ersuchen und bittet, die Gewerbe- und Bergaufsichtsbeamten anzuweisen, bei der Bewilligung von Arbeitszeitverlängerungen mit äußerster Vorsicht vorzugehen und bei der Prüfung der in § 6 der Arbeitszeitverordnung festgelegten Voraussetzungen für eine Arbeitszeitverlängerung die gegenwärtig ungünstige Lage des Arbeitsmarktes mit zu berücksichtigen. Insbesondere bittet der Reichsarbeitsminister, bei allen öffentlichen Arbeiten Überstundenarbeit völlig auszuschließen, soweit nicht technische oder organisatorische Gründe ausnahmsweise entgegenstehen. Ferner sollen bei öffentlichen Arbeiten neue Arbeitskräfte nur durch Vermittlung der Arbeitsnachweise beschafft werden unter besonderer Berücksichtigung älterer Arbeitsloser. Bei der Prüfung von Anträgen privater Arbeitgeber auf Arbeitszeitverlängerung soll besonders darauf gesehen werden, ob dem Mehrarbeitsbedarf nicht durch vorübergehende Einstellung von Aushilfskräften oder durch dauernde Beschäftigung einer vermehrten Arbeitnehmerzahl mit wechselnder Arbeitszeitdauer (teilweise Kurzarbeit) begegnet werden kann.

Im Anschluß an den vorstehend erwähnten Erlaß an die Sozialministerien der Länder hat es der Reichsarbeitsminister in einem Schreiben an den Reichsjustizminister vom 10. 11. 26 (Reichsarbeitsblatt S. 907) mit Rücksicht auf die Verhältnisse auf dem Arbeitsmarkt als notwendig bezeichnet, die Staatsanwaltschaften darauf hinzuweisen, daß sie bei der Verfolgung von Zuwiderhandlungen gegen die Schutzvorschriften über die Arbeitszeit mit aller Strenge vorgehen. Die Ungunst des Arbeitsmarktes stelle einen erschwerenden Umstand für das Verschulden eines Arbeitgebers dar, der unter Verletzung der gesetzlichen Vorschriften seine Arbeitnehmer zur Mehrarbeit veranlaßt. Solche Verstöße könnten dazu beitragen, die bestehende Arbeitslosigkeit noch zu vermehren.

Insbesondere warnt der Reichsarbeitsminister in diesem Schreiben vor einer zu weitherzigen Anwendung des § 11 Abs. 3 der Arbeitszeitverordnung, wonach der Arbeitgeber bei Duldung oder Annahme freiwilliger Mehrarbeit von männlichen Arbeitskräften über 16 Jahre straffrei ist, wenn die Mehrarbeit durch besondere Umstände veranlaßt und keine dauernde ist, und wenn sie nicht unter Ausnutzung der Notlage des Arbeitnehmers erwirkt wurde. Diese Vorschrift finde ihre Erklärung lediglich in der wirtschaftlichen Notlage zur Zeit des Erlasses der Arbeitszeitverordnung. Sie erscheine nicht geeignet, zu einem dauernden Rechtsgrundsatz erhoben zu werden. Aus diesem Grunde sei sie auch im Entwurf des Arbeitsschutzgesetzes nicht enthalten.

Bautätigkeit im Deutschen Reich 1925 und in den Vorjahren. (Nach Angaben des Statistischen Reichsamtes.) Nachdem jetzt die genauen Zahlen über die Bautätigkeit des letzten abgeschlossenen Baujahres bekanntgegeben sind, ergibt ein Vergleich mit den Ergebnissen der Vorjahre folgendes Bild:

	Reinzugang an		
	Gebäuden überhaupt	davon Wohngebäuden	Wohnungen
1919	—	19 046	56 714
1920	—	40 444	103 092
1921	—	62 199	134 223
1922	—	69 259	146 615
1923	100 856	51 009	118 333
1924	98 781	49 413	106 502
1925	**154 055**	**82 380**	**178 930**

Diese Tabelle zeigt, daß 1925 der Reinzugang an Gebäuden überhaupt den des Vorjahres um rd. 55 300 = 56 %, an Wohngebäuden um rd. 33 000 = 66,7 % und an Wohnungen um rd. 72 400 = 68 % übersteigt. Auch die Ergebnisse des bisher größten Baujahres 1922 werden noch um rd. 13 100 Wohngebäude = 19 % und um rd. 32 300 Wohnungen = 22 % übertroffen. Für das Jahr 1926 ist nach den bisher vorliegenden Angaben (Meldungen über die Bautätigkeit in den größeren Städten; vgl. den nachstehenden Aufsatz) mit einem Reinzugang von ungefähr 150 000 Gebäuden insgesamt, davon 100—110 000 Wohngebäuden mit ungefähr 275 000 Wohnungen zu rechnen, d. h. innerhalb einer ziemlich gleich bleibenden Bautätigkeit überhaupt hat im Jahre 1926 der Wohnungsbau gegenüber dem Vorjahre noch erheblich zugenommen.

Wie sich 1925 die Bautätigkeit auf die verschiedenen Ortsgrößenklassen verteilte, geht aus der nachstehenden Übersicht hervor:

in Gemeinden mit Einwohnern	Reinzugang an		
	Gebäuden überhaupt	davon Wohngebäuden	Wohnungen
unter 2 000	75 499	31 221	55 044
2 001— 5 000	21 684	13 839	25 401
5 001— 20 000	21 202	13 664	29 546
20 001—100 000	16 676	10 908	27 942
über 100 000	18 994	12 748	40 997

Die Bautätigkeit in den größeren Städten im 2. und 3. Vierteljahr 1926. (Nach „Wirtschaft und Statistik". Vgl. auch „Bauingenieur", Heft 34, S. 674.) Die nachfolgende Tabelle zeigt die Anzahl der in den Monaten April bis September 1926 gewonnenen Gebäude und Wohnungen in den größeren Städten. Die Städte sind getrennt in
a = 43 Städte mit mehr als 100 000 Einwohnern,
b = 46 Städte mit 50—100 000 Einwohnern.

Tabelle I.

	Reinzugang an					
	Gebäuden insgesamt		davon Wohngebäuden		Wohnungen	
	a	b	a	b	a	b
April	1350	356	1071	282	3822	781
Mai	1409	263	1116	181	3470	581
Juni	1485	359	1142	259	5067	854
Juli	1635	275	1338	190	4944	638
August	1267	408	1005	306	3902	1012
September	1528	375	1214	279	4869	921

Die Tabelle II gibt die gleichen Zahlen für die drei ersten Vierteljahre 1926 wieder. Die entsprechenden Zahlen des Vorjahres sind zum Vergleiche vorangestellt. Die Zusammenfassung zu Vierteljahren führt infolge nachträglicher Berichtigungen und Ergänzungen nicht genau zu den durch Addition der Zahlen je dreier Monate gewonnenen Ergebnissen. Da das endgültige Ergebnis für das dritte Vierteljahr 1926 noch nicht veröffentlicht ist, mußten hierfür statt der genauen Zahlen die Additionen der Monate Juli—September eingesetzt werden.

Tabelle II.

	Reinzugang an					
	Gebäuden insgesamt		davon Wohngebäuden		Wohnungen	
	a	b	a	b	a	b
1. Viertelj. 1925	4619	1153	2524	682	6 851	2064
2. „ 1925	4682	1133	2675	686	8 652	1778
3. „ 1925	4657	1258	2849	781	9 942	2595
1. Viertelj. 1926	4942	1207	3651	902	12 654	2361
2. „ 1926	4647	1052	3612	777	13 731	2347
3. „ 1926*)	4430	1058	3557	775	13 715	2571

*) Vorläufige Zahlen.

Großhandelsindex.

20. 10.	27. 10.	3. 11.	10. 11.	16 11.	24. 11.
130,9	132,4	131,5	133,0	131,8	130,6

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 25. November.)

Verordnung über Verzugszuschläge und Verzugszinsen. Vom 8. November 1926. (RGBl. I S. 487.) Die Verzugszinsen auf nach den Steuergesetzen zu leistende, nicht rechtzeitig entrichtete Zahlungen betragen von der Fälligkeit an 10 %. Die Verordnung tritt mit dem 1. Dezember 1926 in Kraft. Die bisherigen Vorschriften über Verzugszuschläge bei nicht rechtzeitiger Steuerzahlung treten außer Kraft; § 1 der Steuerzinsverordnung wird den neuen Verordnungen entsprechend geändert.

Gesetz über eine Krisenfürsorge für Erwerbslose. Vom 19. November 1926. (RGBl. I S. 489.) Über die wichtigsten Bestimmungen dieses Gesetzes, das am 20. November in Kraft getreten ist, wird in dem nächsten Heft des „Bauingenieur" näher berichtet.

Verordnung über die Lockerung der Wohnungszwangswirtschaft. Vom 11. November 1926. (Gesetzsamml. S. 300.) Die Verordnung enthält Bestimmungen über völlige oder teilweise Befreiung von Wohnungen mit sehr hoher Friedensmiete (die Grenzen werden im einzelnen für jede Ortsklasse angegeben) und Geschäftsräumen von den Vorschriften des Wohnungsmangelgesetzes und des Reichsgesetzes über Mieterschutz und Mieteinigungsämter. Die Verordnung tritt am 1. Dezember 1926 in Kraft.

Erlaß des Reichsarbeitsministers über Überstundenarbeit vom 9. November 1926. (Reichsarbeitsbl. S. 373.) Näheres siehe in dem vorstehenden Aufsatz „Stellungnahme des Reichsarbeitsministers zum Achtstundentag".

Schreiben des Reichsarbeitsministers an den Reichsminister der Justiz über die Durchführung der Arbeitszeitvorschriften vom 10. November 1926. (Reichsarbeitsbl. S. 374.) Näheres siehe in dem vorstehenden Aufsatz „Stellungnahme des Reichsarbeitsministers zum Achtstundentag".

Rechtsprechung.

Nichterneuerung eines befristeten Arbeitsverhältnisses gilt als Kündigung im Sinne des § 96 des Betriebsrätegesetzes. (Entscheidung des Reichsgerichtes, III. Ziv.-Senat 449/25 — 28. 9. 26 —.) Das Reichsgericht vertritt in dieser Entscheidung übereinstimmend mit den beiden Vorinstanzen die Ansicht, daß die Nichterneuerung eines Anstellungsvertrages, der nur für eine bestimmte Zeit (z. B. beim Theater für eine Spielzeit) vereinbart ist, der aber weiterläuft, wenn nicht ausdrücklich eine gegenteilige Mitteilung erfolgt, eine Kündigung im Sinne des § 96 des Betriebsrätegesetzes darstellt. Handelt es sich also um ein Mitglied der Betriebsvertretung, so ist nach Ansicht des Reichsgerichtes die Erneuerung des befristeten Anstellungsvertrages nur mit Zustimmung der Betriebsvertretung (§ 96 BRG.) bzw. Ersatz der Zustimmung durch Entscheidung des Arbeitsgerichtes (§ 97 BRG.) zulässig, soweit nicht einer der besonderen Gründe des § 96 Ziffer 1—3 BRG. vorliegt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 28. Oktober 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. W 68 735. Werschen-Weißenfelser Braunkohlen-Akt.-Ges., Halle a. d. Saale, und Dipl. Ing. Max Jaschke, Neuzetzsch, Bez. Halle. Fahrbare Vorrichtung zum Verebnen und Unterstopfen von anzuhebenden Kippgleisen senkrecht zur Gleisrichtung. 4. III. 25.

Kl. 20 i, Gr. 11. Sch 76 933. Fa. Scheidt & Bachmann, Eisenbahnsignal-Bauanstalt, Eisengießerei, Rheydt. Elektrischer Weichenantrieb. 12. II. 26.

Kl. 35 d, Gr. 9. K 95 782. Fried. Krupp Akt.-Ges. Gußstahlfabrik, Essen. Verfahren zum Aufstellen von Masten. 12. IX. 25.

Kl. 37 e, Gr. 13. B 111 879. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Vorrichtung zum Verringern der Austrittsgeschwindigkeit eines mittels Druckluft geförderten Beton- und Mörtelstrahles. 29. XI. 23.

Kl. 38 h, Gr. 2. B 119 659. Karl Bubla, Pilsen (Tschechoslowakische Republik); Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Verfahren zur Imprägnierung des Holzes. 5. V. 25. Tschechoslowakische Republik 20. VI. 24.

Kl. 38 h, Gr. 2. G 63 066. The Grasselli Chemical Company, Cleveland, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert und Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Konservierung von Holz. 5. I. 25. V. St. Amerika. 23. I. 24.

Kl. 80 a, Gr. 48. F 55 876. Edward D. Feldmann, Berlin, Hollmannstraße 32. Form zur Herstellung von T-förmigen Bauplatten. 8. IV. 24.

Kl. 80 a, Gr. 48. N 25 108. Hans Neubauer, Kam. Zehrovice, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. W. Karsten und Dr. C. Wiegand, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Mehrteilige Form zur Herstellung von keilförmigen Kunstplatten. 15. X. 25.

Kl. 80 b, Gr. 3. A 45 895. Allis-Chalmers Manufacturing Company, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: F. Meffert und Dr. Sell, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Verfahren zur Behandlung von Schlamm, insbesondere für die Herstellung von Zement. 15. IX. 25. V. St. Amerika. 30. I. 25.

Kl. 81 e, Gr. 126. K 94 803. Fried. Krupp, Akt.-Ges., Essen. Schließwand für die nach der Kettenseite offenen Eimer. 30. VI. 25.

Kl. 85 c, Gr. 3. B 121 446. Dr. Hermann Bach, Essen, Johannastr. 16. Einrichtung zur Verdünnung von Abwässern. 26. VIII. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 28. Oktober 1926.

Kl. 5 d, Gr. 14. 436 785. Wilhelm Friedrich Reinhard, Louisenthal, Saar. Periodisch wirkende Wurfschaufelmaschine für Bergeversatz. 7. VII. 25. R 64 833.

Kl. 20 a, Gr. 14. 437 065. Louis Dehne, Brüggen a. d. Erft, und Emil Apel, Liblar. Kettenbahnanlage für Trockenbagger- und Streckenförderbetriebe o. dgl. 23. VIII. 24. D 46 032.

Kl. 20 k, Gr. 9. 436 727. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Zweiteilige Fahrdrahtklemme mit Klemmbolzen. 30. IV. 26. A 47 653.

Kl. 37 b, Gr. 1. 436 685. Ludwig Fiala, Mährisch Ostrau-Witkowitz, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Hakenförmiger Baustein mit wagerechter, kegeliger Höhlung. 25. VII. 24. F 56 553.

Kl. 37 f, Gr. 7. 437 017. Georg Hermann Müller, Berlin-Schöneberg, Martin-Luther-Str. 47. Mehrstöckiges Gebäude mit einer schraubenlinig um einen Lichthof verlaufenden Fahrbahn. 27. XI. 24. M 87 260.

Kl. 80 a, Gr. 14. 436 844. Gustav Hübner, Wien; Vertr.: Pat.-Anwälte R. Schmehlik und Dipl.-Ing. C. Satlow, Berlin SW 61. Stampfmaschine zur Herstellung von Formziegeln, insbesondere solchen aus Beton. 20. III. 25. H 101 169.

Kl. 80 a, Gr. 14. 436 809. Fa. Produits Métallurgiques S. a. r. l. Ateliers de constructions mécaniques, St.-Pierre, Frankr.; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Wolff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Vorrichtung zum Ausstoßen von Formlingen bei Hohlstampfmaschinen mit senkrecht beweglichem Formrahmen und feststehenden Kernen. 13. VI. 22. P 44 385.

Kl. 80 a, Gr. 48. 436 845. Samuel Scott Wilson, Meyerton, Transvaal; Vertr.: H. Neubart, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Formplatte zur Herstellung von Platten und ähnlichen Formlingen aus plastischer Masse, z. B. Asbestzement. 12. I. 24. W 65 229.

Kl. 80 a, Gr. 56. 436 811. Albert Pietrkowski, Köln, Rolandstr. 10. Drehbankartige Vorrichtung zur Herstellung von Betonrohren o. dgl. nach dem Schleuderverfahren. 24. VI. 25. P 50 788.

Kl. 81 e, Gr. 94. 436 984. Maschinenfabrik Ernst Hese, Unna i. Westf. Vorrichtung zur Regelung des Zu- oder Ablaufes von Wagen; Zus. z. Pat. 399 674. 30. X. 25. H 104 129.

Kl. 85 c, Gr. 6. 437 043. Bamag-Meguin Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Verteilung des zu reinigenden Wassers oder Abwassers auf verschiedene Tiefen des Klärbehälters. 17. III. 25. F 58 357.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Vortragsabend über Garagenfragen.

(Fortsetzung.)

Herr Direktor Anders, I. Vorsitzender des Reichsverbandes der Garagenbesitzer E. V., sprach über: „Wirtschaftliche Fragen des Garagenbaues". Die Konjunkturschwankungen in der Automobilindustrie haben die Garagenindustrie nicht unberührt gelassen; in Berlin und anderen Städten stehen heute eine große Anzahl von Boxen frei. Die steuerlichen Belastungen lassen einem reinen Garagengewerbe keine Verdienstmöglichkeit mehr, da die Mieten durch das Überangebot zu gedrückt sind und Notvermietungen vorgenommen werden müssen. Die reinen monatlichen Selbstkosten einer Boxe stellen sich auf ca. 60 Mark und in diesem Preis sind weder Amortisation noch Reklame, Gehalt für den Geschäftsführer oder Besitzer, Büromiete, Verbandsbeiträge, Trinkgelder usw. einbegriffen. Selbst also bei einer voll besetzten Garage ist ein Gewinn bei 65 Mark monatlicher Garagenmiete kaum zu erzielen.

Mit der Garagenvermietung sind aber im Zusammenhang andere Geschäfte zu tätigen.

Vor allem gehört das Benzingeschäft dazu. Hier läßt sich ein Gewinn erzielen, wenn die Garage sehr günstig gelegen ist. Es ergibt sich aber viel Ärger, da die Benzinsorten nie ganz gleichmäßig in der Lieferung ausfallen, und vor einem 100prozentigen Abschluß mit einer Einzelfirma muß gewarnt werden, da der Garagenbesitzer nicht mehr in der Lage ist, den Wagenbesitzern den Betriebsstoff vorzuschreiben. In andern Ländern hat man auf einem Garagenhof verschiedene Zapfständer friedlich nebeneinander.

Mit dem Garagenbetrieb hängt auch das Reifengeschäft zusammen. Laut den neuesten Abmachungen mit den Gummi-Herstellerfirmen ist nunmehr ein neues Abkommen getroffen worden, welches den Garagenbesitzern als Wiederverkäufern einen bescheidenen Verdienst läßt und den sogenannten Stubenhandel zu unterbinden versucht. Bei den dauernd heruntergehenden Mieten wird der Garagenbesitzer sein Augenmerk mehr als bisher auf den Reifenhandel richten müssen.

Ein weiteres mit dem Garagenbetrieb zusammenhängendes Geschäft ist die Reparaturwerkstatt. Nicht jeder Garagenbesitzer aber ist Fachmann, und ein Handwerk auszuüben, das man nicht völlig beherrscht — das heißt bei der scharfen Konkurrenz von vornherein zum Tode verurteilt zu sein. Daher wird der Garagenbesitzer am besten die Werkstatt vermieten oder verpachten und sich durch die in seiner Garage eingestellten Wagen, die er dem Reparateur sozusagen zuführt, am Umsatz zu beteiligen wissen.

In steuerlicher Beziehung sind insofern Ersparnisse zu erzielen, als Benzin umsatzsteuerfrei ist, wenn sich der Garagenbesitzer als erster Verbraucher ab Zollager ausweist, was fast immer der Fall ist. Es gibt hier nur eine sogenannte Buchungsvorschrift, die verlangt, daß der Verbleib der Ware im einzelnen nachzuweisen ist und die erzielten Beträge einzeln in den Büchern erscheinen.

Auch für Garagenmieten fällt die Umsatzsteuer fort und damit auch die Gewerbesteuer, wenn die Garagen keine weiteren Einrichtungen als elektrisches Licht und Zentralheizung haben. Wenn sich der Chauffeur nach seinem Einzug die Boxe selbst zweckentsprechend einrichtet, so betrifft dies m. E. nicht den Vermieter.

Nach den neuesten Berichten fällt in nächster Zeit nun auch die Zwangswirtschaft für die Garagen fort, nachdem seit langer Zeit kein Mangel, sondern ein Überfluß an Garagen vorhanden ist.

Aus den gemachten Ausführungen ist ersichtlich, daß heute der Bau einer Garage ein Risiko ist, wenn nicht besonders günstige Momente mitwirken; der Verdienst ist zum aufgewendeten Kapital zu klein. Immerhin kann das Geschäft durch die mit dem Garagengeschäft zusammenhängenden Geschäfte rentabel sein, wenn die Garage sehr günstig liegt.

Man lasse sich daher mit dem Garagengeschäft nur ein, wenn man kapitalkräftig genug ist und auch Verluste aushalten kann. Bei der Kalkulation bedenke man, daß es keine 100prozentige Besetzung gibt und 100prozentig Benzin, Öl, Reifen usw. bestimmt nicht verkauft werden. Da ja aber die gesamte Industrie in der Hoffnung auf bessere Zeiten die größten Schwierigkeiten zu überwinden weiß, so hofft auch die Automobilindustrie besonders, daß die Zahl der Automobile eine starke Vermehrung erfährt, und dies beachte man bei dem Bau einer Garage und trage Sorge für spätere Ausdehnungsmöglichkeiten.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Auf mehrfache Nachfrage teilen wir mit, daß das Jahrbuch der D. G. f. B., das den Mitgliedern für den Beitrag geliefert wird, auch käuflich erworben werden kann. Bestellungen wolle man möglichst unmittelbar an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, richten. Der Verkaufspreis beträgt RM 10,—.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden; für „Die Bauнormung": Regierungsbaumeister K. Sander, Berlin.
Verlag von Julius Springer in Berlin W. — Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 10. Dezember 1926 | Heft 50

EIN NEUER GROSSER VERKEHRSHOF DER ALLGEMEINEN BERLINER OMNIBUS-AKTIENGESELLSCHAFT.

Von Baurat Ahrens, Berlin, und Direktor Hammacher, Berlin.

Der gesteigerte Verkehr der Großstadt erfordert allmählich die Beseitigung aller an Schienenwege gebundenen Verkehrsmittel aus dem oberirdischen Straßenbilde und deren Ersatz durch bewegliche Fahrzeuge, welche ausweichen und sich schnell an Hindernissen vorbeibewegen können.

Der Straßenverkehr in Berlin wurde in früheren Zeiten durch an Schienenwege gebundene Pferdebahnen und durch Omnibusse vermittelt, die ebenfalls durch Pferde gezogen wurden.

Diese Pferdeomnibusse hatten vor der Pferdebahn den Vorzug unbedingter Beweglichkeit, aber den Nachteil geringer Leistungsfähigkeit.

Infolgedessen brach sich bald der Gedanke Bahn, den Pferdebetrieb durch motorische Kraft zu ersetzen — ein Gedanke, der von 1905 ab ständig verfolgt und in Versuchslinien ausgebaut wurde.

In den folgenden Jahren bis zum großen Kriege erfreute sich der Autobus einer wachsenden Beliebtheit. Bis 1914 waren u. W. über 200 Kraftomnibusse in den Berliner Straßenbetrieb eingestellt.

Der Ausbruch des Weltkrieges hatte die Beschlagnahme des größten Teiles der Kraftomnibusse, eine starke Verringerung des Betriebspersonals und somit eine Unterbrechung dieser Entwicklung zur Folge.

Der Einfluß der Kriegsjahre ergibt sich aus folgenden Zahlen:

Im Jahre 1913 wurden im ganzen 31 Millionen Wagenkilometer zurückgelegt, 1915 nur 15 Millionen, 1916 etwa 10 Millionen, 1917 nur 5 Millionen und im Jahre 1918 nur 1 Million Wagenkilometer.

Im Jahre 1919 trat wieder langsam eine Besserung ein.

Mitte des Jahres 1923 verschwand der letzte Pferdeomnibus aus Berlin, und der Autobus beherrschte ausschließlich die Straße. Heute betreibt die Allgemeine Berliner Omnibus-A.-G. (ABOAG) bereits 19 Stadt- und 7 Vorortlinien, und es besteht die Absicht, das Verkehrsnetz noch weiter auszubauen.

Mit der Steigerung des Verkehrs Hand in Hand ging natürlicherweise auch die Entwickelung der Verkehrshöfe zur Unterbringung der Autobusse.

Der erste große Verkehrshof mit großer Reparaturwerkstätte wurde in dem früheren Viktoriaspeicher durch Umbau eingerichtet. Jedoch im Jahre 1907, ein Jahr nach Vollendung, wurde diese großartige zentrale Anlage ein Raub der Flammen und hat seitdem ihre alte Bedeutung als Betriebshof nicht wiedererlangt, vielmehr wurden später Einzelhöfe, den Bedürfnissen entsprechend, über die ganze Stadt verteilt, eingerichtet.

So sind allmählich die Depots in der Usedom-Jasmunder-Straße und in Weißensee entstanden. Neuerdings hat die Aboag den nachstehend näher beschriebenen großen Verkehrshof in der Morsestraße zu Charlottenburg erbauen lassen, welcher sowohl als Bauwerk als auch wegen seiner Verkehrseinrichtungen besonderes Interesse wachruft.

Die Verkehrshöfe der Aboag haben die Aufgabe, die im Tagesbetrieb zur Verwendung gelangten Autobusse sorgfältig zu überholen und für den neuen Tagesdienst vorzubereiten. Ihre Größe ist den jeweils von ihnen aus zu betreibenden Linien angepaßt.

Der neue Betriebshof in der Morsestraße hat ganz erheblichen Anforderungen gerecht zu werden und soll über Nacht die Überholung von 150 bis 200 Automobilen ermöglichen. Für seine Einrichtungen hat man ganz neue Bahnen nach dem Vorbild der Vereinigten Staaten eingeschlagen, wo die Unterbringung von Autos in großem Maßstabe schon lange durchgeführt wird.

Für die vom Dienst ankommenden Kraftomnibusse sind besondere Einrichtungen zur Reinigung, Untersuchung und

Abb. 1. Belichtung der Halle.

Instandsetzung vorgesehen. Die betriebsfertigen Wagen werden dann bis zur Indienststellung am nächsten Tage in einer großen Halle untergebracht[1]).

Da jeder Omnibus ungefähr mit Arbeitsraum 25—30 m² Grundfläche erfordert, ergab sich daraus zu überbauender Flächenraum von etwa 5000 m². Dazu kommen noch die anderen erforderlichen Räume, deren Abmessungen den jeweiligen Zwecken angepaßt sind.

Insgesamt wurden etwa 8000 m² überbaut, auf die große Halle entfallen 5200 m², auf die Waschhalle 1800 m², und der Rest entfällt auf das Werkstattgebäude.

Tankanlagen, Feuerschutz, Beleuchtung, Heizung, Be- und Entwässerung wurden den jeweiligen Vorschriften entsprechend ausgebaut, gleichzeitig aber auch den Anforderungen äußerster Wirtschaftlichkeit angepaßt.

Die tragende Eisenkonstruktion wurde sowohl nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten als auch nach den Anforderungen guter und harmonischer Form durchgebildet. Des schlechten Baugrundes wegen bestand ein Interesse, nach Möglichkeit an Fundamenten zu sparen. Die Hallenbinder wurden daher in ungewöhnlich großem gegenseitigen Abstand von 18 m angeordnet. Dadurch wurde ein Stoß der seitlich sehr weichen 18 m langen Pfetten erforderlich, welche auf Montage genietet werden mußten.

Das 90 m tiefe Bauwerk besteht aus einer Haupthalle von 54 m, einer Seitenhalle von 19 m sowie einem zweigeschossigen Anbau von 10 m Breite. Haupt- und Seitenhalle sind mit doppellagiger Pappe auf 10 cm starker Hohlsteindecke eingedeckt.

[1]) Vgl. „Der Bauingenieur" Jg. 1926, Heft 27, Seite 540.

Die Belichtung der großen Halle erfolgt durch quer zur Halle laufende Raupenoberlichte, während die Seitenhalle ein Firstoberlicht erhalten hat.

Durch diese Oberlichtanordnung, unterstützt durch große Fenster und Lichtbänder im oberen Teil der beiden Giebelwände, werden die Hallen äußerst günstig belichtet, zumal das von außen eindringende Tageslicht gleichmäßig verstreut wird, so daß keine starken Lichtkontraste auftreten (Abb. 1).

Die Hohlsteindecke ruht auf in 2,25 m Entfernung angeordneten, von Pfette zu Pfette freitragenden Sparren aus I-Trägern. Die in Abständen von 4,3 m liegenden Pfetten sind als Blechträger mit 1,05 m Stehblechhöhe ausgebildet und haben eine freie Länge von 18 m. Um die senkrechtstehenden Pfetten zentrisch zu belasten, wurden zwischen Sparren und Pfetten gußeiserne keilförmige Auflagerplatten zwischengeschaltet.

Abb. 2 zeigt das System eines Binderzuges (Haupt- und Seitenhalle). Der Binder der Haupthalle ist ein einwandiger Dreigelenkblechbogen mit 53,5 m Spannweite, 12,5 m Scheitelhöhe und einem Kragende von 1,4 m Ausladung am Knickpunkt über B. An diesem Kragende ist der ebenfalls als Blechträger ausgebildete Seitenhallenbinder gelenkig angeschlossen.

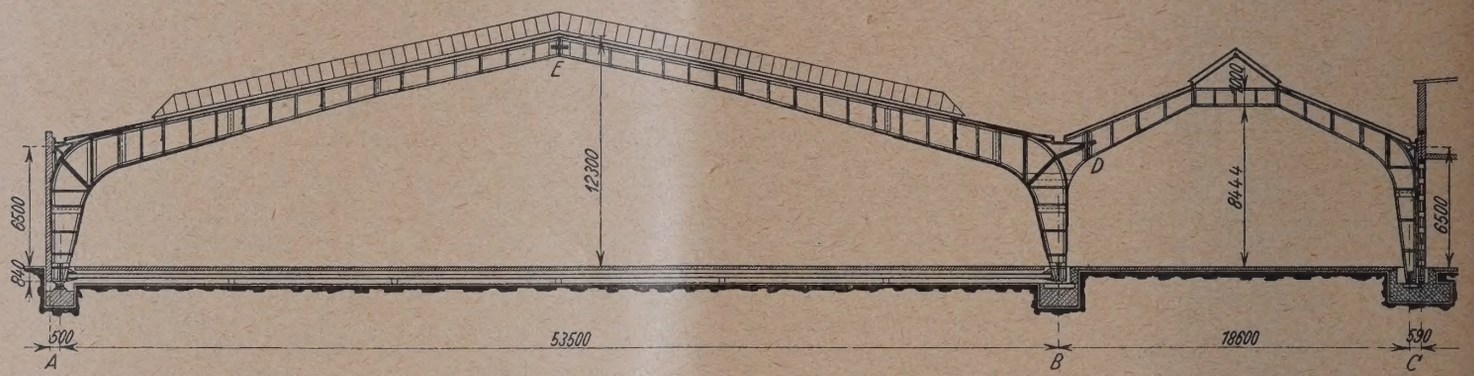


Abb. 2. Querschnitt durch beide Hallen.

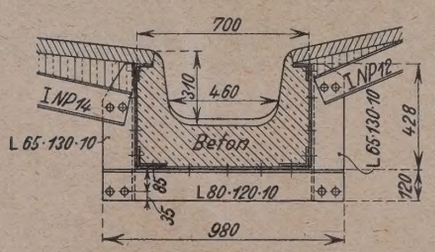


Abb. 3. Rinnenausbildung.

Wegen des großen Horizontalschubs der Hauptbinder und mit Rücksicht darauf, daß die Fundamente an der Nachbarseite bei A für die Aufnahme des Horizontalschubs nicht ausgebildet werden konnten, mußten die Binder mit einem Zugband versehen werden. Dieses Zugband ist unterhalb des Hallenbodens angeordnet und in einem gemauerten, durch Einsteigeöffnungen zugängig gemachten Schacht gelagert, so daß das Band voll zur Wirkung kommt und bei Bodensenkungen jederzeit nachgerichtet werden kann.

Bei B wurde ein festes Lager, bei A ein Rollenlager angeordnet, so daß das Bindersystem auch äußerlich statisch bestimmt ist und Formänderungen ohne Nachteile stattgeben kann. Der Seitenbinder hat kein Zugband, und der Horizontalschub wird hier von den Fundamenten B und C aufgenommen.

Alle Gelenke und Auflager sind in einfachster Weise aus Flußeisen konstruiert, und nur das Rollenlager bei A ist aus Stahlguß hergestellt worden. Die Gelenkpunkte D und E sind durch Pfetten und die Gelenkpunkte E noch besonders durch wagerecht liegende Eckbleche ausgesteift. Durch die Verlegung des Gelenkes D über B hinaus und die Bildung des Auslegers wurden insofern Vorteile für die Konstruktion erreicht, als hierdurch eine einwandfreie Rinnenausbildung, eine wenn auch geringe Entlastung des Hauptbinders und eine Verkürzung der Spannweite der Seitenhallenbinder ermöglicht wurde.

Die Dachrinnen über A, B und C sind freitragend konstruiert und bestehen aus je einem wagerechten und zwei senkrechten Blechträgern. Sie übernehmen den gesamten Dachschub, und die Sparren sind zu diesem Zweck mit der Rinnenkonstruktion fest verbunden. Abb. 3 zeigt die Rinnenausbildung über B.

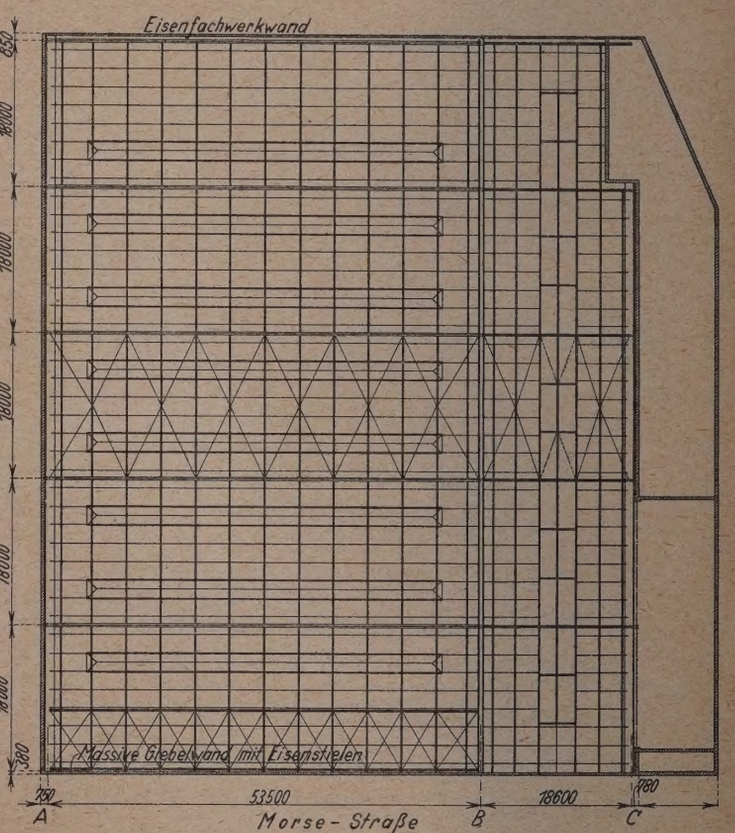


Abb. 4. Grundriß.

Ein Windverband im mittleren Binderfeld nimmt die gesamten Windkräfte gegen die Giebelwände auf, die dann durch Portale zwischen den Binderstützen A, B und C in die Fundamente geleitet werden. Diese Anordnung gestattet eine Ausdehnung der Konstruktion bei Temperaturunterschieden von der Hallenmitte nach den beiden Giebelwänden (Abbildungen 4 u. 5).

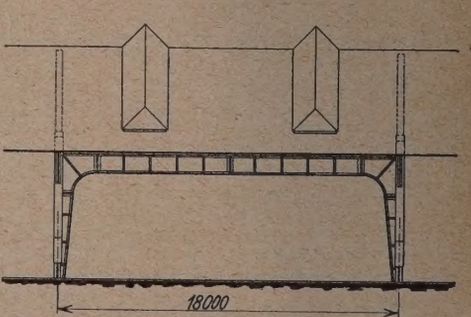


Abb. 5. Windportal.

Um ein Bauwerk von solchen Ausmaßen nicht von einem einzigen Windverband abhängig zu machen, der wegen der langen Diagonalstäbe geringe Seitenverschiebungen der Firstpunkte zulassen würde, wodurch leicht Risse in der Dachhaut entstehen könnten, und weil bei einem Absenken des Firstpunktes E bei entsprechender Luftabkühlung und voller Schneelast der Windverband nennenswerte Nachgiebigkeit zeigen würde, wurde hinter der Giebelwand an der Morsestraße in der Dachebene ein 7,5 m hoher Windträger angeordnet, der für die volle Windlast auf die Giebelwand berechnet worden ist.

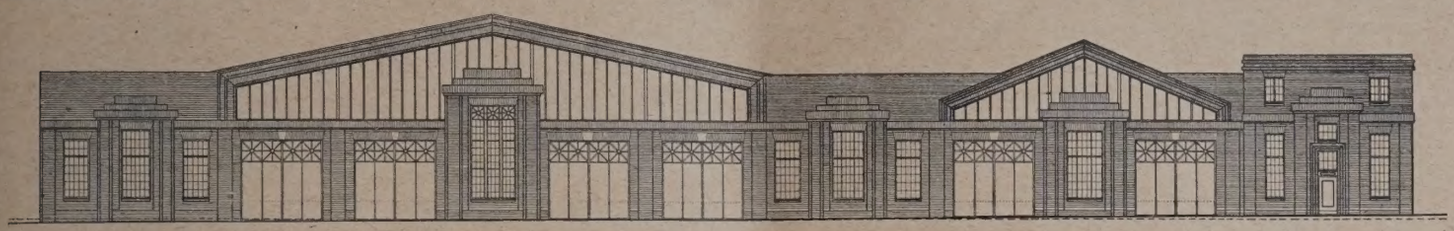


Abb. 6. Giebelwand an der Morsestraße.

Die Auflagerdrucke dieses Verbandes werden durch die Kastenrinnen auf die Portale im mittleren Binderfeld geleitet, so daß eine Beeinträchtigung der Temperaturausdehnung durch diesen Verband nicht eintritt.

Die Giebelwand an der Morsestraße (Abb. 6) ist massiv, und zwar aus roten und blauen Rathenower Eisenklinkern, errichtet. Um bei der großen Höhe der Wand jedoch keine zu starken Mauerpfeiler zu erhalten, wurden eiserne Stiele in der Wand vorgesehen, die aber vollständig eingemauert wurden und nur in den Fensteröffnungen und im Lichtband sichtbar sind.

Da mit der Möglichkeit gerechnet werden mußte, die Halle nach dem Hof zu um 1 bis 2 Binderfelder zu verlängern, wurde die Giebelwand an der Hofseite als Eisenfachwerkwand ausgeführt und ein Stein stark ausgemauert.

Durch entsprechenden Ölfarbenanstrich und sauberste Ausführung des Mauerwerkes mit weißen geputzten Fugen hat auch diese Wand ein sehr gefälliges Aussehen erhalten. Mit Rücksicht auf die vorerwähnte Erweiterungsmöglichkeit der Halle wurde vor der Giebelwand ein Binder angeordnet, so daß die Verlängerung der Halle jederzeit schnell und ohne Störung des Betriebes erfolgen kann.

Die Binder wurden in der Werkstatt in möglichst großen Teilen zusammengebaut, um die Nietarbeit auf der Baustelle soweit als angängig einzuschränken. Die Einzelteile waren teilweise so sperrig, daß sie des Nachts von 2—4 Uhr, also während der Verkehrsruhe auf den Straßen, von der Werkstatt zur Baustelle gefahren werden mußten.

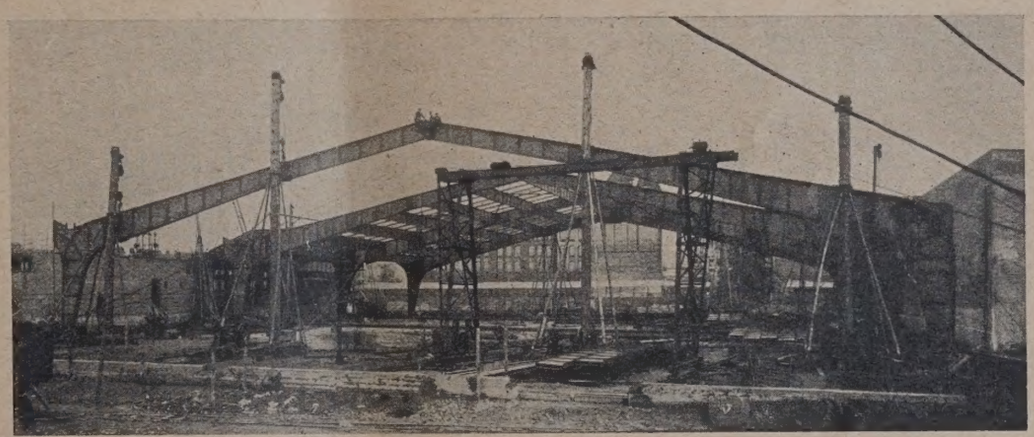


Abb. 7. Aufstellung der Hauptbinder.

Wie aus der Abb. 7 ersichtlich ist, wurden die Hauptbinder mit 4 hölzernen Standbäumen aufgerichtet und hochgezogen. Das Hochziehen eines Hauptbinders nahm 10 Minuten Zeit in Anspruch. Das Einziehen der Blechträgerpfetten und der Sparren erfolgte mit einem besonderen Standbaum. Sofort nach dem Hochziehen der Binder wurden die Zugbänder angeschlossen und die Schrauben im Gelenk eingezogen.

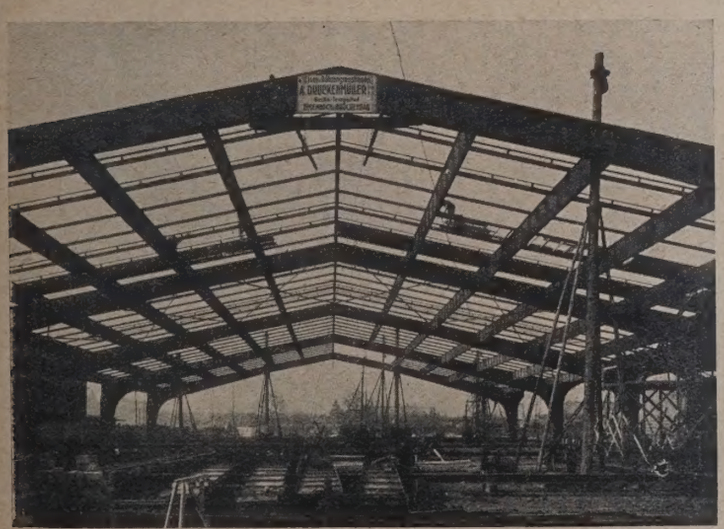


Abb. 8. Aufstellung der Seitenbinder.

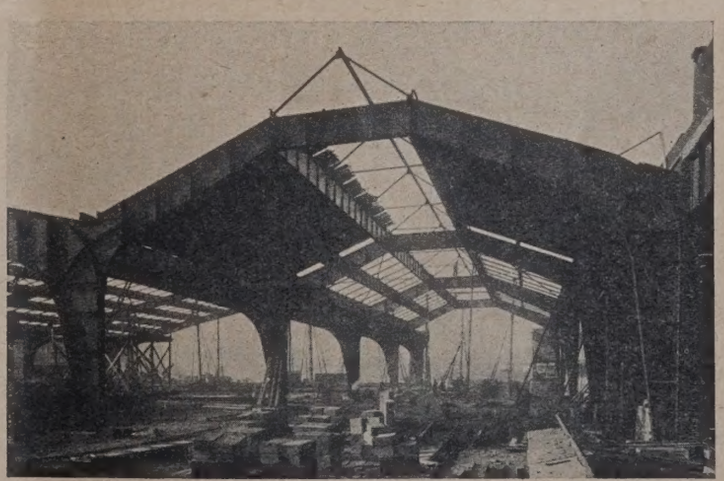


Abb. 9. Blick in die fertig aufgestellte Seitenhalle.

Da an der östlichen Nachbarseite neben den Fundamenten A Gebäude vorhanden waren, gestaltete sich das Hochziehen der Binder insofern schwierig, als die Binderfüße vor dem Hochziehen nicht hinter dem Auflager liegen konnten, die Standbäume also schräg ziehen mußten. Die Angriffspunkte der Flaschenzüge am Binder mußten vorher genau ermittelt werden, damit nach dem Hochziehen die Zugseile senkrecht hingen, um die Binder senkrecht auf die Fundamente absetzen zu können. Ein seitliches Nachschieben der Bäume mit der angehängten Last kam natürlich nicht in Frage. Um ein Ausweichen der Binderfüße während des Hochziehens zu verhindern, wurden die Binderfüße durch Drahtseile und Winden festgehalten und geführt. Die Seitenbinder wurden durch einen Standbaum aufgerichtet (Abb. 8). Einen Blick in die fertig montierten Hallen zeigt Abb. 9.

Die Fundamente sind aus Stampfbeton hergestellt und ruhen auf Betonpfählen. Wegen des schlechten Baugrundes wurden auch die Umfassungswände auf Betonpfähle gesetzt.

Die gesamte Werkstattarbeit und die Montage nahmen insgesamt 18 Wochen Zeit in Anspruch einschl. der Zeit für die Materialbeschaffung.

Die Montage mußte während der schlimmsten Wintermonate durchgeführt werden, und zwar in nur neunstündigen werktäglichen Arbeitsschichten. Für den Umfang der Montagearbeiten ist beachtlich, daß einschließlich der Nebenbauten ca. 700 t Eisenkonstruktionen zu montieren waren und etwa 26 000 Niete auf der Baustelle geschlagen werden mußten.

Das Gewicht eines Binderzuges, also Haupt- und Seitenbinder einschließlich Zugband, beträgt ca. 50 t. Die gesamte tragende Eisenkonstruktion einschließlich Pfetten, Sparren, Verbänden usw. wiegt 94 kg/m², ein Gewicht, welches im Hinblick auf die große Stützweite und die ungewöhnlich großen Binderentfernungen als durchaus gering bezeichnet werden darf.

Die Bauleitung und Entwurfsbearbeitung lag in den Händen des Herrn Baurat Ahrens.

Die Eisenkonstruktion wurde durch die Firma A. Druckemüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, entworfen, geliefert und montiert.

Die gesamten Bauarbeiten führte die Firma Boswau & Knauer, Berlin, aus.

Die kittlosen Oberlichte stammen von der Firma Claus Meyn, Berlin,

die Heizung von der Firma Janeck & Vetter,

die Entwässerung von der Firma Stöpner & Pestner und die Beleuchtung von der AEG.

DIE KLEINSTABMESSUNGEN VON WINKELSTÜTZMAUERN.

Von Dr.-Ing. H. Lautenbach, Berlin-Pankow.

Beim Entwurf von Winkelstützmauern wird jeder Konstrukteur darauf bedacht sein, möglichst kleine Abmessungen der Mauer zu erhalten. Die Länge des lotrechten Mauerschenkels, also die Höhe der Mauer, wird in jedem Fall festliegen; es kann sich demnach immer nur darum handeln, die kleinste Abmessung des Fußes zu bestimmen. Die Größe des Fußes ist nun abhängig von der Höhe h der Mauer, der vorhandenen Nutzlast p, dem Böschungswinkel ϱ, dem spezifischen Gewicht γ der Erde, der zulässigen Bodenpressung σ und der geforderten Kippsicherheit n. Sind diese Größen gegeben, so ist nur bei einem ganz bestimmten Verhältnis des vorderen Stützmauerfußes c zum hinteren a (s. Abb. 1) ein Kleinstquerschnitt möglich. Durch eine graphische Darstellung soll das an sich mit ziemlich erheblicher Rechenarbeit verbundene Aufsuchen des günstigsten Verhältnisses für die Praxis erleichtert werden. Die Bestimmung der Standsicherheit erfolgt nach den von Herrn Prof. Mörsch in Beton und Eisen 1925, Heft 20, sowie vom Verfasser in der Deutschen Bauzeitung 1926, Nr. 67, Konstruktion und Ausführung Nr. 16, veröffentlichten Abhandlungen. Hiernach ist beim wagerechten Gelände der Erddruck E an der Lotrechten $\overline{AE}$ auch wagerecht anzusetzen.

A. Ableitung der Formeln und ihrer Gültigkeitsgrenzen.

Die Größe des Erddrucks E auf eine lotrechte Wand ist bei einem Reibungswinkel $\delta_1' = 0$, einer Auflast $v = \frac{p}{\gamma}$ und der Bezeichnung

$$\varepsilon = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varrho}{2}\right) \tag{1}$$

bezogen auf die Einheit der Mauerlänge:

$$E = E_w = \frac{1}{2}\gamma\varepsilon h^2 + v\gamma\varepsilon h = \frac{1}{2}\gamma h\varepsilon(2v + h). \tag{2}$$

Vernachlässigt man den Gewichtsunterschied zwischen Erde und Beton, so ist die angreifende lotrechte Kraft einschließlich der Nutzlast über dem hinteren Stützmauerfuß AB = a:

$$G = a(v + h)\gamma = aH\gamma. \tag{3}$$

Die Momentengleichung um den Kippunkt C lautet für E:

$$\begin{cases} M_E = \frac{1}{2}\gamma h^2\varepsilon\frac{h}{3} + v\gamma\varepsilon h\frac{h}{2} = \frac{1}{6}\gamma\varepsilon h^3 + \frac{1}{2}\gamma\varepsilon v h^2 \\ M_E = \frac{1}{6}\gamma\varepsilon h^2(3v + h) \end{cases} \tag{4}$$

und für G:

$$M_G = a(v + h)\gamma\left(b - \frac{a}{2}\right) = \gamma H a\left(b - \frac{a}{2}\right). \tag{5}$$

Die Kippsicherheit wird bestimmt durch die Gleichung

$$n = \frac{\sum M_L}{\sum M_w} = \frac{M_G}{M_E}. \tag{6}$$

Werden in Gleichung (6) die Werte der Gleichungen (4) und (5) eingesetzt, so ist mit

$$k = \varepsilon\frac{3v + h}{H}, \tag{7}$$

$$n = \frac{6ab - 3a^2}{kh^2}. \tag{8}$$

Liegt die Resultierende R aus E und G außerhalb des Kerns, ist also der Abstand x der Resultierenden R vom Kippunkt C kleiner als $\frac{b}{3}$, dann ist die Bodenpressung

$$\sigma = \frac{2}{3}\cdot\frac{G}{x}. \tag{9}$$

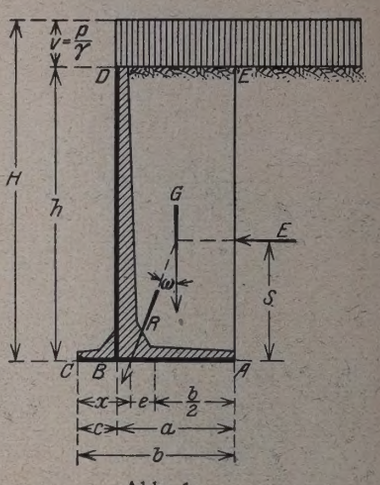


Abb. 1.

Nun ist

$$x = b - \frac{a}{2} - s\operatorname{tg}\omega, \tag{10}$$

worin unter s der Abstand des Erddrucks E von dem Mauerfuß:

$$s = \frac{h}{3}\cdot\frac{3v + h}{2v + h} \tag{11}$$

und unter ω der Winkel, den R mit G bildet, verstanden wird.

$$\tau = \operatorname{tg}\omega = \frac{E}{G} = \frac{\varepsilon h}{2a}\cdot\frac{2v + h}{H}. \tag{12}$$

Mit Gleichung (11) und (12) erhält man:

$$x = b - \frac{a}{2} - \frac{h^2 k}{6a} \tag{13}$$

und somit aus Gleichung (9):

$$\sigma = \frac{4a^2 \gamma H}{3a(2b - a) - h^2 k}. \tag{14}$$

Liegt die Resultierende R innerhalb des Kerns, so gilt die Gleichung

$$\sigma = \frac{G}{b} + \frac{6Ge}{b^2}, \tag{15}$$

worin e die Exzentrizität der Resultierenden R bedeutet.

$$e = \frac{a}{2} - \frac{b}{2} + s\,\mathrm{tg}\,\omega = \frac{a}{2} - \frac{b}{2} + \frac{h^2 k}{6a}. \tag{16}$$

G und e in Gleichung (15) eingesetzt, ergibt

$$\sigma = \frac{h^2 k + 3a^2 - 2ab}{b^2} \gamma H. \tag{17}$$

Die bisher abgeleiteten Formeln sind ganz allgemein gültige. Sie werden in den folgenden Untersuchungen häufig vorkommen und seien deshalb vorweggenommen.

Es soll nun zunächst der Kleinstquerschnitt bei gegebener Kippsicherheit bestimmt werden. Sind außer n noch die Werte h, a, v, ε und somit auch k bekannt, so ergibt sich aus Gleichung (8):

$$b = \frac{h^2 n k}{6a} + \frac{a}{2}. \tag{18}$$

Um den Kleinstquerschnitt von b zu erhalten, muß man den Differentialquotienten von b nach a gleich Null setzen:

$$\frac{db}{da} = \frac{1}{2} - \frac{h^2 n k}{6a^2} = 0$$

oder

$$a = h\sqrt{\frac{n}{3} k}.$$

Wird dieser Wert in Gleichung (18) eingesetzt, so erhält man ebenfalls:

$$b = h\sqrt{\frac{n}{3} k},$$

d. h. der Kleinstquerschnitt bei gegebener Kippsicherheit n ist ein L-Querschnitt mit den Abmessungen

$$a = b = h\sqrt{\frac{n}{3} k}. \tag{19}$$

Später wird es von Wichtigkeit sein, zu wissen, wann bei den für Kleinstquerschnitte abgeleiteten Formeln die Resultierende R aus E und G innerhalb des Kerns, wann außerhalb des Kerns liegt. Für den Abstand x der Resultierenden vom Kippunkt C wurde Gleichung (13) abgeleitet. Soll nun R außerhalb des Kerns liegen, so muß sein:

$$\frac{b}{3} > x = b - \frac{a}{2} - \frac{h^2 k}{6a}$$

oder

$$b < \frac{3}{4} a + \frac{h^2 k}{4a}. \tag{20}$$

Da aber in unserem Fall a = b ist, folgt:

$$h^2 k > b^2 = h^2 \frac{n}{3} k$$

oder

$$n < 3. \tag{21}$$

Für den Kleinstquerschnitt bei gegebener Kippsicherheit liegt also die Resultierende R außerhalb des Kerns, wenn $n < 3$ und innerhalb, wenn

$$n > 3 \tag{21a}$$

ist.

Der Rechnungsgang für den Kleinstquerschnitt bei gegebener Bodenpressung ist im wesentlichen der gleiche. Nur muß hier bemerkt werden, daß die abgeleiteten Formeln bei R innerhalb des Kerns andere sind als bei R außerhalb des Kerns, was bei dem Kleinstquerschnitt bei gegebener Kippsicherheit nicht der Fall ist. Liegt die Resultierende außerhalb des Kerns, dann gilt Gleichung (14). Wird diese nach b aufgelöst und

$$\frac{\gamma}{\sigma} H = N \tag{22}$$

gesetzt, so folgt:

$$b = \frac{2}{3} a N + \frac{a}{2} + \frac{h^2 k}{6a}. \tag{23}$$

Um den Kleinstquerschnitt zu erhalten, muß man wieder den Differentialquotienten von b nach a gleich Null setzen:

$$\frac{db}{da} = \frac{2}{3} N + \frac{1}{2} - \frac{h^2 k}{6a^2} = 0$$

oder

$$a = h\sqrt{\frac{k}{3 + 4N}}. \tag{24}$$

b erhält man durch Einsetzen von Gleichung (24) in Gleichung (23):

$$b = \left(1 + \frac{4}{3} N\right) a = \frac{h}{3}\sqrt{(3 + 4N) k}. \tag{25}$$

Nach Ungleichung (20) liegt nur die Resultierende R außerhalb des Kerns, wenn

$$b < \frac{3}{4} a + \frac{h^2 k}{4a}.$$

Setzt man hier die Werte a und b aus Gleichung (25) und (24) ein, so erhält man die Ungleichung, die für die Anwendung dieser Gleichungen erfüllt sein muß,

$$N < \frac{3}{2} = N_B. \tag{26}$$

Liegt die Resultierende innerhalb des Kerns, dann folgt aus Gleichung (17) unter Berücksichtigung von Gleichung (22):

$$b^2 + 2ab N = 3a^2 N + h^2 k N. \tag{27}$$

Die nach a differenzierte Gleichung (27) lautet:

$$\frac{db}{da} = -\frac{\frac{\partial f}{\partial a}}{\frac{\partial f}{\partial b}} = -\frac{2bN - 6aN}{2b + 2aN} = 0,$$

hieraus

$$b = 3a, \tag{27a}$$

oder aus Gleichung (27):

$$b = 3h\sqrt{\frac{Nk}{9 + 3N}} = 3a. \tag{27b}$$

Die Gültigkeit dieser Gleichungen ist naturgemäß bedingt durch die umgekehrte Ungleichung (26):

$$N > \frac{3}{2} = N_B. \tag{26a}$$

Jetzt muß noch der Kleinstquerschnitt bei gegebener Bodenpressung und Kippsicherheit bestimmt werden. Liegt die Resultierende außerhalb des Kerns und ist σ, h, v, k und a bekannt, so errechnet man b aus Gleichung (23). Daneben gilt auch Gleichung (18, weil n bekannt ist. Nach Gleichsetzung beider Gleichungen und Multiplikation mit 6a erhält man:

$$4a^2 N + h^2 k = n h^2 k,$$

oder

$$a = h\sqrt{\frac{(n - 1) k}{4N}} \tag{28}$$

Durch Einsetzen dieses Wertes in Gleichung (23) oder (18) folgt das Verhältnis

$$\frac{b}{a} = \frac{2}{3} \cdot \frac{n}{n-1} N + \frac{1}{2}. \tag{28a}$$

Den Grenzwert für die Gültigkeit der Formeln errechnet man leicht aus Ungleichung (20) durch Einführung von a und b zu

$$N < \frac{3(n-1)}{8n-12} = N_g. \tag{29}$$

Auf die Ableitung der Formeln für den Fall, daß R innerhalb des Kerns liegt, soll hier verzichtet werden. Sie sind von Dipl.-Ing. Lilienfeld in der Deutschen Bauzeitung 1915, Mitteilungen Nr. 7 aufgestellt worden. Für b wurde der Wert

$$b = \frac{A}{a} + \frac{a}{2}$$

gefunden, worin

$$A = \frac{n}{6} \varepsilon h^2 \frac{3v+h}{H}$$

ist. Wird A eingesetzt, so ergibt sich wieder Gleichung (18):

$$b = \frac{h^2 n k}{6a} + \frac{a}{2}. \tag{18}$$

Der für a von Lilienfeld gefundene Wert soll hier etwas anders wiedergegeben werden:

$$a = h \sqrt{\frac{nk}{3m}\left[t + \sqrt{t^2+m}\right]}, \tag{30}$$

worin $m = 8N - 1$ und $t = 1 + 2N - 6\frac{N}{n}$ bedeutet. Die Gültigkeit dieser Gleichungen ist naturgemäß bedingt durch die umgekehrte Ungleichung (29).

Man sollte nun meinen, daß es jetzt ohne weiteres möglich ist, den Kleinstquerschnitt bei gegebenen N und n zu bestimmen. Dies ist jedoch nicht der Fall, wie leicht durch ein Beispiel gezeigt werden kann. Es sei gegeben $N = 0{,}25$ und $n = 2{,}5$. Die Resultierende liegt außerhalb des Kerns, da nach Gleichung (29)

$$N = 0{,}25 < \frac{3(n-1)}{8n-12} = \frac{3 \cdot 1{,}5}{20-12} = \frac{4{,}5}{8} = 0{,}562$$

ist. Es müßten also die Gleichungen (28) und (28a) zur Anwendung kommen. Dies ist jedoch nicht möglich, da nach Gleichung (28a)

$$\frac{b}{a} = \frac{2}{3} \cdot \frac{n}{n-1} N + \frac{1}{2} = \frac{2}{3} \cdot \frac{2{,}5}{1{,}5} \cdot 0{,}25 + \frac{1}{2} = 0{,}278 + 0{,}50 = 0{,}778,$$

also $b < a$ ist. Man muß hier die Gleichung (19) anwenden und dann nachweisen, daß der zulässige Wert σ nicht überschritten wird. Die Bodenpressung einer auf Kippsicherheit berechneten Mauer, für die bekanntlich der L-Querschnitt der kleinste ist, errechnet man für den Fall, daß die Resultierende außerhalb des Kerns liegt, aus der Gleichung (14), indem man $a = b$ setzt, zu

$$\sigma_1 = \frac{4 b^2 \gamma H}{3 b^2 - h^2 k};$$

σ_1 ist aber kleiner als die zulässige Bodenpressung σ, wenn $\sigma > \sigma_1 = \frac{4 b^2 \gamma H}{3 b^2 - h^2 k}$ oder $b > h \sqrt{\frac{k}{3-4N}}$ ist. Wird hierin der Wert b aus Gleichung (19) eingesetzt, so folgt:

$$N < \frac{3(n-1)}{4n} = N_2^a. \tag{31}$$

Wenn also die Ungleichung (31) erfüllt ist, hat die Bemessung nach Gleichung (19) zu erfolgen. Eine Nachprüfung der vorhandenen Bodenpressung ist nicht nötig, da sie immer kleiner ist als die zulässige.

Nun gibt es aber noch Werte N und n, für welche die Fußbreite b nach Formel (25) kleiner wird als nach Formel (28) und (28a). Es muß bei Anwendung der Formel (25) jedoch nachgewiesen werden, daß die vorhandene Kippsicherheit größer ist als die geforderte, was jetzt geschehen soll. Die Kippsicherheit von einer auf Bodenpressung berechneten Mauer wird nach Gleichung (8) bestimmt. Es muß also sein:

$$n < n_1 = \frac{6ab - 3a^2}{kh^2}.$$

Unter Berücksichtigung von Gleichung (23) und (24) findet man nach Vereinfachung:

$$N > \frac{3(n-1)}{4\,2-n)} = N_1^a. \tag{32}$$

Es soll jetzt bestimmt werden, wann N_1^a größer wird als N_2^a, also

$$\frac{3(n-1)}{4(2-n)} > \frac{3}{4} \cdot \frac{n-1}{n} \text{ oder } n > 1.$$

Da aber n immer größer als 1 ist, so muß N_1^a immer größer als N_2^a sein. Das Ergebnis für den Fall, daß die Resultierende außerhalb des Kerns liegt, ist also kurz zusammengefaßt folgendes:

Bei einem $N > N_1^a$ ist nur die Bodenpressung für die Dimensionierung der Mauer bestimmend. Ist $N < N_2^a$, so ist nur die Kippsicherheit bestimmend. Wenn N zwischen N_1^a und N_2^a liegt, also

$$N_1^a = \frac{3(n-1)}{4(2-n)} > N > N_2^a = \frac{3(n-1)}{4n} \tag{33}$$

ist, ist Bodenpressung und Kippsicherheit maßgebend.

Gleiche Grenzwerte lassen sich leicht auch für den Fall ableiten, daß die Resultierende innerhalb des Kerns liegt. Es sollen jedoch hier nur die Ergebnisse mitgeteilt werden. Es ist maßgebend bei

$$N > N_1^b = \frac{3n}{5-n} \text{ die Bodenpressung,} \tag{34}$$

$$N < N_2^b = \frac{n}{n+3} \text{ die Kippsicherheit} \tag{35}$$

und

$$N_1^b = \frac{3n}{5-n} > N > N_2^b = \frac{n}{n+3}. \tag{36}$$

die Kippsicherheit und Bodenpressung zusammen.

B. Graphische Darstellung der Grenzwerte und der Linien gleicher Abmessungen.

In dem vorhergehenden Abschnitt wurden Grenzwerte von der Form $N \gtrless f(n)$ für die Bemessungsformeln abgeleitet. Diese Grenzwerte sollen nun in Abb. 2 graphisch dargestellt werden. Als Abszisse wurde n und als Ordinate N gewählt.

Für N_1^a wurde gefunden $N_1^a = \frac{3(n-1)}{4(2-n)}$ [Ungleichung (32)]. Die Werte N_1^a für verschiedene n sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt:

n	N_1^a	n	N_1^a
1,00	0,000	1,60	1,125
1,10	0,083	5/3	1,500
1,20	0,187	1,70	1,750
1,30	0,322	1,80	3,000
1,40	0,500	1,90	6,750
1,50	0,750		

Gleiche Tabellen wurden für N_2^a, N_1^b, N_2^b und N_g errechnet. Die Ergebnisse sämtlicher Tabellen wurden in Abb. 2 graphisch dargestellt.

Die Bedingungen für die Anwendung der einzelnen Formeln sind nun folgende:

Die Gleichungen (23), (24) und (25) gelten nur, wenn $N < 3/2 = N_B$ (26) und $N > N_1^a$ (32) ist, also innerhalb der

Allgemein mit Hilfe der Linien gleicher Abmessungen:

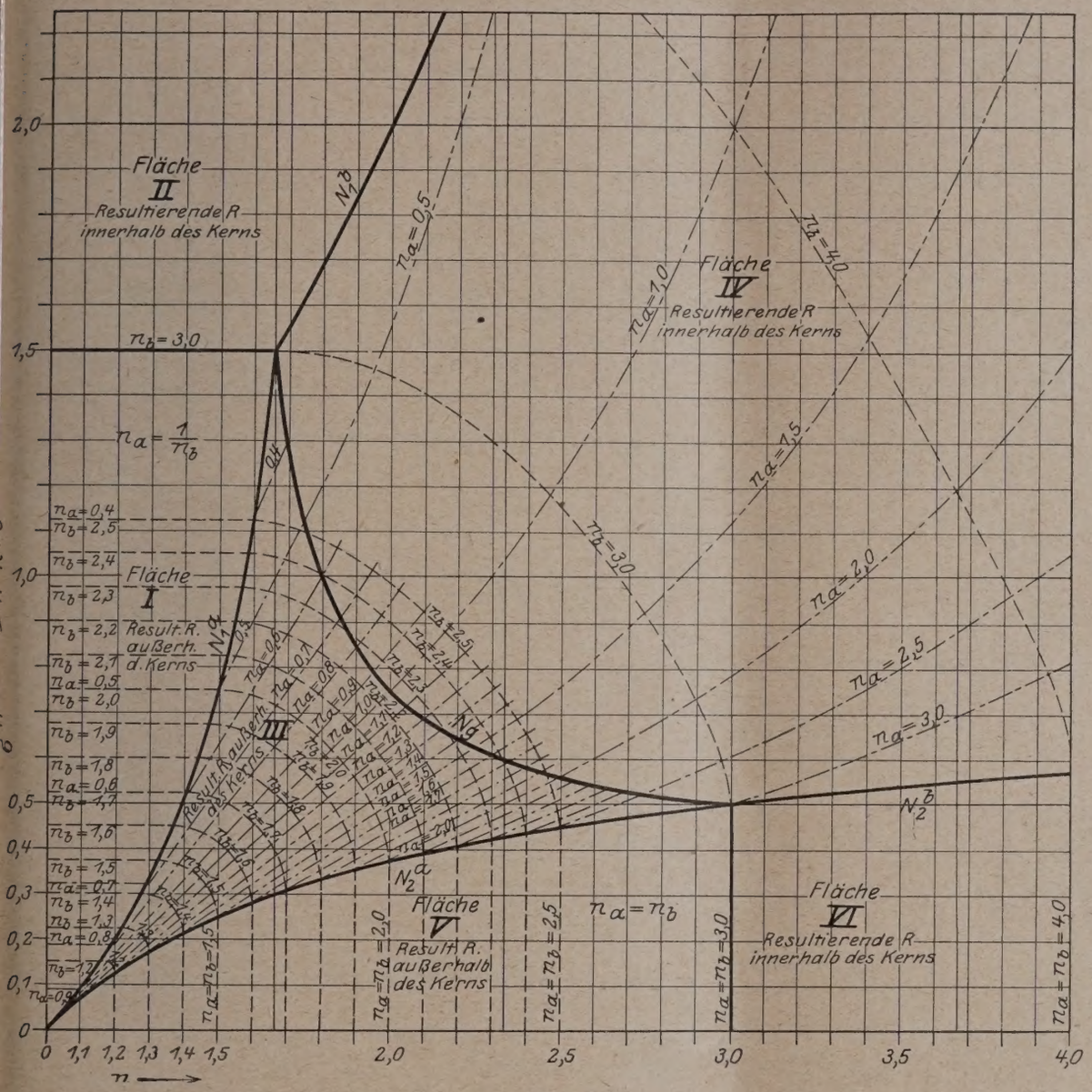


Abb. 2.

$$a = h\sqrt{\frac{n_a}{3}k} \qquad (38)$$

$$b = h\sqrt{\frac{n_b}{3}k} \qquad (40)$$

worin

$$k = \frac{3v+h}{H}\varepsilon \qquad (7)$$

$$v = \frac{p}{\gamma}$$

$$\varepsilon = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varrho}{2}\right) \qquad (1)$$

$$H = h + v$$

oder mittels der Formeln für die einzelnen Flächen:

Fläche I:

$$b = \frac{2}{3}aN + \frac{a}{2} + \frac{h^2k}{6a} \qquad (23)$$

$$a = h\sqrt{\frac{k}{3+4N}} \qquad (24)$$

$$b = \left(1 + \frac{4}{3}N\right)a = \frac{h}{3}\sqrt{(3+4N)k} \qquad (25)$$

Fläche II:

$$b = 3h\sqrt{\frac{Nk}{9+3N}} = 3a \qquad (27b)$$

Fläche III:

$$a = h\sqrt{\frac{n-1}{4N}k} \qquad (28)$$

$$b = \frac{h^2nk}{6a} + \frac{a}{2} = \frac{2}{3}aN + \frac{a}{2} + \frac{h^2k}{6a} \quad \left.\begin{matrix}(18)\\ \text{u.}\\ (23)\end{matrix}\right|$$

$$b = \left(\frac{2}{3}\cdot\frac{n}{n-1}N + \frac{1}{2}\right)a \qquad (28a)$$

Fläche IV:

$$b = \frac{h^2nk}{6a} + \frac{a}{2} \qquad (18)$$

$$a = h\sqrt{\frac{nk}{3m}\left[t + \sqrt{t^2+m}\right]} \qquad (30)$$

worin

$$m = 8N - 1\,;\quad t = 1 + 2N - 6\frac{N}{n}$$

Fläche V u. VI:

$$b = a = h\sqrt{\frac{n}{3}}k \qquad (19)$$

Allgemein gilt ferner:

$$x = b - \frac{a}{2} - \frac{h^2k}{6a} \qquad (13)$$

$$\operatorname{tg}\omega = \tau = \frac{E}{G} = \frac{\varepsilon h}{2a}\cdot\frac{2v+h}{H} \qquad (12)$$

k hat in allen Formeln den oben angegebenen Wert.
Die Ziffern in runden Klammern geben die Bezeichnung der Formeln in der Abhandlung an.

Fläche I. Für die Gleichungen (27a) und (27b) gilt $N > {}^3/_2 = N_B$ (26a) und $N > N_1^b$ (34). Es ist also Fläche II maßgebend.

Für eine auf Bodenpressung und Kippsicherheit durch Gleichung (23), (18), (28) und (28a) berechnete Mauer muß erfüllt sein $N < N_g$ (29) und $N_1^a > N > N_2^a$ (33). Der Gültigkeitsbereich ist also gegeben durch Fläche III. Die Formeln (18) und (30) gelten, wenn $N > N_g$ und $N_1^b > N > N_2^b$ (36) ist, also innerhalb der Fläche IV.

Für eine auf Kippsicherheit berechnete Mauer ist es gleichgültig, ob die Resultierende innerhalb oder außerhalb des Kerns liegt. In beiden Fällen gilt die Gleichung (19). Die zulässige Bodenpressung wird nicht überschritten, wenn $N < N_2^a$ (31) bzw. $N < N_2^b$ (35) ist. Nach Ungleichung (21a) liegt R innerhalb des Kerns, wenn $n > 3$ ist. Es ergeben sich hieraus die Flächen V und VI.

Aus der graphischen Darstellung der Grenzwerte in Abb. 2 ist es nun leicht, für jeden vorkommenden Fall die richtigen Formeln zu wählen. Bei der Berechnung einer Stützmauer ist immer gegeben σ_{zul}, n_{erf}, h, v, ε, γ und somit k und N. Der Schnittpunkt der Lotrechten durch n_{erf} und der Wagerechten durch den errechneten Wert N liegt innerhalb einer bestimmten Fläche, für welche die maßgebenden Formeln oben angeführt wurden. Zu bemerken ist noch, daß in den Formeln der Fläche I und II nicht n_{erf} vorkommt. Will man die vorhandene Kippsicherheit wissen, so muß man eine Horizontale durch N bis zum Schnitt mit N_1^a bzw. N_1^b ziehen. Die Abszisse dieses Schnittpunktes gibt die vorhandene Kippsicherheit an, welche immer größer ist als die erforderliche. Entsprechendes gilt von dem Wert N innerhalb der Flächen V und VI. Hier gibt die Ordinate des Schnittpunktes der Lotrechten durch n_{erf} und N_2^a bzw. N_2^b den vorhandenen Wert N an. Es ist auch ohne weiteres klar, daß für einen gegebenen Wert n die Abmessung b der Mauer auf der Lotrechten durch n innerhalb der Fläche V und VI konstant ist. Die Lotrechte ist also eine Linie gleicher Abmessung für b. Innerhalb der Flächen I und II ist die Wagerechte durch N eine Linie gleicher Abmessung für b und a, da in den Bemessungsformeln n gar nicht vorkommt. Es stehen also innerhalb der Flächen I und II die Werte b und a für ein gegebenes N in einem konstanten Verhältnis.

Es soll jetzt untersucht werden, wann der Abschnitt a innerhalb der Fläche I gleich der Breite b innerhalb der Fläche V wird. In Fläche I ist

$$a = h\sqrt{\frac{k}{3+4N}} \quad (24).$$

Dieser Wert soll gleich b in Fläche V werden, also

$$a_I = h\sqrt{\frac{k}{3+4N}} = b_V = h\sqrt{\frac{n_a}{3}\,k}$$

oder

$$n_a = \frac{3}{3+4N} = \frac{1}{1+\frac{4}{3}N}. \quad (37)$$

Statt der Gleichung (24) kann auch geschrieben werden:

$$a = h\sqrt{\frac{n_a}{3}\,k}, \quad (38)$$

worin

$$n_a = \frac{1}{1+\frac{4}{3}N}$$

ist. Setzt man in Gleichung (37) beispielsweise für N den Wert $^3/_4$ ein, so erhält man $n_a = {}^1/_2$. Für $N = {}^3/_4$ ist also der Stützmauerabschnitt a immer

$$a = h\sqrt{\frac{n_a}{3}\,k} = h\sqrt{\frac{1}{6}\,k}.$$

Wie schon oben erwähnt, ist also die Wagerechte durch N eine Linie gleicher Abmessung für a. In Abb. 2 trägt sie für $N = {}^3/_4$ die Bezeichnung $n_a = {}^1/_2$.

Soll b nach Fläche I gleich b nach Fläche V werden, so besteht die Gleichung

$$b_I = \frac{h}{3}\sqrt{(3+4N)\,k} = b_V = h\sqrt{\frac{n_b}{3}\,k}$$

oder

$$n_b = 1 + \frac{4}{3}N = \frac{1}{n_a}. \quad (39)$$

Für $N = {}^3/_4$ ist hier $n_b = \frac{1}{n_a} = 2$. Die Wagerechte durch $N = {}^3/_4$ trägt also auch die Bezeichnung $n_b = 2$.

Trägt man, wie es soeben für ein Beispiel geschehen ist, in Abb. 2 die Linien gleicher Abmessungen n_a und n_b ein, so ist es ohne viel Rechenarbeit möglich, die Abmessungen der Mauer zu bestimmen. Der Gang ist dann folgender. Man suche den Schnittpunkt der Lotrechten durch n_{erf} und der Wagerechten durch N. Zu diesem Schnittpunkt gehört ein in Abb. 2 angegebenes n_a und n_b. Durch Einsetzen des Wertes n_a in Formel (38) und n_b in Formel

$$b = h\sqrt{\frac{n_b}{3}\,k} \quad (40)$$

erhält man a und b.

Mit Hilfe der n_a- und n_b-Linien ist es auch möglich, einen Winkelquerschnitt auf seine Standsicherheit zu prüfen, wenn die Abmessungen durch örtliche Verhältnisse festgelegt sind. Ist z. B. gegeben: $a = 2{,}5$ m; $b = \frac{10}{\sqrt{6}} = 4{,}08$ m; $h = 10$ m; $k = {}^1/_4$; $\gamma = 1{,}8$ t/m³; $\sigma = 30$ t/m² und $n = 1{,}5$, so ist n_a aus Gleichung (38):

$$n_a = \frac{3\,a^2}{h^2\,k} = \frac{3\cdot 6{,}25}{100\cdot\frac{1}{4}} = 0{,}75$$

und n_b aus Gleichung (40):

$$n_b = \frac{3\,b^2}{h^2\,k} = \frac{3\cdot 100}{6\cdot 100\cdot\frac{1}{4}} = 2.$$

Zu dem Punkt $n_a = 0{,}75$ und $n_b = 2$ gehört nach Abb. 2 nun ein $N = 0{,}7$ und $n = 1{,}7$. In unserem Beispiel ist aber $n = 1{,}5$ und $N = \frac{\gamma H}{\sigma} = \frac{1{,}8\cdot 10}{30} = 0{,}6$. Mithin ist der Querschnitt ausreichend. Will man noch die vorhandene Bodenpressung und Kippsicherheit bestimmen, so geschieht dies wie folgt. Aus der Gleichung $N = \frac{\gamma H}{\sigma}$ ergibt sich

$$\sigma = \frac{\gamma H}{N} = \frac{1{,}8\cdot 10}{0{,}7} = 25{,}7 \text{ t/m}^2.$$

Die Kippsicherheit n kann direkt abgelesen werden, sie ist 1,7.

Zu beachten ist hier aber die obige Bemerkung über die vorhandene Kippsicherheit in Fläche I und II und vorhandene Bodenpressung in Fläche V und VI. So ist z. B. für $n_a = 0{,}5$ und $n_b = 2{,}0$ die vorhandene Kippsicherheit $n = 1{,}5$.

Ähnlich ist das Verfahren, wenn nur a gegeben ist. Es soll auch hier der Rechnungsgang an einem Beispiel gezeigt werden. Gegeben sei $k = {}^1/_4$; $\gamma = 1{,}75$ t/m³; $\sigma = 25$ t/m²; $h = 10$ m; $n = 1{,}5$ und $a = 2{,}5$ m. Dann ist

$$n_a = \frac{3\,a^2}{h^2\,k} = \frac{3\cdot 6{,}25}{100\cdot\frac{1}{4}} = 0{,}75 \quad \text{und} \quad N = \frac{1{,}75\cdot 10}{25} = 0{,}7.$$

Da der Schnittpunkt der Wagerechten durch $N = 0{,}7$ mit $n_a = 0{,}75$ ein größeres n_b erfordert als der Schnittpunkt der Lotrechten durch $n = 1{,}5$ und n_a, ist hier N ausschlaggebend für die Bemessung. Es ist also

$$b = h\sqrt{\frac{n_b}{3}\,k} = 10\sqrt{\frac{2}{3}\cdot\frac{1}{4}} = 4{,}08$$

und die vorhandene Kippsicherheit ist $n = 1{,}7$. Sollte die geforderte Kippsicherheit größer sein als 1,7, so wäre diese für die Bemessung als maßgebende Größe zu wählen.

Es sollen nun noch die Gleichungen für n_a und n_b innerhalb der anderen Flächen angegeben werden.

Fläche II $n_a = \frac{N}{3+N}$; $\quad n_b = 9\,n_a$

Fläche III $n_a = \frac{3}{4}\cdot\frac{n-1}{N}$; $n_b = \frac{3}{N(n-1)}\left[\frac{N\,n}{3} + \frac{n-1}{4}\right]^2$

oder letzte Gleichung nach N aufgelöst, was zur Darstellung bequemer ist,

$$N = \frac{3}{4}\cdot\frac{n-1}{n}\left[2\,\frac{n_b}{n}\left(1+\sqrt{1-\frac{n}{n_b}}\right)-1\right]$$

Fläche IV $n_a = \frac{n}{m}\left[t+\sqrt{t^2+m}\right]$.

Nach Einsetzung der Werte t und m und Auflösung nach N ist

$$N = \frac{(n+n_a)^2}{(8\,n_a - 4\,n + 12)\,n_a}.$$

Für n_b gilt:

$$N = \frac{(z+1)^2}{8-4z+\frac{12}{n}z}, \text{ worin } z = 2\,\frac{n_b}{n}\left(1-\sqrt{1-\frac{n}{n_b}}\right)-1.$$

C. Gleitsicherheit.

Ist der Kleinstquerschnitt der Mauer für Kippsicherheit und Bodenpressung bestimmt, dann muß noch nachgeprüft werden, ob die Sicherheit gegen Gleiten vorhanden ist. Dies ist der Fall, wenn der aus Gleichung (12) errechnete Wert

$$\operatorname{tg}\omega = \tau = \frac{\varepsilon\,h}{2\,a}\cdot\frac{2\,v+h}{H} \quad (12)$$

den zulässigen Wert nicht überschreitet. Tritt eine Überschreitung ein, so erreicht man die nötige Gleitsicherheit durch folgende konstruktive Maßnahmen:

1. Verlängerung der Fußplatte nach hinten,
2. Anordnung von Schürzen oder durch Pfahlgründung,
3. Schrägstellung der Fußplatte

sowie durch Kombination der unter 1 bis 3 angeführten Maßnahmen.

Ist nur die Verlängerung der Fußplatte gewünscht, so muß a den Wert

$$a = \frac{\varepsilon h}{2\tau} \cdot \frac{2v+h}{H} \tag{41}$$

annehmen. Die Breite b bestimmt man nun nach dem unter B angegebenen Verfahren. Hat der nur auf Kippsicherheit nach Gleichung (19) bemessene L-Querschnitt nicht die genügende Gleitsicherheit, so gibt der Wert a aus Gleichung (41) die Breite der gesamten Fußplatte an.

Bei der Anordnung von Schürzen oder Pfählen ist die durch Reibung aufgenommene Kraft gleich τG. Von der Schürze oder den Pfählen muß also noch $E - \tau G$ aufgenommen werden.

Ist eine Schrägstellung der Platte möglich, so drehe man die Platte so weit, bis der Reibungswinkel die zulässige Größe nicht überschreitet. Wird der Winkel β zu groß, so ist auch noch eine Verbreiterung der Fußplatte vorzunehmen (Abb. 3). Aus Abb. 3 ergibt sich $\lambda = \omega - \beta$ und hieraus

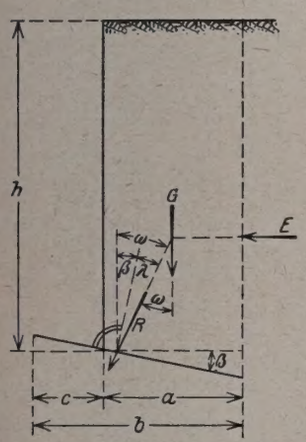


Abb. 3.

$$\operatorname{tg}\lambda = \frac{\operatorname{tg}\omega - \operatorname{tg}\beta}{1 + \operatorname{tg}\omega \operatorname{tg}\beta}$$

oder

$$\operatorname{tg}\omega = \frac{\operatorname{tg}\lambda + \operatorname{tg}\beta}{1 - \operatorname{tg}\lambda \operatorname{tg}\beta}.$$

Setzt man für $\operatorname{tg}\omega$ den Wert der Gleichung (12) ein, so erhält man:

$$a = \frac{\varepsilon h}{2} \cdot \frac{2v+h}{H} \cdot \frac{1 - \operatorname{tg}\lambda \operatorname{tg}\beta}{\operatorname{tg}\lambda + \operatorname{tg}\beta}. \tag{42}$$

Ist die Neigung der Fußplatte und $\operatorname{tg}\lambda$ gegeben, so läßt sich das erforderliche a aus Gleichung (42) berechnen. Die Breite b der Fußplatte bestimmt man dann wieder nach Abschnitt B. Hierbei ist die Änderung der Kräfte infolge der Drehung der Fußplatte unberücksichtigt geblieben. Bei größeren Drehungen wird es zweckmäßig sein, in einem zweiten Rechnungsgang die Bodenpressung und die Kippsicherheit nochmals zu bestimmen.

D. Schlußbemerkungen und Beispiele.

Die neueste Veröffentlichung über Winkelstützmauern ist die Abhandlung „Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von Winkelstützmauern" von Herrn Dr.-Ing. Herm. Craemer, Düsseldorf, im Bauingenieur 1926, Heft 19. Hier wird nur die Bodenpressung als maßgebend für die Bemessung der Mauer betrachtet. Da die Gültigkeit der Formeln ferner durch die Bedingung begrenzt ist, daß die Resultierende außerhalb oder an der Grenze des Kerns liegt, decken sich die von Dr.-Ing. Craemer abgeleiteten Formeln mit den Formeln der Fläche I. Die Gültigkeit ist also begrenzt durch die Ungleichung $N \leq 1{,}5$. Eine graphische Darstellung für die Anwendung dieser Formeln ist kaum nötig, da sie verhältnismäßig einfach sind. Es soll hier dasselbe Beispiel wie in der oben erwähnten Abhandlung nach den Formeln der Fläche I errechnet werden.

Gegeben: Natürlicher Böschungswinkel der Hinterfüllungserde $\varrho = 30°$,
Gewicht der Hinterfüllungserde $\gamma = 1{,}6$ t/m³,
Nutzlast $p = 0{,}64$ t/m²; Höhe der Mauer $h = 4{,}0$ m,
zulässige Bodenpressung $\sigma = 10$ t/m²;

mit diesen Werten ist

$$v = \frac{p}{\gamma} = \frac{0{,}64}{1{,}6} = 0{,}4; \quad H = h + v = 4{,}0 + 0{,}4 = 4{,}4 \text{ m},$$

$$N = \frac{\gamma}{\sigma} H = \frac{1{,}6}{10} \cdot 4{,}4 = 0{,}704 \text{ (bei Dr.-Ing. Craemer } \beta = 0{,}71),$$

$$\varepsilon = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varrho}{2}\right) = \operatorname{tg}^2 30° = 0{,}577^2 = 0{,}333$$

(bei Dr.-Ing. Craemer ist dieser Wert nicht genau zu $0{,}568^2$ angegeben. Daher weichen die Resultate voneinander etwas ab).

$$k = \frac{3v+h}{H} \varepsilon = \frac{1{,}2 + 4{,}0}{4{,}4} \cdot 0{,}333 = 0{,}394,$$

$$a = h\sqrt{\frac{k}{3 + 4N}} = 4{,}0\sqrt{\frac{0{,}394}{3 + 4 \cdot 0{,}704}} = 1{,}04 \text{ m}.$$

$$\text{Fußbreite } b = \left(1 + \frac{4}{3} N\right) a = \left(1 + \frac{4}{3} \cdot 0{,}704\right) \cdot 1{,}04 = 2{,}02 \text{ m}.$$

Abstand der Resultierenden vom Kippunkt:

$$x = b - \frac{a}{2} - \frac{h^2 k}{6a} = 2{,}02 - \frac{1{,}04}{2} - \frac{4{,}0^2 \cdot 0{,}394}{6 \cdot 1{,}04} = 0{,}49 \text{ m}.$$

Tangens des Neigungswinkels der Resultierenden:

$$\operatorname{tg}\omega = \tau = \frac{\varepsilon h}{2a} \cdot \frac{2v+h}{H} = \frac{0{,}333 \cdot 4{,}0}{2 \cdot 1{,}04} \cdot \frac{0{,}8 + 4{,}0}{4{,}4} = 0{,}698.$$

Die Kippsicherheit findet man zu $n = 1{,}49$, indem man durch $N = 0{,}704$ eine Horizontale zieht bis zum Schnittpunkt mit N_1^a und die Abszisse des Punktes abliest.

Die Abmessungen der Mauer kann man auch mit Hilfe der n_a- und n_b-Linien finden. Zu $N = 0{,}704$ gehört ein $n_b = 1{,}94$. Also

$$b = h\sqrt{\frac{n_b}{3} k} = 4{,}0\sqrt{\frac{1{,}94}{3} \cdot 0{,}394} = 2{,}02 \text{ m}.$$

Für Fläche I gilt ferner:

$$n_a = \frac{1}{n_b} = \frac{1}{1{,}94} = 0{,}516$$

$$a = h\sqrt{\frac{n_a}{3} k} = 4{,}0\sqrt{\frac{0{,}516}{3} \cdot 0{,}394} = 1{,}04 \text{ m}.$$

Ferner berechnet Herr Dr.-Ing. Craemer eine Stützmauer unter der Bedingung, daß die Resultierende an der Grenze des Kerns liegt, für einen Wert $N = 0{,}75$. In der Abb. 2 wird diese Grenze dargestellt durch die N_g-Linie. Zu dem Schnittpunkt der Horizontalen durch $N = 0{,}75$ mit N_g gehören $n_b = 2{,}25$ und $n_a = 1{,}0$, also

$$b = h\sqrt{\frac{n_b}{3} k} = 4{,}0\sqrt{\frac{2{,}25}{3} \cdot 0{,}394} = 2{,}17 \text{ m}$$

und

$$a = h\sqrt{\frac{n_a}{3} k} = 4{,}0\sqrt{\frac{1{,}0}{3} \cdot 0{,}394} = 1{,}45 \text{ m}.$$

Die zugehörige Kippsicherheit ist $n = 2{,}0$. Die Abweichungen der Ergebnisse von der erwähnten Veröffentlichung rühren wieder von dem Unterschied in den Werten k her. Natürlich kann man a und b auch nach den Formeln der Flächen III u. IV berechnen, wenn man für $n = 2{,}0$ setzt.

Zu $N = 0{,}75$ gehört bei $\gamma = 1{,}6$ t/m³ und $H = 4{,}4$ m eine Bodenpressung

$$\sigma = \frac{\gamma}{N} H = \frac{1{,}6}{0{,}75} \cdot 4{,}4 = 9{,}4 \text{ t/m}^2.$$

Aus Abb. 2 ist nun ohne weiteres ersichtlich, daß man auch bei einer größeren zulässigen Bodenpressung als 9,4 t/m² in diesem Beispiel kein kleines N einsetzt, falls nicht eine größere Kippsicherheit als 2,0 gefordert wird, da zu dem Schnittpunkt von $N = 0{,}75$ und N_g das kleinste n_b und somit kleinste b gehört.

Im übrigen wird betreffs Anwendung der Abb. 2 auf die Erläuterungen und Beispiele im Abschnitt B verwiesen.

RESONANZERSCHEINUNGEN AN BAUWERKEN.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Kiel.

Die Berechnung der Tragwerke nach dynamischen Grundsätzen ist nicht nur aus Gründen der Sicherheit erforderlich, sie erweist sich auch oft als notwendig, um die unangenehmen Nebenwirkungen der von periodisch wechselnden Kräften hervorgerufenen Schwingungen durch entsprechende Anordnung und Bemessung zu vermeiden oder abzuschwächen. In der Z. d. V. D. I. 1907, S. 1888 ff., schildert Stadtbaurat Michael einen solchen Fall. Bei dem Wasserkraftwerk der Stadt Nordhausen ist die an die Hochdruckwasserleitung angeschlossene Turbine auf einer Eisenbetondecke aufgelagert. „Die Schwingungen der schnellaufenden Welle (750 Umläufe/min) teilen sich der Decke und von dieser aus den gesamten Gebäudeteilen mit. Das ganze Gebäude bis in die Dachziegel erzittert leicht und ruft ein Summen hervor, das den Anwohnern auf die Nerven fällt.“ Sehr wahrscheinlich sind die Eigenschwingungen der Turbine und der Decke in Resonanz, so daß die von der Turbine erteilten Anstöße die Decke andauernd in Schwingungen erhalten. Ohne genaue Kenntnis der Örtlichkeit lassen sich hierüber keine Berechnungen aufstellen.

Hier soll ausführlich über zwei Fälle berichtet werden, denen ähnliche Schwingungserscheinungen zugrunde liegen, die auf eine Resonanz zurückzuführen sind.

Beispiel I.

An der Giebelwand der Schmiede eines industriellen Werkes wurde nachträglich ein einstöckiger Anbau für die Zimmer des Betriebsleiters und der Werkmeister errichtet (Abb. 1). Es zeigte sich, daß ein in der Giebelwand eingebauter, elektrisch angetriebener Ventilator, der zur Entlüftung der Schmiede diente, die Decke des Anbaues in derartig unangenehme Erschütterungen versetzte, daß es zeitweise unmöglich war, in den Zimmern des Obergeschosses schriftliche Arbeiten zu verrichten. Der Gedanke lag nahe, die Ursache der Schwingungen auf eine Resonanzerscheinung zurückzuführen.

Die Berechnung führt zu folgendem Ergebnis:

Der den Ventilator antreibende Elektromotor machte bei einer Leistung von 8,5 PS 725 Umdrehungen in der Minute. Die lichte Spannweite der hölzernen Deckenbalken von 18/24 cm Querschnitt betrug 4,80 m, ihr Abstand 0,80 m. Das Gewicht eines Deckenstreifens von 0,80 m Breite ergibt sich zu 190 kg/lfdm.

Die Dauer einer Eigenschwingung der Decke ist

$$T = \frac{2\,l^2}{\pi}\sqrt{\frac{\mu}{E\,J}}.$$

Hierin bedeuten

μ die Masse des Deckenbalkens einschl. der Decke für die Längeneinheit,

l die Stützweite des Deckenbalkens $= 4{,}80 + 2 \cdot 0{,}20 = 5{,}20$ m,

J das Trägheitsmoment des Balkenquerschnittes,

$$\mu = \frac{1{,}9}{981} = 0{,}001\,94,$$

$$T = \frac{2 \cdot 520^2}{\pi}\sqrt{\frac{0{,}001\,94}{100\,000 \cdot 20\,700}} = 0{,}167\ \text{s}.$$

In der Minute macht der Balken also $n = \frac{60}{0{,}167} = 360$ Schwingungen, d. h. die Balkenmitte erreicht in der Minute 360 mal ihre höchste und 360 mal ihre tiefste Lage. Die Impulse werden durch geringe Exzentrizitäten in der Masse des Motorankers hervorgerufen, in senkrechter Richtung wiederholen sie sich bei 725 Umdrehungen in der Minute 725 mal nach oben und 725 mal nach unten. Die Schwingungszahl des erregenden Motors ist somit die Oktave der Zahl der Eigenschwingungen der Decke. Es liegt also eine teilweise Resonanz der Schwingungen vor, aus der sich die unangenehmen Nebenwirkungen erklären.

Durch Anbringen eines hölzernen Unterzuges in $^2/_5$ der Spannweite wurde der Einfluß des Ventilators auf die Decke abgeschwächt (Abb. 1). Es wäre falsch gewesen, die Deckenbalken in der Mitte abzufangen; denn dann hätte sich wahrscheinlich die Anzahl der Eigenschwingungen auf das Vierfache oder das Doppelte der erregenden Schwingungen erhöht. Das

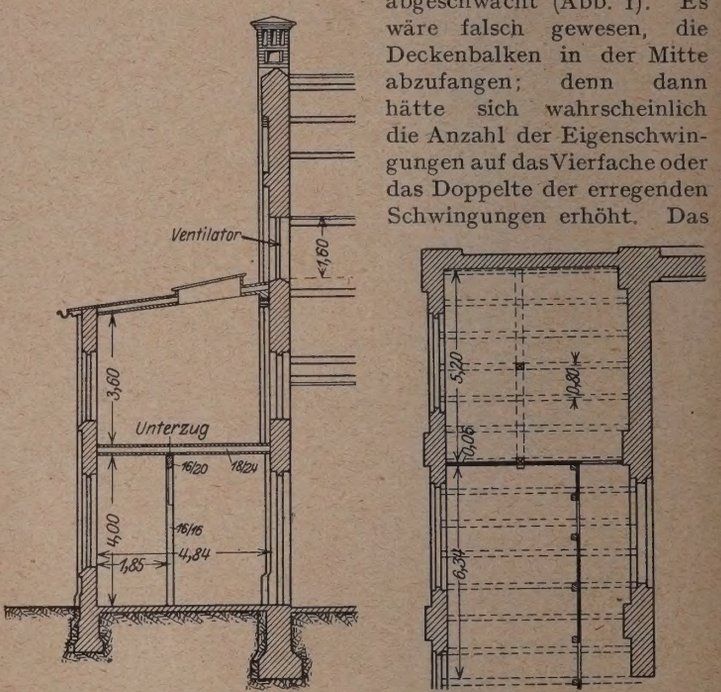


Abb. 1. Resonanzerscheinungen an einer Zimmerdecke.

Verhältnis der Schwingungszahlen wäre also der reziproke Wert des Verhältnisses vor der Abfangung der Decke gewesen, eine Besserung also nicht erzielt worden. Da aber die Deckenbalken unsymmetrisch abgestützt wurden, gingen die Schwingungen auf ein erträgliches Maß zurück.

Beispiel II.

Der 5,40 m breite Windansaugekanal der Gebläsemaschine eines Hochofenwerkes war nach Abb. 2 der geringen verfügbaren

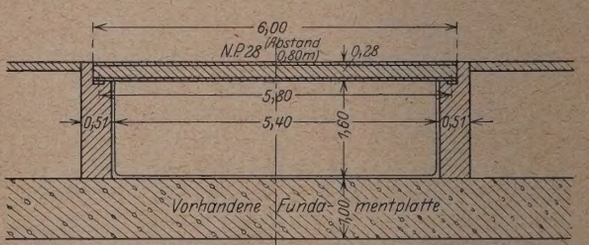


Abb. 2. Resonanzerscheinungen an dem Windansaugekanal einer Gebläsemaschine.

Höhe wegen mit einem wagerechten Roste aus einbetonierten Trägern N.P. 28 abgedeckt worden. Bei jeder Umdrehung der Gebläsemaschine wurde in dem Windkanal durch Ansaugen der Luft zweimal Unterdruck erzeugt, so daß durch die Gegenwirkung des äußeren Luftdruckes periodische Kräfte auftraten, welche die Abdeckung in heftige Schwingungen versetzten. Die Erschütterungen hatten die schädliche Folge, daß an den Auflagerpunkten der Träger der Mörtelputz abbröckelte und als Staub in die empfindlichen Teile des Gebläses (Zylinder, Kolben, Ventile) angesaugt wurde.

Das Trägheitsmoment eines 80 cm breiten Ausschnittes der Abdeckung beträgt, wenn man den Beton als tragend mitrechnet:

$$J = 14 \cdot 7587 + \frac{80 \cdot 28^3}{12} = 253\,000 \text{ cm}^4,$$

$$E = \frac{2\,150\,000}{15} = 143\,400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$g = 0{,}28 \cdot 0{,}80 \cdot 2400 = 540 \text{ kg/m},$$

$$\mu = \frac{5{,}4}{981} = 0{,}0055, \quad l = 5{,}40 + 2 \cdot 0{,}10 = 5{,}60 \text{ m},$$

$$T = \frac{2 \cdot 560^2}{\pi} \sqrt{\frac{0{,}0055}{143\,400 \cdot 253\,000}} = 0{,}0775 \text{ s},$$

$$n = \frac{60}{0{,}0775} = 770 \text{ Schwingungen/min}.$$

Die Erschütterungen der Trägerdecke nahmen mit der Steigerung der Umdrehungszahl der Gebläsemaschine mehr und mehr zu und erreichten den größten Ausschlag bei 70 bis 80 Umdrehungen in der Minute, d. h. bei der höchsten Umdrehzahl der Maschine. Den 75 Umdrehungen der Maschine entsprechen aber nach den obigen Ausführungen 150 Kraftimpulse. Das Verhältnis der Zahl der erregenden Schwingungen zu der Zahl der Eigenschwingungen ist also etwa 1:5. Dieses Rechnungsergebnis läßt Zweifel darüber aufkommen, ob eine Resonanzerscheinung vorliegt. Es wird aber in folgendem nachgewiesen werden, daß die Erscheinungen bei Beispiel I mit einem Verhältnis 1:2 und Beispiel II mit einem Verhältnis 1:5 der Schwingungszahlen durch ganz ähnliche Resonanzwirkungen bedingt sind.

Bevor hierauf näher eingegangen wird, soll an der Hand von Abb. 3 gezeigt werden, wie sich die schädlichen Folgen der

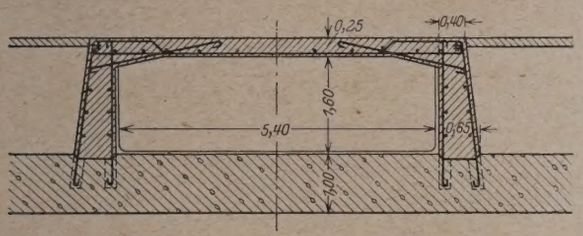


Abb. 3. Windansaugekanal aus Eisenbeton.

Schwingungen im Beispiel II hätten vermeiden lassen. In der Erwägung, daß die Staubbildung lediglich auf die bewegliche Auflagerung der Träger zurückzuführen ist, wäre eine Ausbildung des Windansaugekanals in Eisenbeton mit eingespannter Decke empfehlenswert gewesen. Einmal wird dadurch die Eigenschwingungszahl der Decke wesentlich heraufgesetzt, so daß eine schädliche Resonanz unwahrscheinlich ist, andererseits wird das fugenlos durchgehende Gewölbe keinen Anlaß zur Staubbildung geben.

Die Beispiele I und II haben gezeigt, daß Resonanzwirkungen nicht nur bei gleicher Zahl der erregenden Schwingungen und der Eigenschwingungen eintreten, sondern auch in Fällen, wo die Zahl der erregenden Schwingungen ein Vielfaches der Eigenschwingungen oder umgekehrt beträgt. Die Kraftimpulse der erregenden Schwingungen können entweder abwechselnd nach beiden Richtungen auf die Eigenschwingungen des Systems fallen oder nur in einer Richtung mit den Eigenschwingungen zusammentreffen.

I. Impulse nach beiden Richtungen.

a) Verhältniszahl der Erregerschwingungen zu den Eigenschwingungen 1:1 (in der Akustik Prime), Abb. 4.

Innerhalb einer Eigenschwingung erfolgen 2 Impulse, der eine nach oben, der andere nach unten, mit einem Abstand von ½ Schwingung.

b) Verhältnis der Schwingungszahlen 1:3 (in der Akustik Oktave der Quinte des Grundtones), Abb. 5.

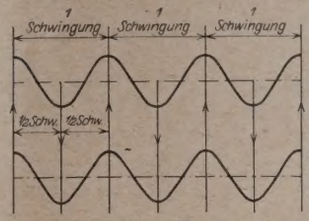


Abb. 4.

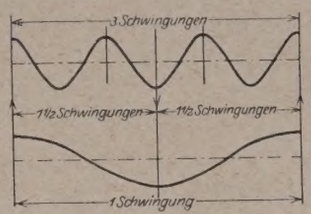


Abb. 5.

Die Impulse folgen in Abständen von 1½ Schwingungen, abwechselnd nach oben und unten.

c) Verhältnis der Schwingungszahlen 1:5 (zweite Oktave der Terz des Grundtones), Abb. 6.

Die Impulse folgen in Abständen von 2½ Schwingungen, abwechselnd nach oben und unten.

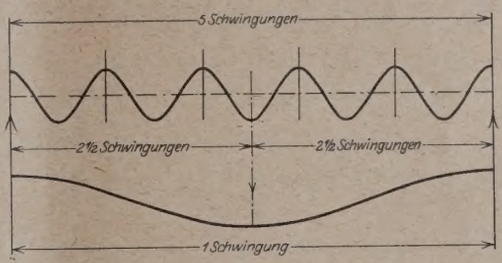


Abb. 6.

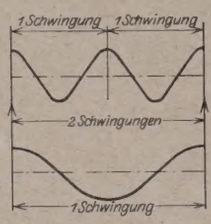


Abb. 7.

II. Impulse nach einer Richtung.

a) Verhältnis der Schwingungszahlen 1:2 (Oktave des Grundtones), Abb. 7.

Die Impulse folgen in Abständen von 2 Schwingungen nach einer Richtung.

b) Verhältnis der Schwingungszahlen 2:3 (Quinte des Grundtones), Abb. 8.

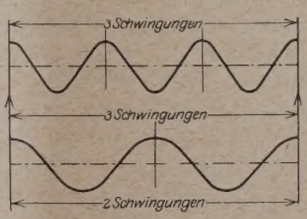


Abb. 8.

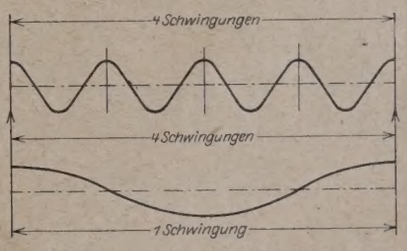


Abb. 9.

Die Impulse folgen in Abständen von Schwingungen nach einer Richtung.

c) Verhältnis der Schwingungszahlen 1:4 (zweite Oktave des Grundtones), Abb. 9.

Die Impulse folgen in Abständen von 4 Schwingungen in einer Richtung.

Ordnet man diese sechs Fälle nach der Häufigkeit der Kraftimpulse, so ergibt sich folgende Tafel:

Verhältnis der Schwingungszahlen	Fall	Abstand der Impulse nach Schwingungen	Intervall	Bemerkungen
1:1	Ia	½	Prime	
1:3	Ib	1½	Oktave der Quinte	
1:2	IIa	2	Oktave	Beispiel I
1:5	Ic	2½	Zweite Oktave der Terz	Beispiel II
2:3	IIb	3	Quinte	
1:4	IIc	4	Zweite Oktave	

In der Tafel liegen die Beispiele I und II dicht nebeneinander. Wenn man bedenkt, daß in Beispiel I die Zahl der erregenden Schwingungen die größere ist, also ihre Wirkung auf die langsame schwingende Masse der Decke verhältnismäßig gering ist, in Beispiel II dagegen die langsameren Schwingungen als Erreger auftreten, also von höherem Einfluß sind als im Beispiel I, so können beide Fälle auf gleiche Stufe eingereiht werden. Die tatsächliche Wirkung gibt dieser Annahme Recht.

Die beiden Beispiele aus der Praxis haben gezeigt, daß nicht nur gleiche Schwingungszahlen der erregenden Ursache und des in Schwingung versetzten Bauteiles, sondern auch Schwingungszahlen, die sich um ein Vielfaches voneinander unterscheiden, Resonanzerscheinungen auslösen. Je größer der Quotient der beiden Schwingungszahlen ist, um so mehr verliert sich ihr gegenseitiger Einfluß. (Vergl. Föppl, Vorlesungen über Technische Mechanik IV, S. 66.)

FLUCHTLINIENTAFELN UND IHRE ANWENDUNG AUF DIE BEMESSUNGSVERFAHREN DES EISENBETONBAUES.

Von Dipl.-Ing. P. Leybold, Geislingen, Stg. (Württbg.).

Unter den verschiedenen graphischen Rechenverfahren zur Lösung technischer Bemessungsaufgaben ist die Anwendung der Fluchtlinientafeln noch viel zu wenig bekannt, so daß eine Betrachtung dieses Verfahrens auch in Baufachkreisen Interesse finden dürfte.

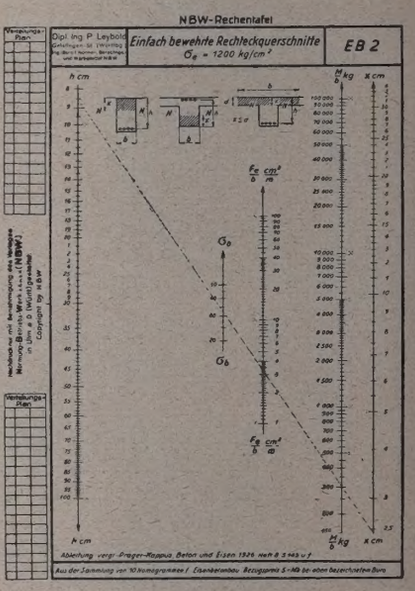
Die Fluchtlinientafeln bestehen aus mehreren meist geradlinigen Skalenträgern, die gewöhnlich parallel verlaufen, und einer Geraden als Ablesekurve.

Die Skalen sind Punktskalen in den verschiedensten Maßstäben, regelmäßigen und unregelmäßigen (häufig logarithmischen).

Gegenüber den weitverbreiteten Netztafeln zeichnen sich die Fluchtlinientafeln durch einfacheren Aufbau, größere Genauigkeit und geringeren Platzbedarf aus. Ihre Anwendbarkeit auf die Wiedergabe auch umfangreicher Formeln legte die Verwendung der Fluchtlinientafeln für die verwickelten Eisenbetonberechnungen nahe, zumal die Zeitersparnis dabei sehr groß ist.

Seit einer Reihe von Jahren sind mehrere Arbeiten veröffentlicht worden, die sich alle mit dem gleichen Problem befassen. Die meisten dieser Nomogramme kranken jedoch daran, daß sie mathematisch genau eine Formel wiedergeben wollen, die nach Art ihrer Ableitung nur ungefähre Geltung besitzt und sich außerdem zur nomographischen Darstellung nicht eignet.

In letzter Zeit ist nun ein Rechentafelwerk von 10 Nomogrammen für den Eisenbetonbau erschienen, deren Verfasser die oben genannten Nachteile vermieden haben [1]). Unter Verzicht auf mathematische Exaktheit wurden die üblichen Formeln durch solche ersetzt, die innerhalb des in Betracht kommenden Bereiches jene ausreichend genau wiedergeben und sich in übersichtlicher Weise darstellen lassen.



Die nebenstehende Tafel zeigt die Bemessung der einfach bewehrten Rechteckquerschnitte für $\sigma_e = 1200$ kg/cm².

Man geht von zwei gegebenen Größen, hier meist dem auf die Breite b bezogenen Moment $\frac{M}{b}$ und der Spannung σ_b aus, um durch Anlegen einer Schiene an die entsprechenden Punkte (gestr. Linie) neben den Schnittpunkten der übrigen Skalen die gesuchten Werte abzulesen. In dieser Weise sind alle einfachen Belastungsfälle für die praktisch vorkommenden Eisen- und Betonspannungen in 10 Tafeln behandelt. Die Genauigkeit der Ablesung ist so groß, daß der Fehler meist nur 2 %, höchstens 5 %, beträgt.

Besondere Ableseschienen dienen zum raschen Ablesen der Tafeln und besitzen eine Vorrichtung, die bei einem gegebenen Festwert eine leichte Einstellung der Schiene gewährleistet.

[1]) 10 Nomogramme für den Eisenbetonbau von Dr.-Ing. Prager und R. Kappus, Darmstadt 1926, Verlag NBW Dipl.-Ing. Paul Leybold, Geislingen Stg., Württemberg. Preis RM. 6,—.

ZUM 80. GEBURTSTAG DES GEHEIMEN BAURATES FRIEDRICH LENZ.

Am 9. November dieses Jahres beging Geheimrat Friedrich Lenz seinen 80. Geburtstag. Bei der hohen und weit über die Grenzen der engeren Heimat hinaus gewürdigten Lebensarbeit dieses deutschen Ingenieurs ist es wohl angebracht, an diesem Tage seiner hervorragenden Tätigkeit im Interesse der deutschen Klein- und Nebenbahnen, deren Entwicklung er maßgebend beeinflußt hat, zu gedenken und sich im gleichen Sinne seiner Tätigkeit in den ehemaligen deutschen Kolonien zu erinnern, deren Emporblühen er in bedeutsamem Maße durch den Bau unserer kolonialen Eisenbahnen gefördert hat.

Friedrich Lenz wurde im Jahre 1846 in Pflugrade bei Gollnow geboren, widmete sich auf der ehemaligen Gewerbeakademie in Berlin dem Studium des Ingenieurbaufaches und trat weiterhin als Ingenieur bei der Stettin-Stolper Eisenbahn ein. Im deutsch-französischen Kriege nahm er an der Schlacht von Gravelotte teil, wurde hier schwer verwundet und mußte als Invalide in die Heimat zurückkehren. Hier erkannte er mit Recht, daß die wirtschaftliche Entwicklung der Heimat in erster Linie durch den Bau von Eisenbahnen bewirkt werden müsse, und von diesem Gedanken geleitet, begann er zunächst in Pommern und Mecklenburg ein umfangreiches Bahnnetz auszubauen: in Pommern die Altdamm-Kolberger Bahn, in Mecklenburg die Linien Güstrow—Plau, Wismar—Rostock, Gnoien—Teterow, Plau—Meyenburg, Doberan—Heiligendamm, Güstrow—Plaaz, Wismar—Karow. Bis zum Jahre 1880 betrieb er diese Privatbahnen selbst, die dann von der mecklenburgischen Regierung übernommen wurden. Als weiterhin die preußische Regierung im Jahre 1892 das Kleinbahngesetz erließ, war Friedrich Lenz wiederum einer der ersten, der seine Hilfe und seine reichen Erfahrungen zum Ausbau eines großzügigen Kleinbahnnetzes in Preußen in den Dienst der Allgemeinheit stellte; allein in Pommern entstanden unter seiner Leitung Bahnen von 1350 km Länge. Eine unmittelbare Folge dieser umfassenden Tätigkeit und des großen durch sie geschaffenen, weit verzweigten Organisationswerkes war die Gründung einer G. m. b. H. im Jahre 1892, aus der sich weiter-

hin im Jahre 1893 die Ostdeutsche Eisenbahn-Gesellschaft in Königsberg in Ostpreußen, 1895 die Westdeutsche Eisenbahn-Gesellschaft in Köln entwickelten — Unternehmungen, deren Träger und Seele Friedrich Lenz selbst von Anfang bis zu Ende war. Bis zum Beginn dieses Jahrhunderts wurden unter seiner Leitung etwa 4600 km Bahnen in Deutschland gebaut und in Betrieb genommen.

Mit gleicher Kraft und Hingabe widmete sich Friedrich Lenz in der Folgezeit der Entwicklung der deutschen Kolonien, deren Eisenbahnnetz bis zum Jahre 1905 einen nur langsamen Fortgang aufzuweisen hatte. Hier war es zunächst seinem Eintreten bei den maßgebenden Stellen zu danken, daß die erforderlichen Mittel bewilligt und auch eine angemessene Verzinsung des im Bahnbau niedergelegten Kapitals zugesichert wurde. Nach einem auf der Usambarabahn glänzend gelungenen Versuche mit der Einführung des Privatbetriebes seitens der Regierung schuf Lenz im Jahre 1906 die 140 km lange Bahn Lüderitzbucht—Kubub, eine Arbeit, die trotz fast unüberwindlich erscheinender Schwierigkeiten in der verhältnismäßig kurzen Zeit von neun Monaten erledigt wurde. Als Dank für diese glänzende Ingenieurleistung erfolgte seitens der Reichsregierung seine Ernennung zum Geheimen Baurat. In der Folgezeit entstanden unter seiner Führung die Togo- und die Kamerunbahn; ihnen folgte der Ausbau der ostafrikanischen Eisenbahnen.

Für Friedrich Lenz war es ein schwerer Schlag, als mit Kriegsende die deutschen Kolonien verloren gingen und hiermit ein großer Teil seiner Lebensarbeit seinem Vaterlande zunächst nicht mehr nutzbar gemacht werden konnte. Der Umsturz veranlaßte Friedrich Lenz, sich von seinen Unternehmungen zurückzuziehen. Seitdem lebt er in stiller Weltabgeschiedenheit auf seinem pommerschen Landsitz, von hier aus aber mit seinem reichen Wissen und Können und seinen hervorragenden Erfahrungen im Kleinbahnbau die von ihm gegründeten Gesellschaften nach wie vor unterstützend.

Möge es dem 80jährigen, hervorragenden Ingenieur vergönnt sein, es noch zu erleben, daß die von ihm geschaffenen großzügigen Anlagen in unseren ehemaligen deutschen Kolonien wiederum Eigentum des Reiches werden, und daß die gewaltigen Bahnanlagen in der Heimat, Kinder seines Geistes, sich in Zukunft weiter glücklich fortentwickeln und zum wirtschaftlichen Aufschwung unserer Heimat auch an ihrem Teile beitragen. M. F.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Einiges über Rammungen.

Von Oberbaurat F. Lang, Hamburg.

Selbst in einschlägigen Fachkreisen wird das Wesen einer Rammung in den Einzelheiten oftmals noch nicht vollwertig erfaßt und die Rammarbeit als eine sehr einfache und plumpe, sozusagen als eine rohe Prügelarbeit angesehen, die einer peinlichen Vorbereitung und exakter Maßnahmen nicht bedürfe.

Nicht zuletzt erstreckt sich diese durchaus irrige Auffassung auf die Her- und Zurichtung des zu rammenden Materials, wobei besonders bei den Pfahl- und Spundwandspitzen stark gesündigt wird, und ich diese heute einer kleinen Kritik unterziehen möchte.

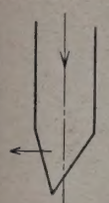


Abb. 1.

Die Verkennung der Bedeutung der Spitzen, d. h. ihren außerordentlichen Einfluß auf den ganzen Rammvorgang, ist, wie man sich auf Baustellen allerorten überzeugen kann, stark verbreitet, und ein gut Teil von Pfahlbrüchen und Verrammungen ist fraglos auf eine unsachgemäße und leichtfertige Anspitzung zurückzuführen.

Die Spitze ist dazu da, den von den Pfählen zu verdrängenden Boden auseinanderzukeilen, d. h. sie dient als regelrechter Keil, als Bodenmeißel. Ein Keil wirkt bekanntlich aber nur axial, wenn er absolut symmetrisch hergerichtet ist. Kleine Verschiedenheiten in den Keilflächen bedingen schon ein verstärktes Eindringen nach dieser oder jener Seite, worauf, je nach dem Verwendungszweck, die bekannten Meißelkonstruktionen beruhen. Bei einer Pfahlspitze ist es nicht anders. Eine einfache Kräftezerlegung zeigt schon, wie bei ungleicher Flächenneigung die nach der Seite drängende Horizontalkraft bei zunehmender Unsymmetrie wächst. Ist daher die Spitze, wie Abb. 1 zeigt, unsymmetrisch angeschärft (etwas verzerrt gezeichnet), so weicht sie unweigerlich nach den Gesetzen der Mechanik nach der Seite der steileren Keilneigung aus, wobei bei der einmal angenommenen Richtungsänderung im weiteren Verfolg des Rammens das Abdrängen des Pfahles immer mehr zunimmt. Die Folge davon ist, daß der Rammschlag, wie in Abb. 2 angedeutet, ein stark konzentrischer wird und in Verbindung mit den schon vorhandenen Biegungsspannungen des Pfahles dieser zu Bruch gehen muß. Sind die zu durchrammenden Bodenschichten leichterer Art und nachgiebig, so wird es zwar nicht immer zur Katastrophe kommen, sondern ein Verrammen und Verziehen des Pfahles eintreten. Während dies bei einzelnstehenden Pfählen vielfach in Kauf genommen werden kann, ist dagegen ein Verrammen bei Spundwänden von schwerwiegender Bedeutung. Das Abplatzen der Spundwandfedern, das Verkanten und Verziehen der Bohlen mit den so überaus üblen, oft kaum und nur mit schweren Opfern wieder gutzumachenden Folgeerscheinungen des Undichtwerdens usw. ist fraglos zu einem erheblichen Teil auf das unachtsame, ungleichmäßige Anspitzen zurückzuführen. — Es sind nach meinen Erfahrungen und Beobachtungen viel weniger im Boden lokal eingelagerte Hindernisse, die ein Verziehen der Bohlen, ein Abspringen der Federn u. w. d. a. verursachen, als vielmehr die unsymmetrischen, auf Ungleichmäßigkeit der Keilflächen empfindlich reagierenden Spitzen, die von Rammanfang bis zu Rammende, also im ganzen Rammverlauf, ein fortgesetztes und hartnäckiges Bestreben zeigen, die Bohlen usw. aus der Rammneigung herauszudrängen. Ist doch auch andererseits bekannt, daß nicht ganz schnurgerechte, etwas gewundene Pfähle beim Rammen wandern, und daß erfahrene Rammeister es verstehen, derartige Pfähle so unter die Ramme zu bringen, daß jene in der Endstellung ihre richtige Lage erhalten. Es soll damit nur allgemein gesagt werden, daß kleine Abweichungen in Form und Flucht der Hölzer die Rammung in der besprochenen Art erheblich beeinflussen. — Bei Eisenbetonpfählen und Spundbohlen, die ungleich vorsichtiger behandelt werden müssen als die zäheren und elastischeren Rammhölzer, ist doppelte Sorgfalt und Genauigkeit geboten. Mir sind viele Eisenbetonbohlen zu Gesicht gekommen, die erstaunlicherweise erhebliche, kraß in die Augen springende Spitzenfehler der genannten Art aufwiesen, und ein erklecklicher Teil der mir bekanntgewordenen Fehlrammungen (sowohl Bruch wie Verrammungen) ist ohne Zweifel auf diese Umstände zurückzuführen.

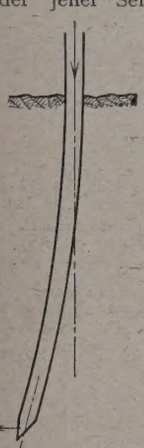


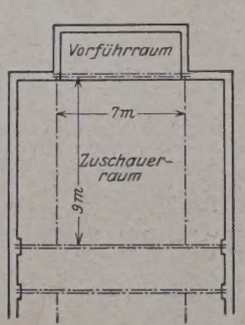
Abb. 2.

Da die Eisenbetonbohlen und Pfähle auf eigens hergerichtetem Podium in Schalungen hergestellt werden, so sollten die besagten Formfehler wahrlich nicht vorkommen, und gerade die Eisenbetonfirmen sollten im schweren und nicht immer glücklichen Konkurrenzkampf mit den Holzrammfirmen alles daransetzen, ein in jeder Beziehung einwandfreies Material auf den Baumarkt zu bringen. Wo eine Rammung je nach Art der Bodenschichtung, je nach Art und Umfang von im Boden eingelagerten Hindernissen und Steinen usw. sowieso mit Schwierigkeiten und Zufälligkeiten aller Art zu rechnen hat, sollte wenigstens betreffs des Materials alles vermieden werden, was die Erschwernisse und unliebsamen Überraschungen noch vermehren könnten.

Auf peinlichste Symmetrie der Spitzen kann daher gar nicht Wert genug gelegt werden, und es trifft hier vollinhaltlich der alte Spruch zu: „Kleine Ursachen — große Wirkungen!".

Die Berechnung der Eisenbetonplatten und der § 14, 7 der Bestimmungen.

Die Theorie von Dr. Marcus bedeutet einen wesentlichen Fortschritt in der Berechnung der Eisenbetonplatten, da man gegenüber der früheren Berechnung kreuzweise armierter Platten viel vorteilhaftere Querschnitte erhält. Sehr hinderlich steht der Ausführung jedoch der § 14,7 der ministeriellen Bestimmungen im Wege, welcher bestimmt, daß die Plattenstärke bei kreuzweiser Bewehrung mindestens $^1/_{30}$ der kürzeren Stützweite bei frei aufliegenden Platten und $^1/_{40}$ bei kontinuierlichen Platten betragen muß.



Unter Berufung auf diese Bestimmung wurde die mit 10 cm berechnete Stärke von Platten für eine Kellerdecke auf 13 cm erhöht.

Kürzlich hatte ich ferner für die Erweiterung eines hiesigen Lichtspieltheaters eine nicht begehbare Dachdecke mit Asphaltbelag zu berechnen; für das Mittelfeld nach Grundriß S. 971 genügt eine Plattenstärke von 13 cm, während nach der angezogenen Bestimmung eine Mindeststärke von $^1/_{40} \cdot 7{,}00$ m = 17,5 cm erforderlich wird; da bei dieser Deckenstärke die Ausführung teurer wird als eine Trägerdecke, wurde eine solche ausgeführt.

Eine Änderung der Bestimmung in der Weise, daß die kreuzweise bewehrte Platte auch noch für größere Spannweiten Anwendung finden kann, würde sicher im allgemeinen Interesse liegen. Für einfache bewehrte Platten muß bei freier Auflagerung die Mindeststärke derselben $^1/_{27}$ der Stützweite betragen; bei gleicher Durchbiegung wären für die kreuzweise bewehrten Platten (für $l_x = l_y$) die entsprechenden Zahlen $^1/_{38}$ bzw. $^1/_{54}$. Dipl.-Ing. Otto Hausen, Wiesbaden.

Auf die Zuschrift von Herrn Dipl.-Ing. Otto Hausen habe ich folgendes zu erwidern:

Die Frage, ob das Verhältnis der nutzbaren Querschnittshöhe zur Spannweite bei kreuzweise bewehrten Platten das gleiche wie bei einfach bewehrten sein müßte, ist auch bei den Beratungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton gestreift worden. Soweit mir erinnerlich, waren bei den früheren Bestimmungen nicht allein statische Gründe für die Wahl dieses Verhältnisses maßgebend, sondern eher praktische Erwägungen, welche dahin zielten, eine übermäßige Schwächung der Platte, welche bei der geringsten Verschiebung des Eisengeflechts eine erhebliche Steigerung der Formänderungen und der Beanspruchungen zur Folge haben könnte, tunlichst zu verhindern. Die gleiche Überlegung war erst recht bei den kreuzweise bewehrten Platten, die bei gleicher Belastung und gleicher Spannweite viel kleinere Momente aufweisen und daher nur eine geringere Querschnittshöhe erfordern würden, zu beachten.

Wollte man für die Querschnittsbemessung lediglich statische Erwägungen gelten lassen, so müßten die folgenden Gesichtspunkte in Betracht gezogen werden:

Bei einem gleichmäßig belasteten, einfachen Balken mit rechteckigem Querschnitt aus homogenem Baustoff besteht bekanntlich zwischen Spannweite, Querschnittshöhe, Durchbiegung und Spannung die Beziehung:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{l}{h}$$

Für eine ringsum aufliegende quadratische Platte gilt andererseits für $m = \infty$ die Gleichung:

$$\frac{\delta}{l} = \frac{1}{5} \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \frac{l}{h}$$

Aus diesen beiden Formeln erkennt man, daß bei gleicher Beanspruchung und bei gleichem Verhältnis von Spannweite zu Querschnittshöhe die verhältnismäßige Durchbiegung eines Balkens fast die gleiche wie bei einer Platte ist. Will man also bei den beiden Gebilden die gleiche Steifigkeit bei gleicher zulässiger Beanspruchung erzielen, so müßte für die Platte das gleiche Verhältnis von Spannweite zu Querschnittshöhe wie für einen Balken gefordert werden.

Die beiden Gleichungen lassen im übrigen erkennen, daß eine bestimmte Steifigkeit ebenso durch eine Verminderung der zulässigen Beanspruchung wie auch durch eine Vergrößerung der Querschnittshöhe erzielt werden kann. Es wäre daher folgerichtig, bei Decken, die nur eine geringe Belastung zu tragen haben, und bei denen somit die höchste zulässige Beanspruchung nicht erreicht wird, bei abnehmenden Beanspruchungen auch kleinere Nutzhöhen zu gestatten. Aus diesem Grunde ist beispielsweise im § 14, Ziffer 9 der neuen Bestimmungen bei Pilzdecken eine kleinere Nutzhöhe für die Dachdecken als für die übrigen Geschoßdecken zugelassen worden, eine Bestimmung, die sich auch mit den amerikanischen Vorschriften deckt.

Man hätte vielleicht ebenso für die übrigen kreuzweise bewehrten Decken eine ähnliche Unterscheidung gestatten können. Da aber für die Querschnittsbemessung der letzteren viel kleinere Momente als für die Pilzdecken maßgebend sind, erscheint es ratsamer, das Verhältnis von Querschnittshöhe zu Spannweite durchweg vorsichtiger zu wählen, um auch bei einer etwaigen Ungenauigkeit in der Lage der Bewehrung eine ausreichende Rißsicherheit gewährleisten zu können. Dr. H. Marcus.

Eisenbetonauskleidung des Überlaufkanals der Alouette-Talsperre.

Der Überlaufkanal der Alouette-Talsperre bedurfte wegen des Lehmuntergrundes einer vollständigen Betonauskleidung, die an den meist 4,25 m hohen Böschungen (1:1) 15 bis 30 cm, in der Sohle 23 cm stark und durchweg mit Netzbewehrung ausgerüstet war (Abb. 1). Um dem Druck des frischen Betons auf den Böschungen 1:1 standzuhalten, sind die Schalungen mittels Sprengwerkriegeln (Abb. 2) an Eisenbetonrippen von 40 cm Breite und 30 cm Stärke festgeschraubt worden, die so zeitig vorher eingebettet worden waren, daß sie vollständig erhärtet waren. In den Böschungen kamen Dehnungsfugen an jede zweite Rippe, in der Sohle in 6 und 9 m Abstand und wurden mit Asbestasphalt gedichtet. Der Beton wurde von einer gemeinsamen Mischanlage aus mittels Baugleis verteilt und von den Wagen aus unmittelbar in die Formen geleitet. Die Verbindung beider Ufer vermittelte ein Fördersteg

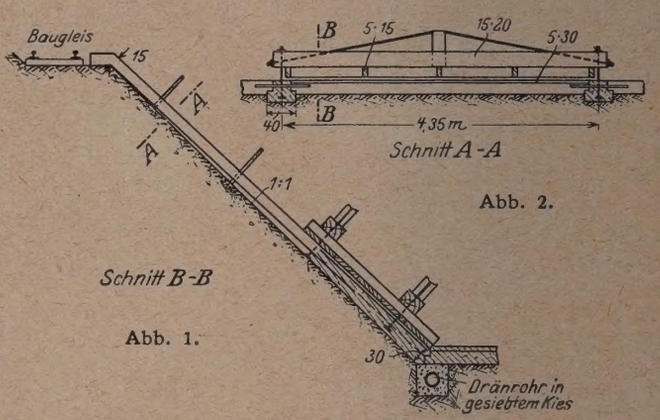


Abb. 2.

Abb. 1.

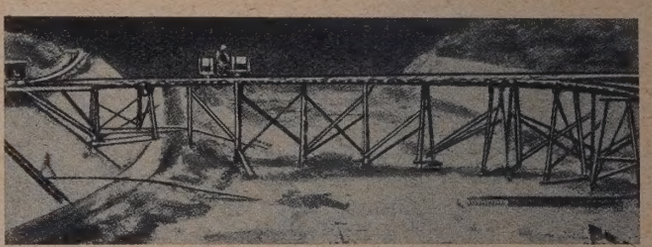


Abb. 3.

(Abb. 3), auf Rohrstücken als Rollen verschiebbar. Das Waschen, Sieben und Mischen für 75 m³ Beton in einer Schicht erforderte nur 7 Mann. Der 11,6 m hohe Absturz des Überlaufkanals ist durch eine stark verkleidete Rutschfläche gesichert und unterhalb durch ein Sturzbett geschützt, 12 m lang und 36 bis 45 m breit, aus Blöcken von 1 m Mindestmaß, durch Bolzen und Drahtseile in beiden Richtungen miteinander verankert und 30 cm mit Beton überdeckt, mit anschließendem schwerem Steinwurf. (Nach Engineering News Record vom 13. Mai 1926, S. 777—778 mit 4 Abb.) N.

Vorträge auf der 57. Hauptversammlung des Zentralvereins für deutsche Binnenschiffahrt. E. V.

Den ersten Vortrag hielt Herr Regierungsbaumeister a. D. Arthur H. Müller, Hamburg, über: „Die Treidelschwebebahn, ein neuer Weg zur Lösung des mechanischen Schiffszuges von fester Bahn." In ihm berichtet er über eine von ihm erfundene Anlage zum Schleppen von Schiffen, die sich hauptsächlich für Kanäle eignet. Über dem Kanal soll eine elektrisch betriebene Schwebebahn gebaut werden, die gewisse Ähnlichkeit mit der Elberfelder Schwebebahn besitzt, jedoch sehr viel leichter aus dünnen Rundeisenstäben gebildet wird, so daß sie in der Anlage nicht teurer wird als eine Ufertreidelbahn. Der Vorzug dieser Überwasserbahn liegt darin, daß sie die Ufer fast gänzlich frei läßt und nicht den Lösch- und Ladeverkehr behindert. Die Führung dieser zweigleisigen Bahn unter Brücken, über Schleusen, Seen usw. macht keine Schwierigkeiten. Die Bedienung der Maschinen erfolgt vom Schiff aus. Mit Hilfe zweier Druckknöpfe kann der Schiffer von seinem Stand am Steuerruder aus sein Schiff vorwärts oder rückwärts ziehen lassen. Auch für Weichenverbindungen der beiden über der Mitte des Fahrwassers hängenden Gleise und Abzweigungen ist gesorgt. Die Umsteuerung der Weichen erfolgt elektrisch vom Schiff aus. Der Betrieb ist in der Weise gedacht, daß an allen Hafenplätzen von der Betriebsgesellschaft oder -verwaltung Maschinen vorrätig gehalten werden, die sich die Schiffe bei Beginn der Reise mieten und sie am Reiseziel wieder abgeben.

Der wesentliche Vorzug einer solchen Schleppanlage besteht nun darin, daß der technische Wirkungsgrad des Zuggetriebes etwa 4—5 mal so hoch ist als der des Schleppdampfers, und daß die reinen Betriebskosten, die im wesentlichen nur in dem Stromverbrauch bestehen, etwa $^1/_{10}$ derjenigen des Schleppdampfers sind. Es ist infolgedessen möglich, mit höherer Geschwindigkeit zu fahren, zumal die nachteilige Einwirkung der Dampferwelle auf die Ufer und die Sohle des Kanales fortfällt. Ein weiterer Vorzug besteht darin, daß jedes einzelne Schiff mit einer solchen Maschine ausgerüstet werden kann, daß infolgedessen die vielen Zeitverluste bei der Bildung und Zerlegung der Schleppzüge beim Durchschleusen und auch die mit

dem Schleppzugbetrieb verbundenen Gefahren wegfallen. Auch der Bau der Kanäle verbilligt sich wesentlich dadurch, daß nur noch Einschiffsschleusen an Stelle der jetzt erforderlichen Schleppzugschleusen zu bauen sind. Ebenso verringern sich die Uferunterhaltungskosten.

Besondere Bedeutung hat das Verfahren natürlich für die süddeutschen Kraftwasserstraßen, aber auch für gewöhnliche Stillwasserkanäle, wie wir sie in Norddeutschland haben, bietet das neue Verfahren außerordentlich große Vorzüge. Die technische Durchführbarkeit eines solchen Systems ist durch eine von der Wasserstraßenbahn-Gesellschaft, Hamburg, ausgeführte Probestrecke erwiesen.

Zweifellos liegen auf dem vom Vortragenden beschrittenen Wege noch gewaltige Entwickelungsmöglichkeiten der Binnenwasserstraßen, so daß die Pläne des Erfinders größtes Interesse der zuständigen Stellen verdienen.

Ausgehend von den Unzulänglichkeiten des Schleppdampferbetriebes führte der Korreferent Regierungs- und Baurat Skalweit, Vorstandsmitglied des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats, Essen, aus, daß das Müllersche Projekt durchaus geeignet erscheine, den Schleppdampfer zu ersetzen, nachdem es gelungen sei, ohne Störung des Uferbetriebes den Zug von fester Bahn aus zu übertragen. Das Verdienst Müllers liege vor allem in der Erfindung seines Träger-Systems, das gerade für diesen Zweck besonders geeignet sei und nicht — wie die Anwendung irgendeines bekannten Träger-Systems die Wirtschaftlichkeit der Anlage in Frage stelle. Obwohl nach dem Ergebnis der im Hamburger Hafen stattgefundenen praktischen Versuche das neue Projekt bereits eine gewisse Reife erreicht habe, sei eine gute Weiterausbildung in größerem Umfange nötig. Die Schwierigkeiten des Systems der Treidelschwebebahn dürften nicht unterschätzt werden. Viel Anleitung und Ausbildung werde es bedürfen, um den Schiffer und sein Personal zu befähigen, in schwierigen Momenten den richtigen Gebrauch von seiner Maschine zu machen. In der Praxis würden noch verschiedene andere Fragen auftreten und es sei nötig, die Versuche auf einer größeren Probestrecke vorzuführen. Regierungsrat Skalweit schloß sich der Bitte des Regierungsbaumeisters Müller an, von allen Seiten, namentlich von seiten des Reiches, die Beschaffung der Mittel für eine derartige Versuchsstrecke zu ermöglichen. Nach seiner Ansicht wird sich die Einrichtung bewähren. Man würde nicht nur billiger, sondern auch schneller fahren können. Die höhere Geschwindigkeit bringe auch eine Ermäßigung der Kahnkosten. Skalweit empfiehlt, mit möglichster Beschleunigung darüber Versuche anzustellen, wie sich Geschwindigkeit und Kanalquerschnitt zueinander verhalten, ferner darüber, mit welcher Geschwindigkeit Fahrzeuge, ohne von einem Dampfer geschleppt zu werden, gefahrlos aneinander vorbeifahren können. Das System des Herrn Müller wird nach Ansicht des Korreferenten insbesondere für die künftigen Kanäle von großer Bedeutung sein, vor allem im Hinblick auf die Bau- und Unterhaltungskosten der Kanäle. Zusammenfassend ist Regierungs- und Baurat Skalweit der Ansicht, daß der Gedanke der Treidelschwebebahn uns in der Wasserstraßen-Technik ein gutes Stück weitergebracht habe und hofft, daß es dem gemeinsamen Streben aller beteiligten Kreise gelingen wird, auch hier der deutschen Technik und der deutschen Binnenschiffahrt zu weiterem Ansehen zu verhelfen.

Generaldirektor Dr. h. c. Ott knüpft in seinen Dankesworten für die Herren Müller und Skalweit an die günstige Beurteilung des Projektes der Treidelschwebebahn durch den Korreferenten an, die hoffen lasse, in der neuen Erfindung ein brauchbares Mittel zur stärkeren Herabminderung der Betriebs- und Unterhaltungskosten auf den Kanälen und damit, was das wesentlichste sei, für den Massen-Güterverkehr gefunden zu haben.

In der sich anschließenden Diskussion erinnerte der Geh. Baurat Koß aus Münster i. W. an seine in den letzten Vorkriegsjahren mit der „Wassereisenbahn" angestellten Versuche und das Schicksal seiner Erfindung. Geheimrat Koß, nach dessen Projekt die Fahrschiene bekanntlich unter Wasser liegt, richtete an die Berufenen Stellen die Bitte und den Appell, seine Erfindung wieder aufzugreifen, um in einem größeren Dauerbetrieb ihre Vorzüge und wirtschaftliche Bedeutung beweisen zu können.

Als zweiter Vortrag folgte der des Herrn Ministerialdirektors Gährs über „Das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung und die Ausgestaltung des deutschen Wasserstraßennetzes."

Der Vortragende führte etwa folgendes aus:

Das beängstigende Anwachsen der Arbeitslosenziffer (zur Zeit noch über 1,6 Millionen) im vorigen Herbst und Winter zusammen mit der Überzeugung, daß für eine Reihe von Jahren noch sicher mit starker Erwerbslosigkeit zu rechnen ist, hat die Reichsregierung veranlaßt, eingehend zu prüfen, wie der Zunahme entgegengearbeitet werden könne. Reichstag und Reichswirtschaftsrat befaßten sich ebenfalls mit der Angelegenheit. Alle kamen zu der Überzeugung, daß das Arbeitslosenproblem durch eine Versicherung gegen Arbeitslosigkeit allein nicht zu lösen sei, daß vielmehr produktive Arbeit geschaffen werden müsse durch Ausführung wirtschaftlicher Projekte, wofür die Mittel durch Anleihen aufgebracht werden sollen.

An dem hiernach aufgestellten Arbeitsprogramm sind fast alle Verwaltungszweige beteiligt, Bahnbauten werden ausgeführt, die Berliner Stadt- und Ringbahn wird elektrisiert, Bauten der Reichspost werden beschleunigt, Straßenbauten, Wohnungsbauten und Ödlandkulturen sind vorgesehen. In einem solchen Programm dürfte auch der Ausbau der Wasserstraßen nicht fehlen, da hierbei direkt und indirekt zahlreiche gelernte und ungelernte Arbeiter beschäftigt werden können, weil etwa bis zu 80% der Baukosten auf Löhne entfallen. Die bereits begonnenen Bauten sollen nach Möglichkeit beschleunigt werden. Arbeitsgelegenheit im größerem Umfange können aber nur neue Kanalbauten schaffen, für deren Ausbau die Reichswasserstraßenverwaltung seit längerer Zeit ein Programm verfolgt, in welches mit Rücksicht auf die finanzielle Lage des Reichs nur besonders dringliche Bauten aufgenommen wurden. Neben der Weiterführung einer Reihe begonnener Bauten, unter denen vor allem zu nennen sind der Kanal Wesel-Datteln, Kanal Hamm-Lippstadt, das Hebewerk bei Niederfinow, die Verbesserung der Mittleren Oder unterhalb Breslau, die Verbesserung der Vorflut in der Unteren Oder, der Mittellandkanal Hannover-Peine, sowie der Ausbau des Ihle-Plauer-Kanals umfaßte das Programm an neuen Bauten vor allem die drei großen Wasserstraßen, zu deren Ausbau das Reich durch Staatsverträge verpflichtet war, nämlich den Mittellandkanal von Peine bis Burg nebst Südflügel, den Ausbau des Neckars zunächst bis Heilbronn und die Fortsetzung der Rhein-Main-Donaustraße von Aschaffenburg bis Würzburg. Des weiteren waren in Vorschlag gebracht das Staubecken bei Ottmachau, die Kanalisierung der Weser von Minden bis Bremen, das Reststück des Küstenkanals von Campebis, Dörpen und die Umkanalisierung des Unter-Mains zwischen Mainz und Frankfurt.

Alle diese Bauten, deren Finanzierung bisher auf große Schwierigkeiten stieß, sind durch das Arbeitsbeschaffungsprogramm stark gefördert worden. Die Fortsetzung der beiden süddeutschen Wasserstraßen ist gesichert, ebenso der Bau des Mittellandkanals bis zur Elbe einschließlich deren Überbrückung. Der Südflügel wird zunächst in der Weise ausgebaut, daß die Saalekanalisierung von Halle bis Kreypau und die Anschlußkanäle von Kreypau nach Leipzig und von Bernburg nach Staßfurt-Leopoldshall gleichzeitig mit dem Hauptkanal ausgeführt werden, während die Saale abwärts Halle, die bereits für 400 t-Schiffe befahrbar ist, zunächst in ihrem bisherigen Zustande bleibt. Dadurch wird die Möglichkeit geschaffen, wenigstens mit 400-t-Kähnen nach Leipzig, Staßfurt und Leopoldshall zu kommen. Die Ausführung des Staubeckens bei Ottmachau ist ebenfalls gesichert. Das aufgespeicherte Wasser soll bei unzureichender Wasserführung der Oder deren Wasserstände aufhöhen und susammen mit der Niedrig-Wasserregulierung dauernd eine Fahrwasertiefe unterhalb Breslau von 1,40 m schaffen.

Das Reichskabinett hat ferner dem Ausbau des Küstenkanals von Campe bis Dörpen zugestimmt, allerdings unter dem Vorbehalt, daß auch Preußen sich mit diesem Kanalbau einverstanden erklärt. Für die Kanalisierung der Weser von Minden nach Bremen und für die Umkanalisierung des Unteren Main werden ebenfalls Mittel angefordert. Vor Inangriffnahme dieser Bauten sollen aber noch die gesetzgebenden Körperschaften des Reiches gehört werden. Endlich wird mit Hilfe der produktiven Erwerbslosenfürsorge die Kanalisierung der Lahn unterhalb Limburgs vervollständigt, so daß dann Schiffe von etwa 200 t Tragfähigkeit jederzeit lahnaufwärts bis Limburg gelangen können. Die Ausführung der gesamten Bauten wird Aufwendungen von insgesamt 710 000 000 M erfordern, wozu bei einem Teil der Bauten noch erhebliche Länderbeiträge kommen, stellt also ein großzügiges Bauprogramm dar, das sich aber auf 10 Jahre erstreckt.

In das Bauprogramm konnten naturgemäß nur solche Bauten aufgenommen werden, die entweder sofort oder doch in kurzer Frist in Angriff genommen werden konnten. Über Kanalpläne, die vorläufig nicht in Aussicht genommen werden konnten, ist damit keine Entscheidung getroffen. Aber auch diese Pläne haben durch das Arbeitsbeschaffungsprogramm insofern eine gewisse Förderung erfahren, als die Untersuchungen über die Bauwürdigkeit energischer betrieben werden können, als es bisher möglich war. In diese Kategorie fallen der Aachen-Rhein-Kanal, die Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals, der Hansakanal, die Kanalisierung der Weser oberhalb Minden, sowie der Werra und der Werra-Main-Kanal, die Kanalpläne zwischen Oder und Elbe und der Klodnitz-Kanal. Alle diese Pläne werden weiterhin sorgfältig auf ihre Bauwürdigkeit zu prüfen und technisch zu untersuchen sein. Von dem Ergebnis dieser Prüfungen und Untersuchungen und von der weiteren Entwicklung der wirtschaftlichen und verkehrspolitischen Verhältnisse wird es abhängen, ob und wann sie verwirklicht werden können. Im Anschluß an die Tagung fand eine Besichtigung der umfangreichen Hafen- und Schleusenbauanlagen an der Einmündung des Oder-Spree-Kanals in die Oder statt. Hier nahmen der Leiter des Fürstenberger Neubauamtes, Regierungs- und Baurat Möller und der Regierungs- und Baurat Albrecht eine gruppenweise Führung durch die Bauanlagen vor.

Der bisherige Abstieg der Oder mit seinen drei hintereinander liegenden Schleusen wird ergänzt durch einen kürzeren Umgehungskanal mit einer Zwillings-Schachtschleuse, die das 15 m betragende Gefälle in einem einzigen Hub überwindet. Jede Schleusenkammer hat eine nutzbare Länge von 130 m und eine Breite von 12 m. Als Schleusentore sind am Unterhaupt Hubtore, am Oberhaupt Klapptore vorgesehen. Nach oben und unten schließen sich an die Schachtschleuse geräumige Vorhäfen an, deren Abmessungen den Anforde-

rungen auch dann noch genügen, wenn sich der Verkehr zu Zeiten günstiger Oderwasserstände stoßweise zusammenballt. Das Schleusenmauerwerk wird aus Beton mit Eiseneinlagen hergestellt. Insgesamt werden rd. 130 000 kbm Beton und 5000 t Eisen verarbeitet. Mit den Betonierungsarbeiten wurde im Oktober 1925 begonnen, voraussichtlich wird die Schachtschleuse im Rohbau bis Ende 1926 fertiggestellt.

Die Kanalstrecke von der Schachtschleuse bis zur Mündung in die Oder wird verbreitert, die Mündung an einer sandfreien Stelle neu ausgebaut und durch einen neuen Flügeldeich gegen Hochwasser geschützt.

Der Umgehungskanal ist bis an die Schleusenbaustelle heran fertiggestellt, so daß er zum Antransport der Baustoffe für den Schleusenbau benutzt werden kann.

Die Stadt Fürstenberg hat am östlichen Ufer des Umgehungskanals einen Hafeneinschnitt von 400 m Länge geschaffen, die Erbauung weiterer Hafenbecken ist vorgesehen. Der Hafen liegt überaus günstig zur Wasserstraße und Eisenbahn. Der im Juli 1925 eröffnete Verkehr im Fürstenberger Hafen hat im Monat Juni 1926 bereits 15 000 t erreicht (Ende 1925 etwa 6000 t). Das im Besitz der Stadt Fürstenberg befindliche Hafengelände bietet alle denkbaren Vorteile für die Ansiedlung von Industrie und Handel.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zum Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes.

Der Sozialpolitische Ausschuß des Reichstages hat den Entwurf eines Arbeitsgerichtsgesetzes zum zweitenmal beraten. Er soll nunmehr möglichst schon am 9. oder 10. Dezember dem Plenum des Reichstages vorgelegt werden.

Der Ausschuß hat u. a. beschlossen:

Die Anträge auf Eingliederung der Arbeitsgerichte in die ordentlichen Gerichte sind abgelehnt. Die Antragsteller haben sich vorbehalten, die Anträge im Plenum nochmals vorzubringen. Ein Antrag, die strafrechtlichen Bestimmungen aus Arbeitsangelegenheiten in das Arbeitsgerichtsgesetz einzuarbeiten, wurde zurückgezogen. Der Begriff des Arbeitnehmers im Sinne des Gesetzes hat folgende Fassung erhalten:

„Arbeitnehmer im Sinne dieses Gesetzes sind Arbeiter und Angestellte einschl. der Lehrlinge. Den Arbeitnehmern stehen Personen gleich, die, ohne in einem Vertragsverhältnis zu stehen, im Auftrage und für Rechnung bestimmter anderer Personen Arbeiten leisten (Hausgewerbetreibende und sonstige Arbeitnehmer-ähnliche Personen), und zwar auch dann, wenn sie Roh- oder Hilfsstoffe selbst beschaffen. Arbeitnehmer-ähnliche Personen sind im Verhältnis zu ihren Auftraggebern auch Zwischenmeister, die einen wesentlichen Teil ihres Entgeltes für eigene Arbeit erhalten."

Die Zulassung von Rechtsanwälten in der ersten Instanz wurde abgelehnt. Die Bestimmung über die Zulassung von Verbandsvertretern lautet jetzt:

„Zugelassen sind jedoch Mitglieder und Angestellte wirtschaftlicher Vereinigungen von Arbeitgebern oder von Arbeitnehmern, oder von Verbänden solcher Vereinigungen, die kraft Satzung oder Vollmacht zur Vertretung befugt sind."

Der Ausschuß hat ferner eine Ermäßigung der Gebühren und die Vorschußfreiheit auch für die Berufungsinstanzen beschlossen. Die beantragte Gefängnisstrafe für Beschränkung oder Benachteiligung der Arbeitnehmerbeisitzer durch ihre Arbeitgeber hat der Ausschuß abgelehnt, jedoch dafür die Festsetzung von Geldstrafen beschlossen. Ein Ersatz der Arbeitsgerichte durch vereinbarte Schiedsgerichte soll nur für Tarifstreitigkeiten und für Streitigkeiten von Angestellten, die die Grenze der Versicherungspflicht überschritten haben, zulässig sein. Die gesetzlichen Vertreter von juristischen Personen sollen als Arbeitnehmer dem Arbeitsgericht nicht unterliegen, jedoch seine Zuständigkeit vereinbaren können. Erfinderstreitigkeiten gehören zur Zuständigkeit der Arbeitsgerichte, soweit es sich um Ansprüche auf Entschädigungen aus Erfindungen der Arbeitnehmer handelt. Die Innungsschiedsgerichte kommen in Fortfall. An ihrer Stelle sollen besondere Fachkammern für das Handwerk (Handwerksgerichte) obligatorisch eingeführt werden.

Zu dem letzten Punkt (Handwerksgerichte) liegt eine bestimmte Formulierung noch nicht vor, auch ist die Zuständigkeit dieser Gerichte noch nicht abgegrenzt. Der Beschluß ist von weittragender Bedeutung; für den Fall, daß er auch im Plenum des Reichstages angenommen wird, muß vorher einwandfrei klargestellt sein, daß die Zuständigkeit der Handwerksgerichte auf den Kreis beschränkt bleibt, der bisher den Innungsschiedsgerichten unterstand.

Notstandsarbeiter erhalten keine Erwerbslosenunterstützung. In einem Schreiben an den sächsischen Arbeits- und Wohlfahrtsminister vom 9. November 1926 (Reichsarbeitsblatt 44/26, S. 384) hat der Reichsarbeitsminister darauf hingewiesen, daß an Notstandsarbeiter niemals Erwerbslosenunterstützung gewährt werden dürfe, denn die Gewährung der Unterstützung und die Beschäftigung als Notstandsarbeiter seien zwei getrennte Formen der Erwerbslosenfürsorge. Die Notstandsarbeiter könnten erst dann wieder in den Genuß der Erwerbslosenunterstützung kommen, wenn sie zuvor von der öffentlichen Notstandsarbeit abberufen wurden.

Etwas anderes sei es mit dem Eingreifen der öffentlichen Fürsorge z. B. in dem Fall, wenn ein Notstandsarbeiter infolge von Regentagen einen Ausfall in seiner Vergütung erleidet. Die Bewilligung von Mitteln der öffentlichen Fürsorge setze aber nach §§ 1, 10 der Reichsgrundsätze vom 4. Dezember 1924 (Reichsgesetzblatt I, Seite 765) stets eine Prüfung des Einzelfalles voraus; die Gewährung von Beihilfen ohne Prüfung der Bedürftigkeit sei daher unzulässig. Ein Eingreifen der öffentlichen Fürsorge zur Unterstützung von Notstandsarbeitern komme nur in Betracht, wenn in dem betreffenden Fall eine Bedürftigkeit vorliegt.

Streiks und Aussperrungen im 1. Halbjahr 1926. (Nach Angaben im R. A. Bl. Nr. 38.) Aus den folgenden Übersichten ist zu erkennen, daß sich die Abnahme der Arbeitskämpfe, die kennzeichnend für das Jahr 1925 im Vergleich zu 1924 war, 1926 im verstärkten Maße fortgesetzt hat. Das läßt sich am besten an der Zahl der verlorenen Arbeitstage ermessen: Im 1. Halbjahr 1926 betrug der Verlust an Arbeitstagen infolge wirtschaftlicher Streiks 513 275 gegenüber 3 201 800 im 1. Halbjahr 1925, die Zahl der durch Aussperrungen verlorenen Arbeitstage ging von 1 951 186 im 1. Halbjahr 1925 auf 309 587 in der gleichen Zeit 1926 zurück.

I. Streiks der gewerblichen Arbeiter nach Gewerbegruppen[1]).

Gewerbe	Zahl der Streiks	Zahl der betroffenen Betriebe	Höchstzahl der gleichzeitig Streikenden	Zahl der verlorenen Arbeitstage
Holz- u. Schnitzstoffgewerbe	31	78	2 649	169 535
Industrie d. Steine u. Erden	19	44	1 983	111 063
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	13	19	1 244	57 871
Baugewerbe	33	176	1 557	43 209
Herstellung von Eisen-, Stahl- u. Metallwaren	13	358	1 172	32 912
Eisen- und Metallgewinnung	9	9	596	28 490
Insgesamt	155	920	8 888	511 119
Dagegen im 1. Halbjahr 1925	844	6543	139 042	3 197 569

II. Aussperrungen der gewerblichen Arbeiter nach Gewerbegruppen[1]).

Gewerbe	Zahl der Ausgesperrten	Zahl der betroffenen Betriebe	Höchstzahl der gleichzeitig Ausgesperrten	Zahl der verlorenen Arbeitstage
Maschinen-, Apparate- und Fahrzeugbau	2	2	3 558	161 904
Elektrotechnische Industrie und Feinmechanik	1	18	7 340	88 080
Herstellung von Eisen-, Stahl- und Metallwaren	3	163	1 156	37 395
Industrie der Steine und Erden	3	123	316	9 000
Baugewerbe	3	4	61	776
Insgesamt	21	333	12 589	309 587
Dagegen im 1. Halbjahr 1925	118	4733	85 351	1 945 778

Beide Tabellen zeigen, daß in der erfaßten Zeit nur ein ganz geringer Teil der Arbeitskämpfe in den verschiedenen Gewerbegruppen auf das Baugewerbe entfällt. Der Rückgang gegenüber den Arbeitskämpfen im Vorjahre ist denn auch im Baugewerbe besonders groß: Während 1925 der Anteil des Baugewerbes an der Zahl der durch Streiks verlorenen Arbeitstage 40,3% und an den durch Aussperrungen verlorenen Arbeitstagen 42,4% betrug, lauten die gleichen Verhältniszahlen für das 1. Halbjahr 1926 nur 8,5 und 0,25%. Die Auswirkungen der Tätigkeit des zentralen Lohnschiedsgerichtes für das Baugewerbe, über dessen Gründung vor einem Jahr und dessen verschiedene Sitzungen wir jeweils berichtet haben, kommen in diesen Zahlen scharf zum Ausdruck. (Vgl. „Bauingenieur" Heft 39, S. 761.)

[1]) In diesen Tabellen sind nur die Gewerbegruppen mit den höchsten Zahlen der verlorenen Arbeitstage und außerdem das Baugewerbe angeführt.

Großhandelsindex.

27. 10.	3. 11.	10. 11.	16. 11.	24. 11.	1. 12.
132,4	131,5	133,0	131,8	130,6	130,0

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 2. Dezember 1926.)

Gesetz zur Änderung des preußischen Ausführungsgesetzes zum Finanzausgleichgesetz und der Verordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung. Vom 27. November 1926. (Gesetzsamml. S. 308.)

Bekanntmachung des Gesetzes zur Ergänzung der Abgabengesetze. Vom 25. November 1926. (Gesetzsamml. S. 310.)

Rechtsprechung.

Entscheidung des Reichsgerichts zur Arbeitszeitverordnung. In einer Entscheidung vom 16. November 1926, Aktenzeichen I D 461/26, hat das Reichsgericht zu der Frage Stellung genommen, wann § 11, Absatz 3 der Verordnung über die Arbeitszeit vom 21. Dezember 1923, der die Straflosigkeit des Arbeitgebers bei Überschreitung des Achtstundentages zum Gegenstand hat, Anwendung findet. Der Entscheidung lag folgender Tatbestand zugrunde: Die Direktoren der Leipziger Filiale einer Berliner Großbank waren gegen Vergehens gegen die Arbeitszeitverordnung angeklagt, weil auf ihre Anregung hin 35 Angestellte anläßlich der Semesterschlußarbeiten im Juni 1925 Überstunden geleistet hatten. Das Landgericht Leipzig hatte die Angeklagten freigesprochen, weil es annahm, daß die Angestellten die Mehrarbeit freiwillig und unter „besonderen Umständen" geleistet hätten, was nach § 11, Absatz 3 der Arbeitszeitverordnung erlaubt sei. Die Staatsanwaltschaft hatte gegen dieses Urteil Revision beim Reichsgericht eingelegt. Die Revision wurde damit begründet, die Angeklagten hätten gewußt, daß die Angestellten die verlangte Mehrarbeit hauptsächlich deshalb leisteten, weil auf sie die begründete Furcht vor dem allgemeinen Abbau bestimmend einwirkte. Die Mehrarbeit sei also unter einem Zwange geleistet worden. Der erste Strafsenat des Reichsgerichts hat das Urteil des Landgerichts Leipzig am 16. November aufgehoben und zur anderweitigen Verhandlung und Entscheidung an die Vorinstanz zurückgewiesen. In der Begründung hierzu tritt das Reichsgericht dem Landgerichtsurteil insofern bei, als es auch seinerseits annimmt, daß freiwillige Mehrarbeit vorgelegen habe. Der Begriff der freiwilligen Mehrarbeit stehe im Gegensatz zu der Mehrarbeit, die durch Gesetz oder Tarifvertrag geregelt ist. Es sei aber nicht genügend geprüft worden, ob eine Notlage im Sinne des § 11, Absatz 3 der Arbeitszeitverordnung vorgelegen habe. Das Landgericht soll deshalb erneut prüfen, ob die Angestellten durch eine Notlage gezwungen waren, die Mehrarbeit zu leisten, indem sie bei Verweigerung der Mehrarbeit mit ihrer Entlassung rechnen mußten.

Angestellte, die nach den Vorschriften des Angestelltengesetzes versicherungsfrei, aber krankenversicherungspflichtig sind, unterliegen der Beitragspflicht zur Erwerbslosenfürsorge. Nach § 34, Absatz 1 der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 16. Februar 1924 (Reichsgesetzblatt I, Seite 127) sind beitragspflichtig zur Erwerbslosenfürsorge alle Arbeitnehmer, die auf Grund der Reichsversicherung oder des Reichsknappschaftsgesetzes für den Fall der Krankheit pflichtversichert sind und ihre Arbeitgeber. Auf eine Anfrage an das Reichsarbeitsministerium, ob sich diese Bestimmung auch auf Angestellte beziehe, die nach den Vorschriften des Angestelltenversicherungsgesetzes von der Versicherung befreit sind, aber nach den Bestimmungen der Reichsversicherungsordnung für den Fall der Krankheit pflichtversichert sind, hat der Reichsarbeitsminister in einem Bescheid vom 12. Oktober 1926 (Reichsarbeitsblatt 44/26, Seite 383) den Bescheid gegeben, daß die Beitragspflicht zur Erwerbslosenfürsorge auch in diesem Fall besteht. Demnach unterliegen auch diese Angestellten nach § 34, Absatz 1 der Verordnung vom 16. Februar 1924 der Beitragspflicht zur Erwerbslosenfürsorge.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 4. November 1926.

Kl. 5 d, Gr. 10. H 103 866. Emil Hahne, Essen-Bredeney, Waldeck 10. In das Bremsberggestänge eingeschaltete Bühne zum Wagenwechsel zwischen Bremsberg und Abbaustrecke. 14. X. 25.

Kl. 19 a, Gr. 28. L 61 233. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Zwängrollenaufhängung für Gleisrückmaschinen. 22. IX. 24.

Kl. 20 k, Gr. 7. H 106 518. Gustav Hagenmeyer, Berlin, Raumerstraße 16. Befestigung der für die leitende Überbrückung der Fahr- und Stromschienenstöße erforderlichen Schienenverbinder. 12. V. 26.

Kl. 65 a^{11}, Gr. 7. G 63 334. Jakob Graff, Duisburg-Meiderich, Hafenbecken 2. Schleppwinde mit Trossenwinde, Trossenklemme und Schleppkamm für Schleppdampfer. 2. II. 25.

Kl. 65 b^1, Gr. 5. H 100 940. R. Hitzemann, Jungfrauthal 15, u. P. H. van Wienen, Rothenbaumchaussee 235, Hamburg. Verfahren zum Bergen gesunkener Schiffe mittels eines mit einem verschließbaren Zylinder versehenen Dockschiffes. 10. III. 25.

Kl. 65 b^1, Gr. 5. H 100 941. R. Hitzemann, Jungfrauthal 15, u. P. H. van Wienen, Rothenbaumchaussee 235, Hamburg. Hebedock mit Zugausgleichvorrichtung für die zum Heben des Wrackes dienenden Trossen. 10. III. 25.

Kl. 80 a, Gr. 7. A 45 518. Austro-American Magnesite Company (Österreichisch-amerikanische Magnesitgesellschaft) G. m. b. H. u. Konrad Erdmann, Radentheim, Kärnten; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Verfahren und Vorrichtung zum Mischen von langfaserigen Stoffen mit Zement. 20. VII. 25. Österreich 24. XI. 24.

Kl. 80 c, Gr. 14. D 46 751. Helene Dormann, geb. Robrahn, Rolf Dormann u. Inge Dormann, Berlin, Thomasiusstr. 26. Verfahren und Vorrichtung zum Brennen von Portlandzement u. dgl. im Drehofen. 4. XII. 24.

Kl. 81 e, Gr. 87. B 124 498. Walter Berger, Berlin-Friedenau, Sponholzstr. 34. Mechanische Schaufel mit vom Hubwerk bewegter drehbarere Schaufelmulde. 13. III. 26.

Kl. 81 e, Gr. 124. D 47 662. Deutsche Maschinenfabrik A.-G., Duisburg. Entladeanlage für Großraumgüterwagen in Schiffe. 26. III. 25.

Kl. 81 e, Gr. 126. L 65 770. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Auf Schienen oder Raupenketten parallel zur Haldenkante fahrender Absetzapparat. 4. V. 26.

Kl. 84 a, Gr. 1. B 115 069. Karl Julius Baer, St. Louis, V. St. A.; Vertr. Dr. S. Hamburger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zum Austiefen oder Schiffbarmachen von fließenden Gewässern durch Einengen der Strömung zwischen Spülschiffen o. dgl. 1. VIII. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. E 31 881. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Einrichtung zum Auftauen des an der Hohlwelle von Wehrverschlüssen entstandenen Eises. 15. 1. 25.

Kl. 84 a, Gr. 3. M 84 536. Dipl.-Ing. Gustav Markowitz, Wiesbaden, Herderstr. 17. Selbsttätiges versenkbares Schwimmschütz. 9. IV. 24.

Kl. 85 c, Gr. 6. B 117 718. Heinrich Blunk, Mozartstr. 7 u. Dr.-Ing. Max Prüß, Semperstr. 6, Essen. Verfahren zur beschleunigten Schlammfaulung. 19. I. 25.

Kl. 85 c, Gr. 6. G 66 264. Dr. Eugen Geiger, Karlsruhe i. B., Beiertheimer Allee 70. Abspritzvorrichtung für Siebbänder; Zus. z. Pat. 425 919. 13. I. 26.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 44 vom 4. November 1926.

Kl. 19 a, Gr. 6. 437 375. Francisco Perez de los Cobos y Gerda u. Vicente Ysern y Dominguez, Valencia, Spanien; Vertr.: Pat.-Anw. Dipl.-Ing. J. Tenenbaum u. Dipl.-Ing. Dr. H. Heimann, Berlin SW 68. Eisenbahnschwelle aus durch Spurhalter verbundenen Eisenbetonklötzen. 11. XII. 24. P 49 270.

Kl. 19 a, Gr. 14. 437 376. The M. B. Rail Anchor Proprietary Ltd., Melbourne, Victoria, Australien; Vertr.: Dipl.-Ing B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Einteilige Schienenklemme mit einem Stützarm und den Schienenfuß übergreifenden Lappen zur Verhütung des Schienenwanderns. 24. VI. 23. M 81 778. Australien 12. IX. 22.

Kl. 19 a, Gr. 28. 437 163. Dr.-Ing. Otto Kammerer, Charlottenburg, Lyckallee 12 u. Wilhelm Ulrich Arbenz, Zehlendorf, Wannseebahn, Sophie-Charlotten-Str. 11. Gleisrückmaschine; Zus. z. Pat. 363 593. 22. VIII. 24. K 90 680.

Kl. 19 a, Gr. 28. 437 329. Friedrich Martin, Neu-Rössen. Gerät zum Ausrichten niedergefahrener, eingebauter Schienenstöße. 18. II. 25. M 90 874.

Kl. 20 i, Gr. 11. 437 264. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Elektrisches Stellwerk für Weichen und Signale. 21. V. 25. S 70 101.

Kl. 20 i, Gr. 15. 437 330. Ernst Hese, Unna i. Westf., Morgenstraße 49/51. Einrichtung zum selbsttätigen Verteilen von Förderwagen von einem Sammelgleis aus auf mehrere Anschlußgleise mittels einer Weiche. 25. XI. 24. H 99 329.

Kl. 20 i, Gr. 28. 437 265. Siemens & Halske, Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Blockfeld mit Gleich- und Wechselstrombetrieb. 1. III. 25. S 69 046.

Kl. 37 f, Gr. 1. 437 282. Gaston Couture-Laffas, Le Vésinet, Seine & Oise; Vertr.: M. Mintz, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Bauweise für Schaustellungssäle. 8. X. 25. C 37 270.

Kl. 37 f, Gr. 5. 437 129. Siemens-Bauunion G. m. b. H. Komm.-Ges., Berlin. Fabrikschornstein. 9. XI. 23. S 64 257.

Kl. 37 f, Gr. 8. 437 130. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Gekrümmtes Drehtor für Luftschiffhallen. 5. X. 24. M 86 609.

Kl. 65 a[11], Gr. 1. 437 309. Arthur H. Müller, Blankenese, Bismarckstraße 9. Anlage zum Schleppen von Schiffen auf Binnenwasserstraßen. 1. XII. 25. M 92 292.

Kl. 80 a, Gr. 8. 437 440. James Mitchell Thomas Johnston, London; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn, Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Maschine zur Herstellung von Straßenbaumaterial. 12. VII. 25. J 26 396. Großbritannien 15. VII. 24.

Kl. 80 b, Gr. 1. 437 398. Hermann Dinkelspiel, Mannheim, N. 5, 1. Verfahren zur Herstellung widerstandsfähiger Straßenbauten; Zus. z. Pat. 427 771. 11. XI. 25. D 49 157.

Kl. 80 b, Gr. 3. 437 242. Fa. Fried. Krupp Grusonwerke Akt.-Ges. Magdeburg-Buckau. Verfahren zur Herstellung von Tonerdeschmelzzement. 8. IV. 25. K 93 773.

Kl. 80 b, Gr. 3. 437 186. Urbain Bellony Voisin, Cette, Frankr.; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung ungefärbter Tonerde-Kalksteinzemente; Zus. z. Pat. 427 895. 30. IV. 25. V 20 689.

Kl. 80 b, Gr. 5. 437 399. Gelsenkirchener Bergwerks-A.-G., Abteilung Schalke u. Emil Opderbeck, Wildenbruchstr. 78, Gelsenkirchen. Vorrichtung zum Trockenkörnen von flüssiger Schlacke; Zus. z. Pat. 415 230. 27. III. 25. G 63 866.

Kl. 80 b, Gr. 8. 437 187. Dr. Johann Jakob Seebach, Zürich, Schweiz; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. D. Landenberger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinen; Zus. z. Pat. 417 360. 15. XI. 25. J 26 885.

Kl. 80 b, Gr. 9. 437 188. Paul Stauß, Peitz. Zwischendeckfüllmaterial und Verfahren zu dessen Herstellung. 27. VI. 25. St 39 783.

Kl. 80 b, Gr. 21. 437 190. Karl Siedlaczek, Ratibor. Verfahren zur Herstellung von mehrschichtigen Kunststeinplatten für Gehwege. 7. IV. 25. S 69 544.

Kl. 80 b, Gr. 23. 437 243. Spezialfabrik für Farbenzerstäuber, G. m. b. H., Berlin. Verfahren zur Herstellung von Wand- u. dgl. Platten. 4. VII. 24. S 66 444.

Kl. 80 b, Gr. 25. 437 191. Fa. Boer & Batz, Essen-Stoppenberg, u. Johannes Daub, Essen, Lindemannstr. 11. Verfahren zur Herstellung von Walzasphalt. 26. I. 26. B 123 810.

Kl. 84 c, Gr. 2. 437 247. Franz Bublitz, Königsberg i. Pr., Korinthendamm 2. Verbindungsmuffe zum Aufpfropfen von Holzpfählen. 10. II. 25. B 118 093.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Teubners Handbuch der Staats- und Wirtschaftskunde. Erste Abteilung. Staatskunde. Zweiter Band. 2. Heft. Verfassung und Verwaltung des Reiches und der Länder von Dr. W. Jellinek, Professor an der Universität Kiel. Verlag B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1925. (138 Seiten, Preis RM 5.—.)

Eine notwendige Ergänzung und Fortsetzung des in dieser Zeitschrift besprochenen Werkes von Geheimrat Professor Dr. Schmidt über Wesen und Entwicklung des Staates ist die als 2. Heft des zweiten Bandes desselben Handbuches soeben erschienene Arbeit Professor Dr. W. Jellineks: Verfassung und Verwaltung des Reiches und der Länder. Professor Dr. Schmidt gibt uns eine rechtsphilosophische und rechtspolitische Darlegung der staatsrechtlichen Grundbegriffe und Voraussetzungen des Staates sowie der Auswirkung seines Wesens und zeigt uns in großen Zügen die Entwicklung der Staatenwelt in ihrem Gesamtverlauf. Professor Dr. W. Jellineks Buch dagegen bietet uns eine auf Grund der neuesten Gesetze in flüssiger Sprache geschriebene systematische Darstellung des jetzt geltenden Staatsrechts und Verwaltungsrechts des Reiches und einiger wesentlicher Bestimmungen des Staatsrechts und Verwaltungsrechts der Länder. Zum besseren Verständnis des gegenwärtigen Rechtszustandes wird mit wenigen Strichen die geschichtliche Grundlage, aus der dieser Rechtszustand erwachsen ist, aufgezeigt. Wir erkennen dabei, wie sich die Verfassungsurkunde von Weimar an die Reichsverfassung von 1871 anlehnt, mit ihr da und dort übereinstimmt, andererseits aber auch ihren entscheidenden Unterschied. Bei aller höchsten Bewunderung der gewaltigen Größe Bismarcks in Geist und Willen müssen wir uns doch überzeugen von den selbstverständlichen Mängeln, von der Einseitigkeit der alten ruhmreichen Verfassung und verstehen deshalb die durch die geschichtlichen Ereignisse gegebene innere Notwendigkeit der neuen Verfassung, ja auch ihre Vorzüge. Ihre Rechtsgültigkeit kann auch nach Professor Jellineks Ausführung nicht angezweifelt werden. „Die mißglückte Revolution gefährdet und stört die alte Ordnung und ist deshalb als Hochverrat strafbar. Die geglückte Revolution zerstört die alte Ordnung, setzt aber an deren Stelle eine neue. Kann sich die alte Ordnung nicht mehr halten, so rettet die revolutionäre Gruppe, indem sie die Macht an sich reißt, den Staat vor der völligen Auflösung. Bejaht man also den Staat und stellt ihn als Hüter der Ordnung höher als seine zufällige Staatsform, so kann man getrost das durch die Revolution geschaffene Recht anerkennen, mag man die Revolution selbst noch so sehr bedauern." (S. 15.) Mit der Verfassung von Weimar läuterte sich das Deutsche Reich aus der Diktatur des Proletariats wieder zum Verfassungsstaat und vertauschte den befleckten Kittel des Straßenkämpfers mit dem sauberen Rock des ordnungsliebenden Bürgers.

Diese neue Verfassung in ihren Grundzügen zur lebendigen Darstellung und tieferem Verständnis zu bringen, ist der erste und überwiegende Teil der Arbeit gewidmet. Einleitend setzt sich der Verfasser mit verschiedenen Benennungen und Hoheitszeichen der Reichsverfassung (Republik, Reichsfarben) auseinander, oft würzend durch feine Kritik der neuen Bekleidung. Er erörtert die Rechtsnatur des Reiches, seine Zuständigkeit zu Gesetzgebung und Verwaltung, das Rechts- und Gewaltverhältnis zwischen Reich und Ländern. Professor Jellinek kommt dabei zu dem Ergebnis: die „Länder" sind auch jetzt noch Staaten, wenn auch nicht souveräne, das Reich ist deshalb auch heute noch ein Bundesstaat, nicht ein Einheitsstaat, dessen „Länder" staatsrechtlich als Provinzen anzusehen wären. Scharfsinnig und lehrreich werden die Fragen behandelt, welchen Umfang das Reich jetzt hat, wie es sich gliedert und ob die zunächst vorgesehene, zurzeit bestehende Gliederung geändert werden kann, Fragen, die in den ersten Jahren des neuen Freistaates wiederholt verhängnisvolle Bedeutung gewannen. Auch das, was uns Jellinek über das Wesen der Reichs- und Staatsangehörigkeit, ihren Erwerb und Verlust, durch Beispiele erläutert, vorträgt, findet gerade jetzt unsere erhöhte Teilnahme im Hinblick auf Polens barbarisches Verhalten gegen deutsche Reichsangehörige und auf die dem Deutschen Reiche zur Gegenwehr aufgedrungene Ausweisung polnischer Staatsangehöriger aus Deutschland. Auch nach der jetzigen Reichsverfassung wird die Reichsangehörigkeit in der Regel erst mittels der Staatsangehörigkeit in einem „Lande", in einem Bundesstaate erworben. Doch hat jetzt jeder deutsche Staatsangehöriger in jedem „Lande" des Reichs ohne weiteres als Reichsbürger die gleichen Rechte und Pflichten wie die Staatsangehörigen des Landes selbst, also z. B. auch dieselben Wahlrechte.

Sind die zunächst behandelten Gebiete solche, über die sich mehr wissenschaftlich gerichtete Leser unterrichten wollen, so behandelt Jellinek bei der Schilderung der Organisation der Reichsgewalt Fragen, die jeden Staatsbürger unmittelbar angehen, über die jeder gebildete Staatsbürger nähere Belehrung verlangt: Reichsvolk, denn auch das Reichsvolk, d. h. alle über 20 Jahre alten Reichsbürger, deutsche Männer und Frauen, ist nach Jellineks als Organ des Reiches anzusprechen —, Reichstag, Reichspräsident, die außer dem Reichskanzler zurzeit aus 11 Reichsministern bestehende Reichsregierung und die übrigen höchsten Reichsorgane (der vorläufige Reichswirtschaftsrat, der Staatsgerichtshof für das Deutsche Reich, die Reichsschuldenverwaltung und der Reichsschuldenausschuß). Die Stellung des Reichskanzlers, der die Richtlinien der Politik bestimmt, dafür dem Reichstag gegenüber die Verantwortung trägt, den Vorsitz in der Reichsregierung führt und ihre Geschäfte leitet, ist mit Recht eingehend erörtert und gewürdigt. Bei der Behandlung des Reichsrates weist Jellinek zutreffend darauf hin, wie nur in Verkennung der geschichtlichen

und politischen Bedeutung Preußens die Verfassung sich bemüht, den Einfluß der preußischen Staatsregierung im Reichsrat zu schwächen. Denn nicht genug damit, daß die Verfassung dem preußischen Staate nicht die seiner Einwohnerzahl entsprechende Anzahl von Stimmen zuweist, sie nimmt die Hälfte der ihm zugeteilten auch aus der Hand der preußischen Staatsregierung, entzieht diese Stimme dem unbedingten Einsetzen für staatliche Belange und drückt sie zu Stimmen der Provinzialverwaltungen herab.

Wir erhalten von den bezeichneten Organen des Reiches, die zum Teil neuartige, wenn auch mit den früheren verwandte Einrichtungen sind, ihrem Wesen, ihrer Tätigkeit, ihrer staatsrechtlichen und politischen Bedeutung ein anschauliches Bild. Leider müssen wir uns versagen, näher auf Jellineks Ausführungen einzugehen. Sehr beachtlich sind seine Betrachtungen über ein Wahlrecht, das großen Minderheiten möglichst gerecht wird (Verhältniswahl) und doch zum Ziele hat und ermöglicht, hervorragende Persönlichkeiten dem Reichstag zuzuführen, denen der Wähler, weil ihm bekannt, vertrauensvoll seine Stimme gibt, die nicht nur, weil sie Spitzenkandidaten sind, iin den Reichstag kommen. Diese Betrachtungen werden bei der geplanten Änderung des Wahlrechts hoffentlich als fruchtbare Anregung verwertet werden.

Belehrt über Wesen und Einrichtung der Organe der Reichsgewalt lernen wir ferner ihre Betätigung kennen, ihre Betätigung in Gesetzgebung und Verwaltung. Wir hören, wann der Staat, das Reich seinen Willen in der Form eines Gesetzes zu erkennen gibt, wann notwendigerweise in einem Gesetz solche Willensäußerung zum Ausdruck gelangt, gewinnen Einblick in den Werdegang eines Gesetzes. Die verwickelten Bestimmungen über Volksbegehren und Volksentscheid werden klargelegt und die Fälle ihrer Anwendung gezeigt. Dabei streift Jellinek auch die wichtige Frage des Rechtes des Richters, die Reichsgesetze darauf zu prüfen, ob sie verfassungsmäßig zustande gekommen sind. Jellinek kommt zu dem Ergebnis, dieses Recht des Richters Reichsgesetzen gegenüber zu verneinen, gegenüber Reichsverordnungen aber zu bejahen. Den Landesgesetzen gegenüber beurteilt sich dieses richterliche Prüfungsrecht je nach der Verfassung der einzelnen Länder. Ausdrücklich anerkannt ist es z. B. in der Bayrischen Verfassungsurkunde vom 14. VIII. 1919.

Wir lernen ferner unterscheiden Gesetz und Verordnung, und bei den Verordnungen auseinanderhalten: Verwaltungsverordnung und Rechtsordnung.

* * *

Bei der Schilderung der Verwaltung des Reiches werden uns nur die wichtigsten Zweige dieser Verwaltung vorgeführt, doch diese unter eingehender Würdigung ihrer Bedeutung: die auswärtige Verwaltung die Reichswehr, die Reichsfinanzverwaltung, die Verwaltung der Verkehrseinrichtungen. Wer einen Überblick über das Gesamtgebiet der reichseigenen Verwaltung gewinnen will, wird auf das 1924 erschienene Handbuch für das Deutsche Reich verwiesen.

Bei der Lektüre der geschilderten Verwaltungszweige empfinden wir erneut, wie notwendig gerade heute solche sachliche einheitliche Darstellung dieser Einrichtungen und Betätigungen des Reiches ist. Wie wenige sind zutreffend unterrichtet von dem Rückgrat wie eines jeden Staates, so auch unseres Reiches, unserer in selbstloser mühsamer Arbeit aufgebauten Reichswehr. Die allgemeine Wehrpflicht besteht nicht mehr. Ist derhalb unsere Reichswehr ein Söldnerheer? Nein. Denn alle Angehörigen der Wehrmacht müssen die deutsche Staatsangehörigkeit besitzen. Der Soldat verpflichtet sich auf 12, der Offizier auf 25 Jahre.

Unumgänglich notwendig ist ferner, die G undzüge der Reichsfinanzverwaltung etwas zu kennen, da „im Gegensatz zu früher das Reich heute eine volle, wenn auch nicht ausschließlich eigene Finanzverwaltung hat". Auch auf diesem Gebiete gibt uns Jellinek kurze, klare und zuverlässige Auskunft. Die Schilderung der Verwaltung der Verkehrseinrichtungen zeigt uns deutlich, wie sich das Deutsche Reich immer mehr zum Einheitsstaat auswächst. Das Post- und Telegraphenwesen samt dem Fernsprechwesen ist ausschließlich Sache des Reichs. Die Postwertzeichen sind einheitlich für das ganze Reich. Die Staatseisenbahnen der Länder sind auf das Reich übergegangen. Der Betrieb der Reichseisenbahnen freilich ist unbeschadet der Eigentumsrechte des Reichs einer neuen besonders gestalteten Aktiengesellschaft, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, übertragen.

* * *

Das Deutsche Reich strebt zwar durch das Schwergewicht der politischen Entwicklung und infolge seiner wirtschaftlichen Bedürfnisse immer mehr dem Einheitsstaate zu. Nach der Reichsverfassung ist es aber, wie schon bemerkt, noch ein Bundesstaat. Zum vollen Verständnis seines staatsrechtlichen Baues ist deshalb erforderlich, Verfassung und Verwaltungsart auch seiner Glieder in den Grundzügen zu kennen. Es ist deshalb sachgemäß, daß Professor Jellinek uns auch mit einigen wesentlichen Eigentümlichkeiten in den Verfassungen verschiedener „Länder", der Staaten Preußen, Bayern, Sachsen, Württemberg, Baden, Thüringen, Hessen und Hamburg, bekannt macht, insbesondere mit der Organisation der höchsten Staatsgewalten in diesen Staaten und deren Betätigung in Gesetz und Verordnung. Auch zeigt er uns die Grundgedanken, auf denen die Verwaltung in diesen Staaten beruht. Bei der Schilderung der verfassungsrechtlichen Einrichtungen der aus den 18 Ländern herausgehobenen 8 Staaten erregt unsere Verwunderung, wie verschiedenartig diese Einrichtungen sind.

In dem letzten Abschnitt seiner Arbeit kehrt Jellinek zu politischen Betrachtungen zurück. Treu der ruhmvollen Vergangenheit bekennt er sich doch zu der Auffassung, daß wir uns mit männlicher klarer Entschiedenheit mit dem abfinden müssen, was uns die zunächst verhängnisvolle geschichtliche Entwicklung aufgedrungen hat. „Den bedauerlichen Gegensatz zwischen alt und neu zu überbrücken, wird die schwere, aber dankbare Aufgabe des Lehrers an den höheren Schulen sein, für den — nach Jellineks Worten — dies Handbuch mit in erster Linie geschrieben ist." (S. 134.)

Die Arbeit Jellineks, so dürfen wir aus voller Überzeugung erweiternd hinzufügen, gibt allen gut gesinnten deutschen Staatsbürgern ein Werkzeug in die Hand, das geeignet ist, sie geschickt zu machen, an der bezeichneten Aufgabe erfolgreich mitzuarbeiten; eine Verbindung zu schaffen zwischen der dauernden dankbaren Bewunderung des Meisterwerkes Bismarcks und dem ernsten tatkräftigen Entschluß, Verständnis zu gewinnen für seinen Umbau und an dessen weiterer heilsamer Ausgestaltung mitzuschaffen.

Möchte auch deshalb diese Arbeit Jellineks, deren mit vielen Stichworten versehenes Sachregister sie auch als Nachschlagebuch geeignet erscheinen läßt, viele Leser finden. Sie verdient es.

Dr. jur. Arthur Esche,
früher o. Prof. der Staats- und Rechtskunde an der Technischen Hochschule Dresden.

Freitragende Holzbauten. Ein Lehrbuch für Schule und Praxis. Von C. Kersten, vormals Oberingenieur, Studienrat a. der Städt. Baugewerkschule Berlin. Zweite vollständig umgearbeitete und stark erweiterte Auflage. Mit 742 Textabbildungen, VIII, 340 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Geb. RM 36.—.

Das vorliegende, die Frage der freitragenden Holzbauten, sehr ausführlich und gründlich behandelnde Werk zeigt drei Hauptabschnitte: Wesen und Eigenschaften des freitragenden Holzbaues; Konstruktionsregeln und Ausführungsbeispiele, Eigenschaften, Festigkeiten und zulässige Beanspruchungen des Bauholzes. Im ersten Teile sind im Anschlusse an allgemeine Fragen der Holzverwertung und die geschichtliche Entwicklung des Holzbaus, die Konstruktionselemente neuzeitlicher Art dargestellt und statisch begründet. In der Natur der Bearbeitung liegt es, daß Teil II der umfangreichste und bedeutsamste für das Werk ist. In ihm werden im besonderen vorgeführt: Dachbinder in Fachwerk nach Balkenart gestützt, dgl. Dreigelenkbogen, vollwandig und fachwerkartig, ferner Zweigelenkbogen, z. T. mit Zugstange, vollwandig oder aufgelöst, mit ihren Übergängen zu Rahmenbauten, weiterhin Hallenbinder in Rahmen- und Bogenform. Hieran schließt sich die Besprechung von Scheunen, Flugzeug- und Luftschiffhallen, von Kuppeln und Zeltdächern, von Dachgeschoßausbauten, von Bahnhofshallen, Gleisüberdachungen, Güter- und Lokomotivschuppen. Ein verhältnismäßig kurzer Teil ist den Brückenbauten gewidmet, 20 Seiten. Trotzdem sind aber hier die bekannteren neuen Bauarten und Ausführungen ziemlich ausreichend wiedergegeben. Besser fortgeblieben wären die ganz kurzen Mitteilungen über Aufstell- und Lehrgerüste, da das, was hier auf ganz wenigen Seiten geboten wird, keine genügende Übersicht über die Möglichkeiten derartiger Anordnungen zu geben vermag, das Gebiet als solches heute aber eine große Bedeutung für den Bauingenieur hat und gerade auf ihm sehr wertvolle Ausführungen neuer Art vorliegen. Ausführlicher sind endlich Turm- und Fassadengerüste und Maste behandelt. Besonders wertvoll sind im vorliegenden Werk die Dachkonstruktionen besprochen, namentlich auch in der Wiedergabe aller wichtigen Einzelheiten. In dieser Hinsicht ist die Kerstensche Bearbeitung mustergültig. Aus ihr wird ein jeder Bauingenieur, der sich mit Holzbau befassen will, wertvolle Kenntnisse sich erwerben können. M. F.

Handelsbezeichnungen für Kalk. Von Dr.-Ing. e. h. Johannes Schimpf. Kalkverwertung G. m. b. H., Berlin W 62. 1926. Preis RM. 1,05.

Vorgeführt und begründet werden die Handelsbezeichnungen für Kalk (Bedeutung und Ersatz der Bezeichnung Ätzkalk) und die der Kalkerzeugnisse. M. F.

Der Tunnel. Anlage und Bau. Von Dr.-Ing. e. h. G. Lucas, Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Band II. 2. Lieferung. Bauvorgang bei Herstellung der Tunnel. Erhaltungs- und Wieder- herstellungsarbeiten. 168 S. mit 142 Abb. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1926. Geh. RM. 13,80.

Während der erste Band des vorliegenden Werkes allein die Entwurfsbearbeitung sehr eingehend behandelte, befaßt sich der in seinem Schlußteil soeben erschienene zweite und letzte Band in übersichtlicher Gliederung mit dem Bauvorgang bei der Herstellung des Tunnels selbst. Die Absteckung, die Art des Bauangriffes, das Lösen des Gebirges und die Förderung im Tunnel, sowie der vorläufige Ausbau im Stollen waren Gegenstand der Erörterung in der ersten Lieferung des II. Bandes. Der vorliegende Schlußteil beginnt mit der Besprechung der Maßnahmen zum Ausbau der Schächte, der Sonderheiten ihrer Zimmerung und des Arbeitsvorganges verschiedener Abteufverfahren. In den anschließenden Erörterungen über die

Zimmerung im Vollausbruch werden die wegen der großen Abmessungen des zu sichernden Ausbruchsraumes an die Zimmerung zu stellenden besonderen Anforderungen eingehend beleuchtet und die verschiedenen Ausbauverfahren in Holz und Eisen daraufhin kritisch untersucht. Besonders umfassend bearbeitet ist der folgende Abschnitt über die Ausführung des Vollausbruches. Insbesondere haben die zahlreichen Bauweisen für Tunnel in Überlandstrecken der Verkehrswege und unter Verkehrsmittelpunkten, sowie für Unterwassertunnel trotz der Kürze der Darstellung, eine erschöpfende Behandlung und treffende Beurteilung gefunden. Daran schließt sich die wertvolle Besprechung der Herstellungsweise des Tunnelmauerwerkes, der Lehrgerüste, der Wölbungen, sowie der nötigen Hilfsanlagen für Beleuchtung, Wasserbeseitigung, Lüftung, Kühlung und die Baubetriebsanlagen der Tunnel. Der reiche Inhalt des Buches wird beschlossen mit Erörterungen über Beaufsichtigung und Unterhaltung bestehender Tunnel, über Tunneleinstürze und deren Wiederherstellung.

Dem Verfasser ist es geglückt, durch organische Gliederung des Stoffes, durch Beigabe guter Abbildungen und durch die bemerkenswert klare Ausdrucksweise eine hervorragende Darstellung der Tunnelbaukunst für den Lernenden zu geben. Der reiche Inhalt, die überaus gewissenhafte Verwertung alter und neuer Erfahrungen und die objektive Beurteilung der verschiedenen Bauweisen lassen das Werk für den ausführenden Ingenieur als einen kaum versagenden Ratgeber erscheinen, zumal der Verlag das Bestreben des Verfassers in bekannter Weise durch vorzügliche Ausstattung wesentlich gefördert hat.

Prof. W. Müller, Dresden.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Nachträge und Berichtigungen zum Mitgliederverzeichnis des Jahrbuches der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

Althausen, Wilhelm, Dipl.-Ing. Statiker u. Konstrukteur d. Fa. Steffens & Nölle, Berlin-Tempelhof, Dallgow-Döberitz.

Baur, Eugen, Dipl.-Ing., Paris, 5 Rue Hégésippe Moreau, arr. 18ème.

Biermann, Erich, Reg.-Bmstr., Berlin W 62, Courbièrestr. 14 pt.

Bilfinger, Paul, Baurat, Direktor d. Fa. Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, Akademiestr. 4/6.

Blumenthal, Walter, Dipl.-Ing., Berlin W 30, Luitpoldstraße 38 bei Müller.

Bohny, Hermann, Dipl.-Ing., Grün & Bilfinger, Mannheim, F 1, 9.

Desch, Friedrich, Ing., Statiker d. Deutschen Eisenbahnsignalwerke A.-G., Bruchsal, Schwimmbadstr. 17.

Döring, Karl, Dr.-Ing., Ing. d. I. G. Farbenindustrie A.-G., z. Zt. Ammoniakwerk Merseburg.

Eigenbrodt, Arnold, cand. ing., Berlin-Halensee, Paulsborner Straße 21.

Eigenbrodt, Hugo, Dr.-Ing., Oberingenieur d. Siemens-Bauunion, Berlin-Halensee, Paulsborner Straße 21.

Eiselin, Otto, Dr.-Ing., Obering. d. Ersten Südslawischen Waggon-Maschinen- u. Brückenbau-A.-G., Brod (Serbien) Nikole Zvirjkojstr. 62.

Faust, Max, Dipl.-Ing., I. G. Farbenindustrie A.-G., z. Zt. Ammoniakwerk Merseburg.

Gaber, Ernst, Dr.-Ing., ord. Prof. a. d. Techn. Hochschule, Karlsruhe (Baden), Bismarckstr. 20.

Galewski, Hermann, Baurat, Vorstandsmitglied der Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt (Main), Bettinastr. 56.

Gregorius, Willi, Ing. d. Bamag-Meguin, Berlin NW 87, Zinzendorfstr. 8 I.

Gutacker, W. Br., Direktor, Schöneiche b. Friedrichshagen, Ahornstr. 27.

Haag, Leonhard, Dipl.-Ing., I. G. Farbenindustrie A.-G., Ludwigshafen (Rhein), I. Gartenweg 1.

Hämmerle, Johann, Dipl.-Ing., Mittweida (Sa.).

Hahn, Hugo, Dipl.-Ing., Siemens-Bauunion, Darmstadt, Loderstraße 106.

Haltenhoff, Hartwig, Dipl.-Ing., Berlin SW 68, Oranienstr. 104.

Hartmann, Fritz, Reichsbahnoberrat, Köln, Trankgasse 13.

Hausen, Herbert, Dipl.-Ing., Berlin-Tempelhof, Kaiserkorso 2.

Heinen, Richard, Dipl.-Ing., Fried. Krupp A.-G., Friedrich-Alfred-Hütte, Rheinhausen-Friemersheim (Niederrh.), Viktoriastr. 20.

Helm, Fritz, Dr.-Ing., Prof., Direktor d. Vereins deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen u. Privateisenbahnen, Berlin W 62, Wichmannstr. 19.

Holzmann, Eduard, Direktor d. Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt (Main), Schaumainkai 83.

Holzmann, Heinrich, Reg.-Bmstr. a. D., Vorstandsmitglied d. Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt (Main), Lindenstr. 37.

Klempt, Helmut, Dipl.-Ing., Hamburg 33, Langenfort 54 II.

Klose, Hans, Dipl.-Ing., Bremen, Roonstr. 55.

Knoblauch, A., Reg.-Bmstr., Bilbao (Spanien), Apartado 373.

Kocher, Richard, Reg.-Bmstr. b. Abwasseramt d. Min. Abt. f. d. Straßen- u. Wasserbau, Stuttgart, Alexanderstr. 92 II b. Dr. Knopp.

Kruse, Friedrich, Dipl.-Ing., z. Zt. Stockholm, Baustelle Grün & Bilfinger.

Lanzendörfer, Walter, Dipl.-Ing., Bezirksleiter d. Leipziger Lebensversicherung A.-G., Berlin-Tempelhof (Lindenhof), Arnulfstr 130.

Leisner, Wilh., Reichsbahnrat, Ludwigshafen (Rhein), Pfalzgrafenstr. 44.

Leue, Werner, Dipl.-Ing., Brandenburg (Havel), Schützenstr. 38.

Lewenton, Georg, Dipl.-Ing. (Reg.-Bmstr. Schulz-Grunewald, Ingenieurbüro), Berlin-Wilmersdorf, Zähringer Str. 19.

Lohmeyer, Erich, Dr.-Ing., Ministerialrat, Berlin-Friedenau, Rubensstr. 38.

Lussnat, Wilhelm, Dipl.-Ing., Halle (Saale), Flurstr. 6.

Mautner, Karl W., Dr.-Ing., Prof. a. d. Techn. Hochschule, Aachen, Dir. d. Wayss & Freytag A.-G., Düsseldorf, Poststr. 15.

Müller, Hermann Otto, cand. ing., Charlottenburg 5, Königsweg 9, Grths.

Otlinghaus, Carl, Dipl.-Ing., Reg.-Bauführer, Altena (Westf.).

Overhoff, Max, Dipl.-Ing., Teilh. d. Vermessungs- u. Ingenieurbüros A. u. M. Overhoff, Bochum, Kanalstr. 21.

Peters, Johannes, Dipl.-Ing., Berlin NW 52, Spenerstr. 11 bei Schönwald.

Randzio, E. H., Dr.-Ing. Dr. jur. Reg.-Bmstr. Beratender Ing. Privatdozent, z. Zt. auf Studienreise (Südamerika).

Raven, Werner, ord. Prof., Stadtbaurat, Braunschweig, Geysostraße 17.

Ramshorn, Alexander, Reg.-Bmstr. a. D., Abteilungsvorsteher d. Emschergenossenschaft, Essen, Mozartstr. 7.

Reese, Gustav, Dipl.-Ing., z. Zt. Mannheim, Rheinvillenstraße 5.

Richter, Otto, Reg.-Bmstr. a. D., Vorstandsmitglied d. Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt (Main), Schumannstr. 49 II.

Rombold, Karl, Dipl.-Ing., Kaiserslautern, Am Vogelgesang 5.

Sänger, Alfred, Dipl.-Ing., Julius Berger Tiefbau A.-G., Berlin W 35, Potsdamer Str. 121 B.

Scanzoni, Krafft von, Reg.-Bmstr., Obering, I. G. Farbenindustrie A.-G., Werk Oppau.

Schack, Ulrich, Dipl.-Ing., Städt. Straßenbahn, Breslau, Striegauer Platz 12.

Schallhorn, Konrad, Reg.-Bmstr., Siemens-Bauunion, Berlin-Wilmersdorf, Hindenburgstr. 66.

Schröter, Siegfried, Reg.-Bmstr. a. D. (Vereinigte Stahlwerke A.-G., Abt. Bergbau, Gelsenkirchen), Bochum, Scharnhorststraße 10.

Schubert, Paul, Dipl.-Ing., Oberstdorf (Bayr. Allgäu), Pension Zimbell.

Schwatke, Ernst Robert, Dipl.-Ing., Karlsruhe (Baden), Kriegsstr. 274.

Sichardt, Willy, Reg.-Bmstr., Obering. d. Siemens-Bauunion, Berlin-Steglitz, Bismarckstr. 76 II, Fernspr.: Steglitz 2512.

Soltau, Bernhard, Dipl.-Ing., Neckarbauamt, Mannheim-Feudenheim.

Stueck, Hans Carl, Dipl.-Ing., Bremen, Georg-Gröning-Str. 106.

Teller, Paul, Reg.-Bmstr. a. D., Geschäftsführer i. Rhein.-Westf.-Baugewerbe Verband E. V., Essen, Jheringstr. 2.

Thieme, Arthur Rudolf, Dipl.-Ing., Mannheim, Tattersallstr. 22.

Walter, Waldemar, Dipl.-Ing., Bauleiter, Wickede (Ruhr).

Westphal, Ernst, Dipl.-Ing. (Deutscher Zementbund G. m. b. H.), Berlin-Lichterfelde-W., Roonstr. 36 II, lks.

Zahnleiter, Karl, Ing. d. Rhein. Hoch- u. Tiefbau A.-G., Mannheim, Kronprinzenstr. 15.

Verstorben:

Knauff, Paul, Dipl.-Ing., Mannheim.

Literaturkartei!

Die Mitglieder der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen werden darauf hingewiesen, daß die Geschäftstelle der Gesellschaft im Oktober v. Js. eine Literaturkartei eingerichtet hat, um die verschiedenen Zeitschriftenschauen und Literaturübersichten für das gesamte Bauingenieurwesen aus den in Betracht kommenden führenden Zeitschriften zu sammeln. Die Geschäftstelle ist daher in der Lage, die Mitglieder zu unterstützen, wenn sie irgendwelche Angaben in Zeitschriften oder Büchern über Veröffentlichungen seit Herbst v. Js. auf einem bestimmten Gebiet schnell und sicher zu haben wünschen, und bittet, entsprechende Anfragen unter Beifügung des Rückportos an die Geschäftstelle der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, zu richten. Eine Gebühr wird von Mitgliedern für die Auskunft nicht erhoben.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 17. Dezember 1926 | Heft 51

MÜLLER-BRESLAUS KNICKVERSUCHE MIT RAHMENSTÄBEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

Nach der Veröffentlichung seiner grundlegenden Arbeit „Über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit" im Eisenbau 1911 und nach Aufstellung der Maschinenanlage begann Müller-Breslau Anfang 1913 in der ihm unterstellten Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen an der Technischen Hochschule zu Berlin mit der Ausführung von Knickversuchen mit gegliederten Stäben. Die ersten vor dem Kriege und die wenigen während des Krieges ausgeführten Versuche, bei denen die Stäbe fast durchweg vor dem eigentlichen Knickversuche einer ein- oder mehrmaligen einseitigen Belastung unterworfen wurden, betrachtete er als Vorversuche, deren Ergebnisse er nicht im Zusammenhange zu veröffentlichen gedachte. Dagegen hatte er die Veröffentlichung der nach dem Kriege ausgeführten Versuche mit Rahmenstäben teilweise schon vorbereitet, als ihn der Tod aus fruchtbarster Arbeit hinwegriß. Über diese Versuche soll im folgenden kurz berichtet werden.

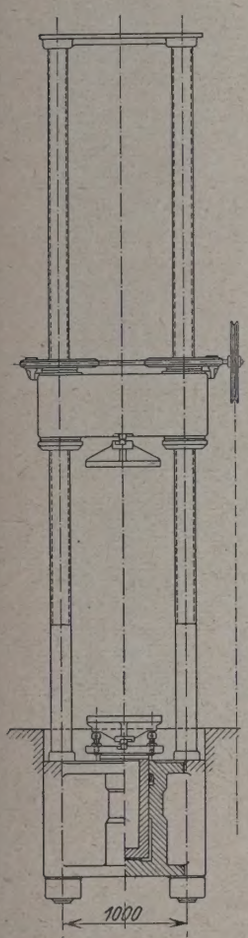


Abb. 1. Knickpresse.

I. Die Maschinenanlage.

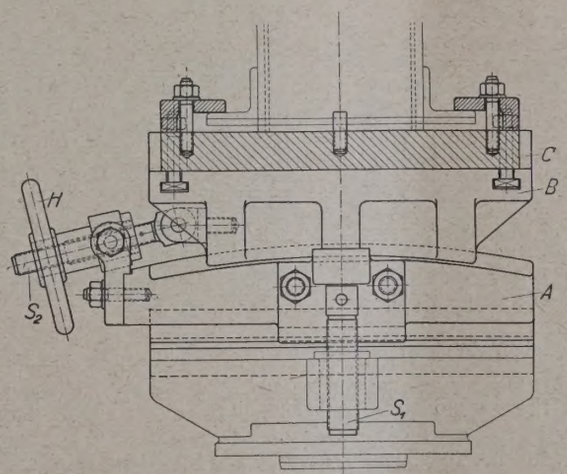
Die Anlage[1]) besteht aus einer hydraulischen Presse, einer elektrisch angetriebenen Dreikolbenpumpe, einem Gewichtsakkumulator, der in der Druckleitung einen Druck von 400 at erzeugt, und den erforderlichen Steuereinrichtungen. Die Kraftmessung geschieht durch Manometer. Die größte erreichbare Druckkraft beträgt 500 t.

Die Presse ist (s. Abb. 1) stehend angeordnet; mit dem Zylinder, in dem der Tauchkolben durch Ledermanschette gedichtet ist, sind vier Spindeln verbunden, die das lotrecht verstellbare Querhaupt tragen, an dem die obere Druckplatte hängt, während die untere auf dem Kolben ruht. Beide Druckplatten sind in Schneiden gelagert; die größte Knicklänge, zwischen den Schneiden gemessen, beträgt 5 m.

[1]) Geliefert von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.

Eine stehende Maschine wählte Müller-Breslau trotz der damit verbundenen erhöhten Schwierigkeit der Versuchsausführung, um den Einfluß des Eigengewichts der Versuchsstäbe auf den Knickvorgang von vornherein vollständig aufzuheben, was in einer liegenden Maschine selbst durch besondere Maßnahmen nicht vollkommen zu erreichen ist. Ausschaltung aller störenden Einflüsse und vollkommene Erfüllung der statischen Voraussetzungen innerhalb der praktisch möglichen Grenzen war ihm erste Bedingung. Aus diesem Grunde entschied er sich auch trotz der zu erwartenden großen Kräfte für Schneidenlagerung, weil damit die Möglichkeit einer genaueren achsrechten Belastung gegeben ist, als bei Lagerung auf einer Kugelfläche, und Einspannungsmomente mit Sicherheit ausgeschlossen sind oder wenigstens auf das überhaupt erreichbare unschädliche Mindestmaß beschränkt bleiben. Zudem kam es ihm nur darauf an, das Verhalten gegliederter Stäbe beim Knicken um die „freie" Querschnittsachse zu untersuchen; auf die Möglichkeit eines allseitigen Ausknickens brauchte also bei der Wahl der Lagerung nicht Rücksicht genommen zu werden.

Die mit der Maschine gelieferten Druckplatten bestanden — abgesehen davon, daß bei der unteren die Pfanne, bei der oberen die Schneide eingesetzt war — aus einem Stück. Es war daher nur eine Einstellung der Plattenoberfläche durch Drehung um die Schneide möglich. Schon bei den ersten Versuchen stellte sich nun heraus, daß bei der Herstellung der Stäbe eine zu einander parallele und zur Stabachse senkrechte Lage der Fußplatten oder der Endflächen der Stäbe nicht mit genügender Genauigkeit zu erreichen war; es war also in Richtung der Schneiden kein vollkommenes Anliegen an die Druckplatten und damit keine gleichmäßige Spannungsverteilung in dieser Richtung vorhanden. Um diesem Übelstande abzuhelfen, wurden zunächst Keile aus einer harten Bleilegierung verwendet, die für jeden Stab nach Stichmaß in einer verstellbaren Form gegossen und zwischen Stab und Druckplatten eingelegt wurden. Das konnte aber nur als Notbehelf gelten, und so wurden denn noch Ende 1913 neue Druckplatten nach einem Vorschlage des Verfassers beschafft, deren Oberfläche in jede beliebige schwach geneigte Ebene eingestellt werden konnte. Sie bestanden hauptsächlich aus zwei Teilen A und B (s. Abb. 2),



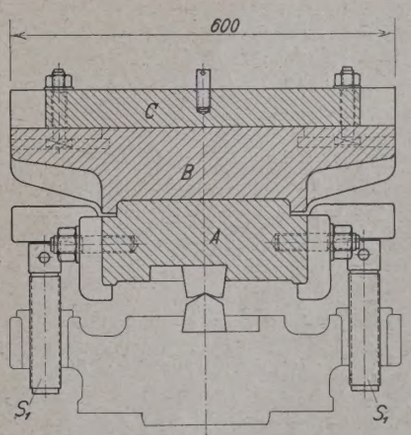


Abb. 2. Druckplatte.

die sich in einer Zylinderfläche von 3000 mm Halbmesser berührten, deren Achse im Grundriß senkrecht zur Schneidenachse lag, so daß eine Drehung des Plattenoberteils um diese Achse durch Verschieben längs der Zylinderfläche möglich war. Diese Bewegung wurde durch Handrad H und Spindel S_2 bewirkt, und damit war die Möglichkeit gegeben, die Druckplattenoberfläche in jede beliebige gegen die Wagerechte schwach geneigte Ebene einzustellen, so daß ein gleichmäßiges Anliegen der Stabenden und eine gleichmäßige Spannungsverteilung auch in der Schneidenrichtung zu erwarten war. Die Anordnung dieser Zylinderfläche hatte gegenüber den anderen Möglichkeiten, das gewünschte Ziel zu erreichen, den Vorzug, daß die gesamte Plattenhöhe niedrig gehalten werden konnte und damit das durch die Druckplatte gebildete starre Stabende möglichst kurz wurde.

Teil C der Druckplatte diente nur zur Schonung von Teil B, um diesen nach etwaigen bleibenden örtlichen Formänderungen nicht durch Abschleifen schwächen zu müssen. Er wurde später weggelassen, da sich diese Vorsicht als unnötig erwies und auch die Stege der Versuchsstäbe zur Verringerung des spezifischen Druckes durch Blechauflagen an den Enden verstärkt wurden. Teil B wurde später noch durch einen anderen von kleineren Abmessungen ersetzt, womit die gesamte Druckplattenhöhe auf 210 mm herabgemindert wurde.

II. Ausbildung der Stabenden und Einbau der Stäbe.

Während die ersten Stäbe wie Stützen oben und unten mit Fußplatten versehen waren, wurde diese Ausbildungsart zur Zeit der Beschaffung der neuen Druckplatten verlassen. Es war keine Gewähr dafür gegeben, daß diese Fußplatten an den Endflächen der Stabgurte voll anlagen, auch waren sie ohne sorgfältige Bearbeitung nicht als eben anzusehen. Es war daher zu befürchten, daß ihre Formänderungen den Versuch ungünstig beeinflussen konnten und daß eine geringe Bewegung bis zum vollen Anliegen an die Gurtendflächen zu einer Verschiebung der Stabachse gegen die Kraftachse führen konnte. Die Stäbe wurden nunmehr ohne Fußplatten ausgeführt, die Stabenden senkrecht zur Achse abgeschnitten, und der Endquerschnitt, d. h. der Querschnitt der Stabgurte, der Endbindebleche und der etwaigen Verstärkungsbleche der Stege sauber nach einer Richtplatte geschabt, so daß also nun die Stabenden ohne das störende Zwischenglied einer Fußplatte die Druckplatte unmittelbar und voll berührten. Die an den Stabenden auf die Stege genieteten kurzen Winkeleisen (s. Abb. 6—15 in der nächsten Fortsetzung, Heft 52) dienten als Auflager für die Klemmplatten, mit denen die Stäbe zur Sicherung gegen Verschiebungen nach dem achsrechten Einbau gegen die Druckplatten geklemmt wurden. Nach der Bearbeitung der Endflächen wurden die Stäbe aufgemessen, insbesondere wurden Abweichungen der Stabachse von der Geraden festgestellt, die immer vorhanden waren (s. Tafel 1, Spalte 16).

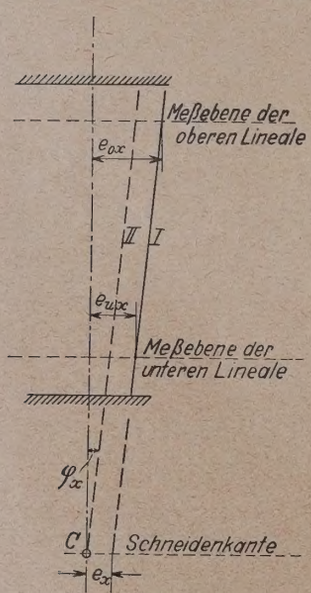


Abb. 3.

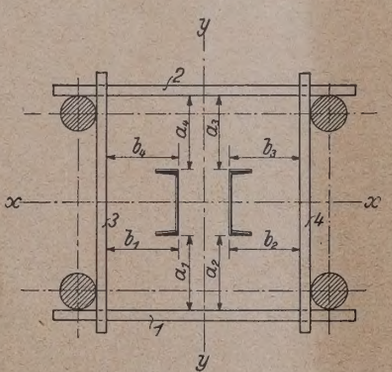


Abb. 4.

Nach Einbau der neuen Druckplatten ließ sich das bisherige Verfahren des Einrichtens, des achsrechten Einstellens der Stäbe, das darin bestanden hatte, am Stabe angebrachte Marken mit festen Achsrissen auf den Druckplatten zur Deckung zu bringen, nicht mehr anwenden, da bei der Zweiteilung der Druckplatten der Teil mit der konkaven Zylinderfläche seine Lage im Grundriß je nach Neigung der Stabendfläche veränderte. Es wurde daher folgendermaßen verfahren:

Nachdem zunächst die parallele Lage der Schneiden — die untere kann jeder Drehung des Kolbens um die lotrechte Achse folgen — geprüft und die untere Schneide in ihrer Lage festgestellt war, wurde der Stab ungefähr achsrecht auf die wagerecht gestellte untere Druckplatte gesetzt (Lage I in Abb. 3.) Das obere Stabende war frei, zwischen ihm und der oberen Druckplatte blieb ein Spielraum von 10—20 mm. Dann wurden in der Nähe beider Stabenden (s. Abb. 3 u. 4) je zwei eiserne Lineale 1 und 2 an die Spindeln der Maschine geklemmt, und von ihnen aus die Maße a_1 bis a_4 genommen; darauf ein drittes Lineal in die Lagen 3 und 4 gebracht — in 4 unter Parallelverschiebung und Drehung um 180° um seine Längsachse, um jeden Fehler, der infolge einer Abweichung von der Geraden auftreten könnte, zu vermeiden — und von ihm aus die Maße b_1 bis b_4 genommen. Aus ihnen ergaben sich für die beiden lotrechten Symmetrieebenen der Maschine die Abweichungen e_{ux}, e_{uy} und e_{ox}, e_{oy} der Stabachse von der Maschinenachse, aus denen die Maße e_x, e_y und φ_x, φ_y für die notwendige Änderung der Stablage errechnet wurden. Eine sehr geringe Abweichung der Schneiden von der genauen Mittenlage wurde dabei

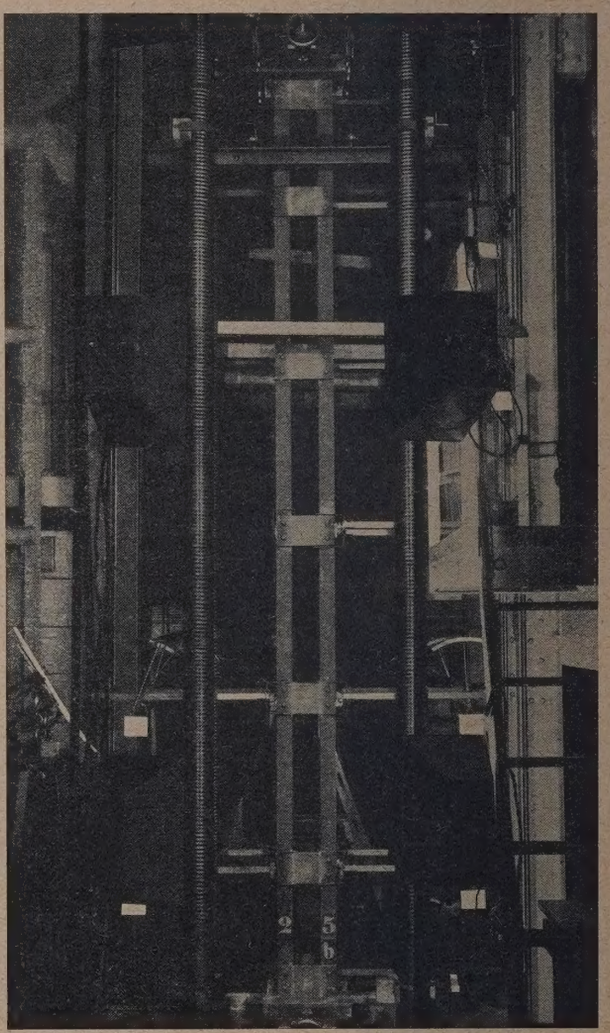


Abb. 5.

berücksichtigt. Aus Abb. 3, die eine Projektion auf die Ebene x—x darstellt, und in der der Punkt C der Schneidenkante entspricht, ist ohne weiteres zu ersehen, daß der Stab aus der ursprünglchen Lage I um e_x in die Lage II zu verschieben war, was mit Hilfe von seitlich angesetzten kleinen Schraubenspindeln geschah, und daß er um φ_x gedreht werden mußte bis zur Deckung mit der Maschinenachse. Diese Drehung wurde durch die Spindeln S_1 (Abb. 2) bewirkt. Beim Einstellen in der Ebene y—y war das Verfahren dasselbe, nur war hier die Achse für die Drehung um φ_y die Achse der Zylinderfläche, in der die beiden Druckplattenteile sich berühren; diese Drehung geschah durch Verschieben des konkaven Plattenteiles längs der Zylinderfläche und wurde mit Handrad H und Spindel S_2 (Abb. 2) bewirkt. Da die Einstellung nie beim ersten Male in der wünschenswerten Genauigkeit gelang, wurde das Verfahren wiederholt, bis eine Verringerung der Abweichungen nicht mehr zu erwarten war. Gleichzeitig wurde dabei eine Drehung um die Stabachse ausgeführt, um die „freie" Querschnittsachse in die Schneidenebene zu bringen, auch wurde bei den späteren Versuchen eine Abweichung der Stabachse von der Geraden in der Weise berücksichtigt, daß der Stab mit entsprechenden Endhebeln eingerichtet wurde. Dann wurde die obere Druckplatte parallel zur oberen Stabendfläche durch Drehen der oberen Spindeln S_1 und S_2 (Handrad) eingestellt, das Querhaupt heruntergefahren und die Stabenden mit Hilfe von Klemmplatten an die Druckplatten geklemmt.

Während des Einrichtens saß der Kolben im Zylinder unten auf. Um zu verhindern, daß während der ersten Laststufen der Druck nur auf einen Teil der Kolbenfläche wirkte, wurde nun nach Lösen der Gehänge der oberen Druckplatte das Querhaupt um ein geringes Maß hochgefahren, wobei der Stab sich nach links neigte unter gleichzeitigem Gleiten der oberen Schneide an den Flanken der Pfanne; dann wurde der Zylinder mit Stab nachgefahren, bis die obere Schneide wieder fest in der Pfanne lag, und unter geringen Druck gesetzt. Nun wurden die Apparate zur Messung der wagerechten Verschiebungen möglichst aller Knotenpunkte — es wurden Bauschingersche Rollenapparate verwendet — angebracht, und die Übertragungsstäbe wagerecht eingestellt. Da die Maschine geringe Bewegungen im Raum machte, wurden ferner die wagerechten Bewegungen der Schneiden gemessen, bei der unteren Schneide auch die lotrechte Bewegung zur Berichtigung der wagerechten Verschiebungsmessungen, da für diese infolge des beschränkten Raumes zum Teil ziemlich kurze Übertragungsstäbe verwendet werden mußten. An mehreren Knoten wurden die Rollenapparate paarweise an Traversen angesetzt, um Verdrehungen messen zu können, die bei den Rahmenstäben aber gering waren.

Ferner wurden in Stabmitte, in der Regel nur an einer Gurtung, die Spannungen an beiden Flanschkanten des ⊏-Eisens mit Martensschen Spiegelapparaten bei einer Meßlänge von 50 mm gemessen, um die Spannungsverteilung in der Schneidenrichtung zu prüfen. Abb. 5 zeigt Stab 25b in der Maschine mit den Meßapparaten.

Nach dem Versuche wurden von jedem Stabe aus den am wenigsten verformten Teilen sechs Proben herausgeschnitten und in einer 25 t-Zerreißmaschine Martensscher Bauart geprüft (s. Tafel 3), wobei Proportionalitäts-, Streck- und Bruchgrenze und der Elastizitätsmodul festgestellt wurden.

(Fortsetzung folgt.)

GEWINNUNG VON 500000 t GRANIT DURCH FLÜSSIGE LUFT.

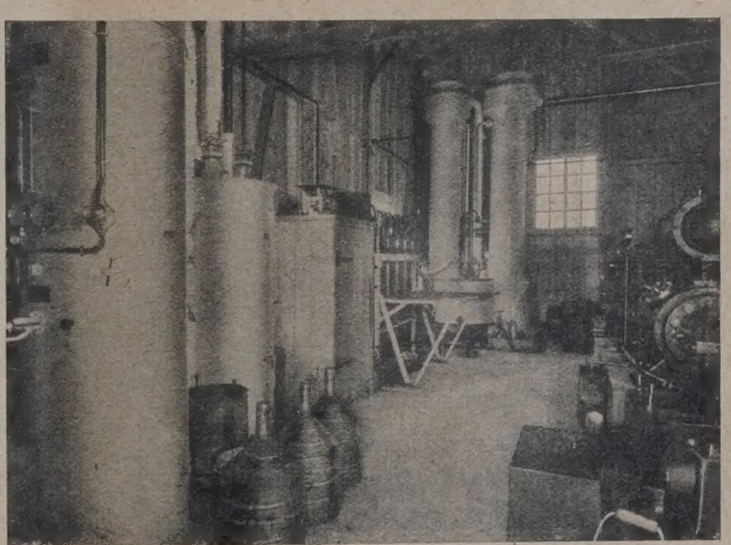
Von Ing. H. Grunow, Berlin-Lichterfelde.

Nachstehende Ausführungen berichten über einen Sprenggroßbetrieb, bei welchem 500 000 t Granit gleich 33 333 Güterwagen je 15 t oder 740 Güterzüge je 90 Achsen in zweijähriger Betriebsdauer mit dem Flüssigluftsprengstoff „Sprengluft" hereingewonnen wurden.

Der bauliche Teil aller Wasserkraftanlagen gliedert sich bekanntlich in die Bauanlagen zur Fassung der Wassermassen, in den Transport in den Werkrinnen, Zusammenfassung in der Kraftstation. Diese Arbeiten erfordern große Bodenverschiebungen und Felssprengarbeiten, die unter den Baukosten der gesamten Anlage einen wesentlichen Teil ausmachen. Die Kosten hierfür lassen sich oft durch besondere Verfahren verbilligen und die Bauarbeiten selbst gleichzeitig beschleunigen. Zu einem dieser Verfahren gehört zweiffellos das Schießen mittels flüssiger Luft oder kurz „Sprengluftverfahren" genannt.

Die Siemens-Bauunion G. m. b. H. Berlin, erhielt im Frühjahr 1922 vom Badenwerk in Karlsruhe den Auftrag für den gesamten 2. Ausbau des Murgkraftwerkes mit seinen Baustellen Sperre, Stollen, Rohrbahn und Steinbruch. Man plante, die gesamte Sprengarbeit, welche bisher mit Sprengmitteln wie Schwarzpulver, Ammonsalpeter und Dynamit ausgeführt wurde, mit Sprengluft durchzuführen. Es soll an dieser Stelle vermieden werden, näher auf die geschichtlichen Daten sowie Herstellung des Sprengluftverfahrens einzugehen, über die das Buch Lisse „Das Sprengluftverfahren", Verlag Julius Springer, Berlin, sowie in der Fußnote[1]) aufgeführte Literatur eingehend berichten.

Im August 1922 wurde eine Sprengluftanlage mit einer Stundenleistung von 28 kg flüssigem Sauerstoff (spez. Gew. 1,14) in Betrieb genommen. Die Anlage fand ihre Aufstellung unweit des Raumünzachstollens, um von hieraus den Stollen



Sprenglufterzeugungsanlage II. Tagesleistung 600 kg fl. O_2. Verflüssiger, Vorkühler, Trockenflaschen, Kohlensäureabscheider, Hochdruckluftkompressor.

[1]) „Das gegenwärtige Sprengluftverfahren in Deutschland", Stettbacher Zeitschrift für das gesamte Schieß- und Sprengstoffwesen, Verlag O. J. Lehmann, München 1924, Heft 9. — Richard Pabst, „Flüssiger Sauerstoff und seine Verwendung als Sprengstoff im Bergbau", Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin 1917. — Gropp und Kundt, „Technische und wirtschaftliche Erfahrungen beim Schießen mit flüssigem Sauerstoff auf Kalisalzbergwerken", Verlag von Wilhelm Knapp, Halle (Saale) 1920. — Beysen, Berlin, „Wie wird die Wirtschaftlichkeit der Schießarbeit mit Sprengluftpatronen beeinflußt gegenüber handfertigen Sprengstoffen auf Kaligruben", Sonderdruck aus der „Kali"-Zeitschrift für Gewinnung, Verarbeitung und Verwertung der Kalisalze, 20. Jahrgang, 1926, Heft 7, 8, 9 und 12. — Stephan, „Sprengluft im oberschlesischen Bergbau", Zeitschrift Kohle und Erz 1926, Nr. 14/15.

sowie die Sperre mit Sprengluft leicht versehen zu können. Da sich die Anlage gut bewährte, aber mit zunehmender Einstellung des ganzen Betriebes auf das Sprengluftverfahren trotz Vollausnutzung nicht ausreichte, entschloß man sich, eine zweite, gleichgroße Anlage im Steinbruch Schneidersköpfle in Betrieb zu nehmen, so daß täglich eine Menge von 1200 kg flüssiger Luft erzeugt werden konnte. Diese Menge gestattete etwa 1000 kg handfertige Sprengstoffe zu ersetzen. Beide Anlagen arbeiteten völlig einwandfrei ohne größere Betriebsstörungen, und erzeugten in zweijähriger Betriebszeit ca. 500000 kg flüssigen Sauerstoff mit einer Reinheit von ca. 95%.

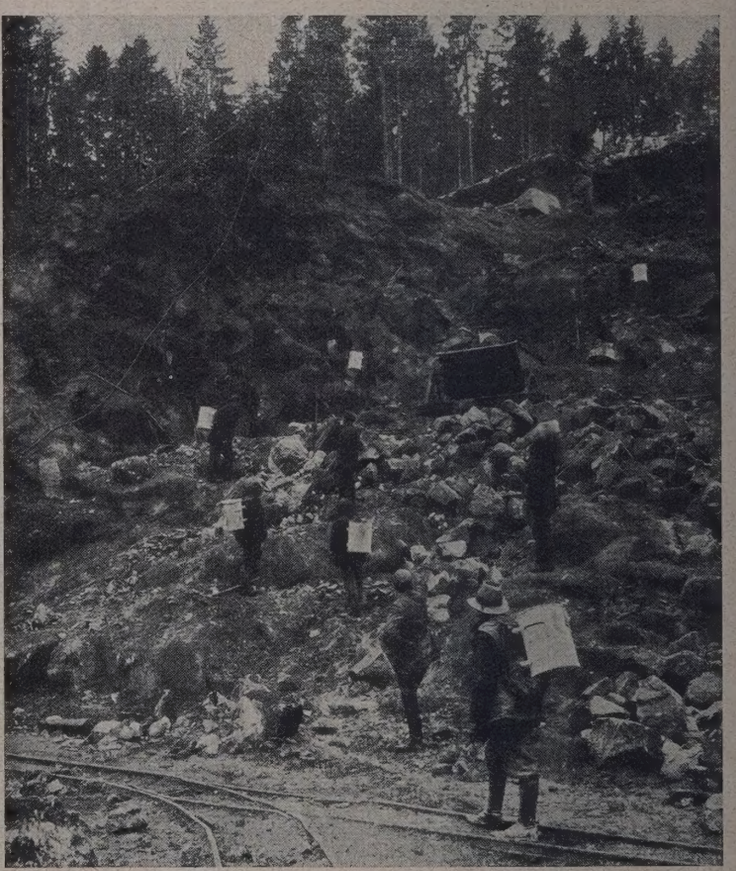
Auf sämtlichen Baustellen waren umfangreiche Sprengarbeiten im harten Schwarzwaldgranit vorzunehmen. Durch die mannigfaltigen Sprengarbeiten war der Sprengluftschießarbeit ein dankbares Wirkungsgebiet erschlossen, welches als ein vorzügliches Prüffeld für das Verfahren anzusehen war. Bei diesen Arbeiten hat sich erwiesen, daß das Sprengluftverfahren sich mit den plastischen, bisher zu diesen Arbeiten verwendeten Sprengstoffen messen und dieselben völlig zu ersetzen imstande ist, deren Wirtschaftlichkeit aber übertrifft.

Zunächst kamen umfangreiche Sprengarbeiten in der Baugrube in Frage, nachdem mittels Löffelbaggern das Erdmaterial fortgeschafft und die Gründungsarbeiten für die Sperrmauer vorgenommen waren. Es war hierbei bis auf einwandfreien, klingenden Fels vorzustoßen, wobei teilweise eine Tiefe bis 10 m erreicht wurde. Die hierbei vorgenommenen Sprengarbeiten ließen erkennen, daß, wie eingangs erwähnt, sich der Flüssigluftsprengstoff den plastischen Sprengstoffen gegenüber in mancher Beziehung überlegen zeigte. Als besonders wertvoll erwies sich die Sprengluft als Einheitssprengstoff, dessen Abstufung nach den erforderlichen Brisanzwerten nur von der Zusammensetzung der Patrone abhängt. Die Hauptkomponente, der flüssige Sauerstoff, bleibt bekanntlich in allen Fällen derselbe, sein Gewichtsanteil in der Oxyliquitpatrone beträgt stets etwa 75%, während der Kohlenstoffträger nur etwa 25% benötigt. Man kann aber durch Wahl entsprechender Kohlenstoffträger dynamitähnliche, ammonsalpeter- und pulverähnliche Sprengwirkungen erzielen. Sämtliche Brisanzwerte waren bei den Gründungsarbeiten der Sperrmauer erforderlich. Die auflagernden, verwitterten Felsschichten wurden mit ammonsalpeterähnlicher Wirkung der Oxyliquit-Patrone „A", die darunter lagernden, gesunden kompakten Granitmassen mit dynamitähnlicher Wirkung der Oxyliquit-Patrone „D", und endlich die letzten Gründungsarbeiten mit der pulverähnlichen Oxyliquit-Patrone „P" gewonnen, um ein tieferes Aufspalten des Gesteins, und damit ein Durchsickern und Unterspülen der Sperrmauer durch Wasser zu vermeiden. Die Schlagkraft der Pulverpatrone, konnte erforderlichenfalls noch dadurch herabgesetzt werden, daß man anstatt mit einer Sprengkapsel lediglich mit dem Funken der Zündschnur zündete, wodurch die Umsatzgeschwindigkeit verlangsamt und die Brisanz herabgesetzt wurde. Die verschiedenen Brisanzwirkungen der Oxyliquit-Patronen „P, A, D" lehnen sich in bezug auf Arbeitsleistung stark an die der plastischen Sprengstoffe an. Vgl. Lisse, „Das Sprengluftverfahren", Seite 29, Sprengluftpatronen.

Nachdem die Erdmassen für die vorzunehmenden Gründungsarbeiten abgedeckt waren, begann die planmäßige Gewinnung des Gesteins. Hierzu wurden schmale, flache Einschnitte für die Schienenstränge zum Abtransport des Gesteins vorgetrieben, die sich allmählich erweiterten und vertieften und ein bankmäßiges Absprengen mit 3 m tiefen Bohrlöchern und 2 m Vorgaben möglich machten. Dieses Abbauverfahren ermöglichte durch regelmäßige, schlanke Vorgaben eine volle Ausnutzung der den Oxyliquit-Patronen innewohnenden Sprengkraft. Die größeren anfallenden Steine wurden sofort nach dem Abschlag mittels Platt- oder Auflageschüssen zerkleinert, so daß sie im Anschluß an die Hauptsprengung sofort verladen werden konnten, ohne weitere Bohrarbeit zu erfordern.

Abgetragen wurden 140 000 t Abraum sowie ca. 100 000 t Granitstein. Zur Beschleunigung der Arbeiten und Innehaltung der vorgeschriebenen Bauzeit mußte auch in der Nacht gearbeitet und insbesondere gesprengt werden. Da bei einer stündlichen Abgabe bis zu 500 Schuß ein einwandfreies Zählen

Tränken der Oxyliquitpatronen in Traggefäßen.



Vorortgehen mit den Traggefäßen.

der Schüsse nicht mehr möglich war, beseitigte man auch die letzte Gefahrenquelle, nämlich die Sprengkapsel, indem ohne dieselbe, lediglich mit dem Zündschnurstrahl gezündet wurde. Der Zündstrahl nimmt nämlich, genährt durch den reinen Sauerstoff, der durch das in die Patrone eingeführte Pappröhrchen strömt, augenblicklich eine gesteigerte Temperatur an, so daß eine sichere Detonation auch ohne Sprengkapsel erzielt wird, was bei Anwendung handfertiger Sprengstoffe bekanntlich nicht der Fall ist.

Hierdurch wurde auch die letzte Gefahrenquelle, daß evtl. im geförderten Material von stets unvermeidlichen Versagern Sprengkapseln verbleiben konnten, in sicherer Weise beseitigt. Im Material verbleibende Oxyliquit-Patronen von Versagern bilden bei Beachtung der bekannten Vorschriften keinen Gefahrenpunkt, da dieselben nach gewisser Zeit die Sprengkraft infolge der Verdunstung des aufgesaugten flüssigen O_2 verlieren, der zurückbleibende Kohlenstoffträger also völlig harmlos ist. Diesem Umstand ist es auch zu verdanken, daß die umfangreichen Sprengarbeiten ohne jeden Unfall verliefen. Man kann bei Flüssigluftversagern ohne Gefahr das Patronengut mit dem Blasrohr ausblasen und das Bohrloch in der nächsten Sprengzeit neu besetzen, während bei Versagern mit handfertigen Sprengstoffen das Bohrloch verloren ist und ein neues Loch zur Aufnahme der Ladung in entsprechender Entfernung niedergebracht werden muß. Die Verdunstung des in der Oxyliquit-Patrone befindlichen Sauerstoffes kann durch Entfernen des Besatzes und Aufgießen von Wasser stark beschleunigt werden. Bei Auflage- oder Plattschüssen wird nur das Verdämmungsmaterial entfernt und dadurch der warmen Außenluft Zutritt zu der Patrone gegeben, wodurch der aufgesaugte flüssige O_2 intensiver zur Verdampfung kommt und schließlich nur noch der vollkommen trockene, ungefährliche Kohlenstoffträger zurückbleibt.

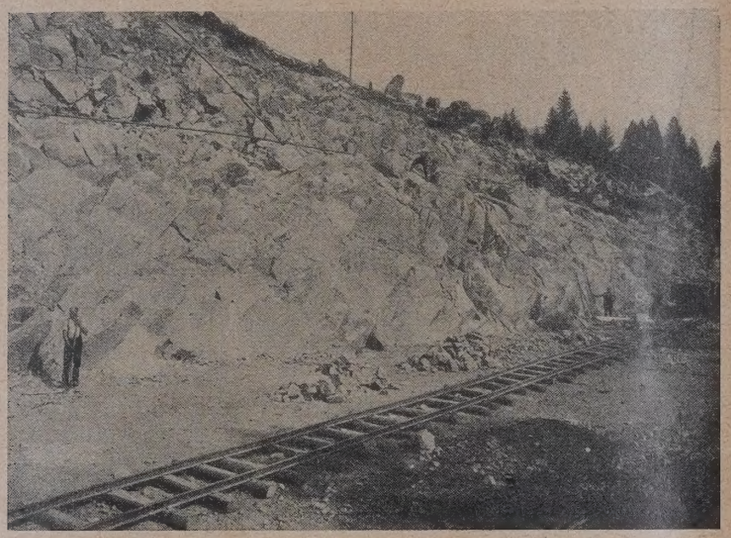
Im Stollen machten die ersten Flüssigluftsprengungen einige Schwierigkeiten, zumal dieselben für die Belegschaft völlig neu und ungewohnt waren und daher gewisse Umstellungen erforderten. Trotz der Härte des anstehenden Gesteins und der Unkenntnis der Belegschaft in bezug auf Sprengluftschießen, gelang es nach kurzer Zeit, den Vortrieb mit Sprengluft einwandfrei und erfolgreich durchzuführen. Da aber gleichzeitig bei den anderen Betriebspunkten der Baustelle ebenfalls größere Sprengarbeiten notwendig waren, die mit dem Flüssigluftsprengstoff leichter ersetzt werden konnten, zur Deckung des gesamten Sprengmittelbedarfs die erzeugte Menge flüssigen Sauerstoffs nicht ausreichte, entschloß man sich, den Stollen weiter mit festen Sprengstoffen vorzutreiben. Daß es wirtschaftlich und sprengtechnisch möglich ist, selbst im härtesten Urgestein erfolgreich im Stollenbau mit Sprengluft zu arbeiten, zeigen die ausgeführten Beschüsse sowie die Sprengarbeiten des Ing. Fellner, „Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetriebe", Zeitschrift „Die Bautechnik", Heft 23, 1924. Die gemachten Erfahrungsdaten werden bestätigt durch die Mitteilungen der Società Idroelettrica Piemonte, Ernesti Breda, in der Zeitschrift Sincronnizando, Heft 1, 1926. Hierbei handelte es sich in beiden Fällen um eine Sprengarbeit in Wasserstollen, die härteste Gesteinsarten, Granit, Gneis, Hornblende, durchfuhren. Der Sprengstoffverbrauch betrug durchschnittlich etwa 7 Stück Oxyliquit-Patronen „D" 40×300 mm je m^3 Gestein, gegenüber 3,5 kg Dynamit, und zwar ca. 2 kg Dynamit 85-prozentig und 1,5 kg 63-prozentig. Nach eigenen Angaben der Baufirma betrugen die Ersparnisse bei Anwendung des Sprengluftverfahrens gegenüber festen Sprengstoffen 25 bis 30%. Hierzu kommen erhebliche Ersparnisse an Kosten für Transporte, da 75% des Flüssigluftsprengstoffes — nämlich der flüssige Sauerstoff — an Ort und Stelle gewonnen wurden.

Interessant erwiesen sich die Sohlesprengarbeiten im Stollen mittels etwa 70 cm tiefer Bohrlöcher. Da die Sohle zum größten Teil unter Wasser stand, war diese Arbeit besonders schwierig gestellt. Gezündet wurde elektrisch, und zwar mit Zeitzündern, da eine allzugroße Erschütterung, wie sie mit Momentzündern entstehen, vermieden werden sollte. Dieser für das Sprengluftverfahren besonders geeignete Zünder hat den großen Vorteil, daß der Verzögerungssatz in eine Resorzinatkapsel eingebracht ist. Durch besondere Arbeitseinteilung der Schießer gelang es, bis zu 60 Schuß störungsfrei zu laden und mit bestem Sprengerfolg abzutun. Hierdurch dürften die vielfach gehegten Zweifel entkräftet werden, daß es unter Tage unmöglich sei, eine größere Schußanzahl mit Sprengluft gleichzeitig abzufeuern. Anwendung fand wegen des verspannten Gesteins die hochbrisante Oxyliquit-Patrone „Db".

Nachdem die Waldbahn, d. h. die Verbindung zwischen der Sperre und dem Steinbruch[2]) „Schneidersköpfle" fertig und der Abraum auf demselben beseitigt war, konnte mit dem regulären Sprengluftschießbetrieb begonnen werden. Den Steinbruch selbst begann man von Anfang an mit Sprengluft abzubauen. Es wurden im Laufe des zweijährigen Sprengbetriebes ca. 400 000 t Gesteine sowie ca. 160 000 t Abraum gefördert. Die geologische Beschaffenheit des anstehenden Gebirges im Steinbruch war eine äußerst mannigfaltige. Man hatte zuerst die blockförmigen Absonderungen des Urgebirges, die sich durch Verwitterung herausgearbeitet hatten, zu beseitigen, stieß dann auf wechselnd starke Humusschichten, gelangte teilweise danach sofort auf gesunden Granitstein, größtenteils jedoch auf stärker anstehende Gesteinsverwitterungsschichten. Das Gebirge zeigte selbst vielfach eine Bankung, die bald zum Gebirge einfiel, bald vertikal oder horizontal mit zahlreichen Querschnitten verlief. — Um den Sprengbetrieb möglichst wirtschaftlich zu gestalten und die zweckmäßigsten Abbauarten und Sprengmethoden zu ermitteln, legte man eine Versuchsstrecke an, in die alle in die Praxis zu übertragenden Arbeiten vorerst erprobt werden sollten. So wurde die Wirtschaftlichkeit, Ladeweise, Mindestladung für die verschiedenen Steingrößen und Formen für Plattschüsse, Vorgabe und Lochabstand sowie Lochtiefen, Lademenge und Bohrlochdurchmesser für Bohrschüsse, Schnürschüsse, Spaltschüsse, Kesselschießen, Bodenlockerungen, Abraumschießen, Übertragungsfähigkeiten der Sprengstoffe, Brisanzen, Verdunstungsversuche der verschiedensten Art, Magerungsschüsse, Hohlraumschießen auf dieser Versuchsstrecke ausgeprobt und deren Ergebnisse festgelegt. Es würde zu weit führen auf die Resultate der Versuche näher einzugehen, die nicht in den Rahmen dieser Arbeit fallen. — Da, wie erwähnt, die Beschaffenheit des abzutragenden Schneidersköpfle zu unregelmäßig war, um eine einheitliche Abbaumethode anzuwenden, war man gezwungen, das Gebirge so abzubauen, wie es die jeweilig vorkommenden Ablagerungen zuließen, so daß die Sprengwirkungen, der Sprengmittelverbrauch sowie die aufzuwendende Bohrarbeit je Tonne Förderstein stark voneinander abwichen. Im festen Gebirge zeigten sich größere elektrische Abschläge von 500 bis 2000 t Abwurfsmassen in bezug auf den dazu aufgewandten Sprengstoffverbrauch sehr vorteilhaft, da durch die Gesamtwirkung aller Sprengschüsse die Vorgaben bedeutend stärker genommen werden konnten. Monatliche statistische Aufzeichnungen über Sprengmittelverbrauch ergaben, daß man für Bohrschüsse je Tonne Stein 140 g Sprengluft benötigte, wobei allerdings die Gesamtverdunstung des flüssigen Sauerstoffes mit einberechnet ist. Das mit niedergebrachten Bohrlöchern herabgeschossene Gebirge fand zu 30% als sogenannte Einlagesteine Verwendung, während das übrige Gestein für das Brecherwerk weiter zerkleinert wurde. Da die Zerkleinerung des angeschossenen Steinmaterials von Hand eine äußerst zeitraubende, kostspielige Sache ist, entschloß man sich, nach genauer Wirtschaftlichkeitsberechnung, auch zu den Zerkleinerungsarbeiten das Sprengluftverfahren heranzuziehen, da immerhin täglich eine Menge von ca. 1400 t Brechersteine der Sperre zwecks Zerkleinerung in der Brech- und Mahlanlage anzuliefern waren, in deren Arbeit sich 5 Brecher teilten. Durch dieses Zerkleinerungsverfahren wurde die

[2]) Berging. Stephan, Großbeschuß mit Sprengluft in amerikanischen Steinbrüchen, Kohle und Erz 1924, Heft 20. — Sprengluft in Steinbrüchen und bei dem Ausbau von Wasserkraftanlagen, Die Steinindustrie, Berlin, 1924, Heft 23. — „Liquid Oxygen Explosives", The South African Mining and Engineering Journal, Johannesburg, Vol. XXXV, 1925, Febr. 21. — „Liquid Oxygen Explosives" Recent Trials, Vol. XXXV, 1924, Sept. 6. — Robert G. Skerret, Compressed Air Magazine, London, New-York, Vol. XXVIII, No. III, März 1923. — Eugene Roy, Vol. XXVI, No. XI, Novemb. 1921. — Robert G. Skerret, Vol. XXVI, No. VI, Juni 1921. — Die Bautechnik 1924, Heft 46.

Bearbeitung von Hand zum größten Teil erspart und eine bedeutend größere Durchschnittsleistung je Mann erzielt, was selbstverständlich auf Kosten der Sprengarbeit geschah. Man hätte den Sprengmittelverbrauch für diese Arbeiten naturgemäß bedeutend ermäßigen können, wenn man die zu zerkleinernden, größeren Blöcke von über 1 m³ ca. 20—30 cm



Steinbruchwand vor dem Sprengluftbeschuß.

angebohrt und somit ein Drittel der aufgelegten Munitionsmenge zerkleinert hätte. Dies ließ sich aber insofern nicht ermöglichen, als die vorhandene Preßluftanlage für diese Arbeiten nicht ausreichte, so daß das Abbohren der Steinbruchswand für größere Abschläge hätte unterbleiben müssen. Da nach Aufstellung der zweiten Sauerstoffanlage Sprengluft aber in genügender Menge zur Verfügung stand, konnte auch zu diesen Arbeiten das Sprengluftverfahren mit Erfolg angewendet werden. Hierdurch wurde die Steinbruchsfront für die nach der jedesmaligen Schießpause einzusetzenden Baggerarbeiten vollkommen frei, während durch Anbohren der Blöcke und späteres Schießen ein großer Zeitverlust entstanden wäre, so daß die Arbeitsfähigkeit der Bagger hätte nicht voll ausgenutzt bzw. bis zum nächsten Abschlag die Steinbruchswand nicht hätte freigebaggert werden können. Nur auf diese Weise war es daher möglich, die außerordentlich hohen Anforderungen an Steinen bei der kurzen Angriffsfront des Bruches täglich zu erfüllen und die Arbeiten an der Sperrmauer durch etwaigen Mangel an Material auf keinen Fall zu behindern.

Im Steinbruch standen auf die drei Abbruchetagen verteilt zwei Dampflöffelbagger je 2 m³, ein Elektrolöffelbagger von 4 m³ sowie zwei Dampfkräne zum Aufladen der Gesteins- und Abraummassen zur Verfügung. Aus diesem Grunde mußte im Umkreis der Maschinen mit allergrößter Vorsicht geschossen werden. Man lud die nahe an Maschinen stoßenden Bohrlöcher mit Hohlraum, das heißt man ließ zwischen den einzelnen, eingebrachten Oxyliquitpatronen einen Zwischenraum, der je nach der Überlagerung und den örtlichen Verhältnissen bemessen wurde. Man verringerte durch dieses Verfahren die kubische Ladedichte bzw. streckte den Sprengstoff im Bohrloch, beides Faktoren, welche den Abwurf (statischen Druck) herabminderten. Es wurde auf diese Weise zwar das Gestein zerschlagen (brisante Oxyliquitpatrone D), infolge des hohen Überdruckes [3]) aber nur mit pulverähnlicher Wirkung abgeworfen, ohne die Maschinen zu beschädigen. Durch die Eigenart dieses Verfahrens war es möglich, bei tiefen Bohrlöchern mit wenig Überlagerung die einzubringende Sprengladung so zu verteilen, daß die Überlagerung auf der ganzen Bohrlochlänge ohne Brillenbildung genommen werden konnte.

Die vielfach geäußerte Meinung, daß es unmöglich ist, größere Abschläge mit Sprengluft hereinzugewinnen, ist abwegig und nur zu erklären mit der Tatsache, daß die Vorteile des Sprengluftverfahrens noch nicht allgemein bekannt sind[2]). Leider konnte eine Bohrmethode, wie sie in U. S. A. und Frankreich bei Bohrlöchern von 100—300 mm ⌀ und bis 70 m Tiefe mit Sprengluft angewendet wird, nicht auch in unserer Praxis ausgeführt werden, da der Abbau des Steinbruches seinem Ende zuging, als dieses Verfahren bekannt geworden war. Dort wurden unter Verwendung der Kystone-Maschine Abschläge in Myerstone mit 4500 t Abwurfsmasse mit 12 Bohrlöchern je 8,5 m tief und 140 mm im Durchmesser im Bohrlochtiefsten erzielt. Im Steinbruch Schneidersköpfle selbst wurden Hunderte von elektrischen Abschlägen bis zu einer Bohrlochanzahl von 60 Stück und einer Abwurfsmasse von 2000 t mit bestem Erfolg hereingeholt. Die Praxis hat bewiesen, daß gerade im Steinbruchbetrieb sich das Sprengluftschießen äußerst rentabel und gewinnbringend gestalten kann. Durch Konzentration der Sprengarbeit ist es hier möglich, die Verdampfungsverluste des flüssigen Sauerstoffes ganz wesentlich zu ermäßigen. Es wäre unrichtig anzunehmen, daß, je schneller die Sprengluftpatrone abgeschossen wird, desto größer die Wirkung derselben sei. Jede getränkte Patrone hat einen so großen Sauerstoffüberschuß als Verdampfungsreserve, daß die Ladearbeiten völlig in Ruhe und mit der nötigen Sorgfalt ausgeführt werden können.

Die Wirtschaftlichkeit des Sprengluftverfahrens war günstiger als die der plastischen Sprengstoffe, selbst dann, wenn die Beschaffungskosten für die beiden Sprengluftanlagen und den Gefäßepark während der kurzen Bauzeit abgeschrieben wurden. Ein bei dem Verfahren unvermeidlicher

Steinbruchwand nach dem Sprengluftbeschuß.

Faktor, nämlich die dauernde Verdunstung des flüssigen Sauerstoffes, konnte durch Neuerungen sowie dauernde Kontrolle aller Verbrauchsstellen, allmählich bis zu 20% herabgedrückt werden. Das heißt, um 100 kg plastischen Sprengstoff zu ersetzen, waren 120 kg Sauerstofferzeugung nötig. Eine Verdunstung von 20% läßt sich naturgemäß nur in einem gut organisierten und beaufsichtigten Betrieb ermöglichen, es muß daher schon bei der Erzeugung des flüssigen Sauerstoffes auf möglichst niedrige Verdunstung hingearbeitet werden, was durch verschiedene Einrichtungen zwecks Nutzbarmachung des entweichenden Sauerstoffes geschehen kann.

[3]) Physikalisches über feste und gasförmige Sprengstoffe, Zeitschrift für Physik 1922, Nr. 7, S. 255.

Gesamtkosten des flüssigen Luftsprengstoffes, bezogen auf 1 kg wirkungsgleicher Menge handfertigen Sprengstoffes.

Erzeugungskosten je kg flüssigen Sauerstoff		
Stromkosten	12,00 Pf	(3,1 kWh oder 5,9 kg Kohle à 2 Pf = 12 Pf)
Chemikalien	2,00 ,,	
Reparaturen, Ersatzteile	1,80 ,,	
Bedienung	3,20 ,,	
Verzinsung u. Abschreibung der Anlage u. Gefäße	4,00 ,,	
	23,00 Pf	

Kosten von 1 kg schußfertiger Sprengluft mit Dynamitwirkung	
1 kg Sauerstoff	23,00 Pf
20% Gesamtverdunstung	4,60 ,,
2 Patronen 44×300 mm	34,00 ,,
	61,60 Pf

1 kg schußfertiger Sprengluft kostete rd 62 Pf.

Vorstehende Ausführungen beschreiben die Sprengarbeit der drei größten Sprengstoffverbrauchsstellen Sperre, Stollen, Steinbruch. Das Sprengluftverfahren fand weiter Anwendung beim Bau einer Förderbahn, die größtenteils durch Felsgeschiebe führte, bei Niederbringung der 50 m tiefen Schieberkammer, beim Bau der 800 m langen Rohrbahn. Als vorübergehende Sprengarbeiten wurden im Laufe der Bauzeit Brecherplatten, größere Eisenbetongewichte, Kanäle, Telephon- und Kraftmastenlöcher, Stubbensprengungen[4]), Bodenlockerungen usw. mit bestem Sprengerfolg durchgeführt.

Eine große Zukunft dürfte das Sprengluftverfahren zweifellos in den Ländern und Gebieten haben, wo die Sprengstoffbeschaffung aus politischen Gründen und wegen des weiten, umständlichen Transportes und den damit verbundenen Kosten erschwert, wenn nicht unmöglich gemacht wird.

Hierbei ist unberücksichtigt die hohe Wirtschaftlichkeit, die Ungefährlichkeit bei der Herstellung, Transport, Lagerung, die Diebstahlsunmöglichkeit und damit Vermeidung von Sabotageakten. Durch Aufstellung einer Luftverflüssigungsanlage ist es möglich, sich fast vollständig unabhängig von der Sprengstoffbeschaffung zu machen. Schon jetzt hat sich die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens, die noch dauernd verbessert wird, als recht günstig erwiesen, so daß man wohl mit Recht für besimmte örtliche Verhältnisse von dem ,,Sprengstoff der Zukunft" reden kann.

[4]) Lepsius, Flüssiger Sauerstoff (Sprengluft) als Sprengmittel zu Bodenkulturzwecken. Zeitschrift Schieß- und Sprengstoffwesen, München 1921, Nr. 21.

BEITRAG ZUR BUNKERFRAGE.

Von Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin.

Das beschleunigte Tempo, mit dem in den letzten Jahren der Bedarf an elektrischem Strom angewachsen ist, hat insbesondere in der Nähe von Großstädten eine ganze Anzahl von Großkraftwerken ins Leben gerufen und damit die Ingenieurwelt vor eine Reihe neuer Probleme gestellt. Hierzu gehört auch die Frage: Welche Bauweise ist für die meist sehr umfangreichen Bunkeranlagen die zweckmäßigste? Die letzte Entscheidung darüber liegt ja in jedem Falle in der Hand des Bauherrn, der damit wahrlich vor keine leichte Aufgabe gestellt ist, falls er nicht über eigene Erfahrungen verfügen kann.

Im allgemeinen bestehen über die Vor- und Nachteile der hier in Betracht kommenden Bauweisen nicht mehr allzu viele Meinungsverschiedenheiten. Die mancherlei Erfahrungen der letzten Jahrzehnte haben die Anwendungsgebiete der Eisenkonstruktion und des Eisenbetons mehr oder weniger ,,befriedet". — Was speziell den Bunkerbau betrifft, so ist dies zur Zeit ein Betätigungsfeld, an dem sich beide Bauweisen ziemlich gleichmäßig mit Erfolg beteiligt haben. In dem von Herrn Architekten Schönburg[1]) geschilderten Fall ist die Eisenbetonbauweise zur Anwendung gekommen, und es werden nun an diesen Fall verallgemeinernde Schlußfolgerungen geknüpft, die einer näheren Betrachtung wert sind, weil sie nach der Meinung des Verfassers dazu führen, dem Eisenbeton den Vorzug zu geben. Es sei gestattet, diese Schlußfolgerungen wegen ihrer grundsätzlichen Bedeutung einer näheren Untersuchung zu unterziehen.

1. Fortfall der Unterhaltungsanstriche und
2. Fortfall der Schäden infolge chemischer Einflüsse.

Da das Traggerüst der Bunkerkonstruktion den atmosphärischen Einflüssen entzogen ist und bei modernen Kesselanlagen auch etwelche Rauchgaseinwirkungen nicht zu erwarten sind, dürften Unterhaltungsanstriche auch für Eisenkonstruktionen — von dem üblichen ersten Anstrich abgesehen — in solchen Fällen nicht in Betracht kommen. Für die Innenwände der eigentlichen Bunker sind in gewissen Fällen allerdings Schutzmaßnahmen erforderlich. Es ist aber eine nur zu bekannte Tatsache, daß gewisse Verunreinigungen der Kohle — besonders ein Gehalt von Schwefel oder schwefelhaltigen Verbindungen — unter Hinzutritt von Luft und Feuchtigkeit auch auf Portlandzement eine außerordentlich schädigende Wirkung ausüben[2]).

Schutzmaßnahmen gegen diese Einflüsse sind daher für beide Bauweisen erforderlich, mithin sind beide, auch von diesem Gesichtspunkt aus, gleich zu bewerten.

Nicht unerwähnt bleibe bei dieser Gelegenheit, daß gerade beim Eisenbeton auch noch Maßnahmen gegen eine allzu große Abnutzung getroffen werden müssen. Ist es doch vorgekommen, daß mangels einer besonderen Schutzschicht die oberen Eiseneinlagen bloß gelegt wurden. Auch hat man gefunden, daß die Kohle auf der rauhen Betonoberfläche nur schlecht rutscht, so daß es sich als notwendig erwiesen hat, die schrägen Bunkerflächen mit einer glatten und harten Schicht zu überziehen. Der Gedanke, diese Flächen der im übrigen in Eisenbeton ausgeführten Bunker mit Eisenblechen zu belegen, liegt hier nahe und ist auch meines Wissens schon verwirklicht worden.

3. Baukosten und Bauzeit.

Betrachtet man die reinen Baukosten im Rahmen der Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage, so werden sie in den seltensten Fällen eine ausschlaggebende Rolle spielen. Jedenfalls hängen sie mit der Bauzeit eng zusammen, und hier ist die Eisenbauweise der kürzeren Bauzeit und ihrer Unabhängigkeit von Frost wegen unzweifelhaft im Vorteil.

Der Verfasser zeigt bei dem besprochenen Beispiel, daß man auch bei der Ausführung in Eisenbeton durch gewisse Maßnahmen die Bauzeit abkürzen kann. Unter gleichen Verhältnissen wird der Eisenbau — wie aus meinem Hinweis am Schlusse hervorgeht — aber immer schneller hochgeführt werden können, und die Unsicherheit bezüglich der Frostperiode bleibt beim Eisenbeton immer bestehen. — Bekanntlich ist auch nicht nur eigentlicher Frost bauhindernd, sondern es genügt schon, daß die Temperatur sich wenige Grade über o aufhält, um die Abbinde- und Erhärtungszeit in die Länge zu ziehen. — Die Einhaltung eines bestimmten Fertigstellungstermins kann daher bei Eisenbeton mit Sicherheit nicht gewährleistet werden, und vielfach wird auch der Beginn der Kesselmontage unter Umständen sehr verzögert, weil zuvor die Stützen ausgeschalt sein müssen.

Zum Schluß sei auf einen sehr interessanten Beitrag zur Bunkerfrage im diesjährigen 1. Heft der ,,Mitteilungen" der

[1]) ,,Kohlenbunker in Kesselhäusern für Großkraftwerke", Bauingenieur, 1926, Heft 42, S. 803.

[2]) Hierzu sei verwiesen auf den Artikel ,,Kohle" in Kleinlogel, ,,Einflüsse auf Beton", 1925.

A.E.G. hingewiesen. Es wäre nur zu wünschen, daß man Stimmen aus diesen Kreisen öfter zu hören bekäme. Die A.E.G. kommt darin zu wesentlich anderen Schlußfolgerungen als der Verfasser obigen Aufsatzes, indem sie für die Haupttragteile der Bunker unter allen Umständen die Eisenkonstruktion vorzieht. Die Seitenwände und Böden werden hierbei aus Betonplatten oder Gewölben zwischen eisernen Trägern ausgebildet. Als Hauptgrund gilt der A.E.G. die kürzere Bauzeit in Verbindung mit dem Fortfall der Unsicherheit bezüglich etwaiger Frostperioden. Auch ohne Berücksichtigung der Frosttage ergibt sich aus dem Vergleich der Bauprogramme eine Verkürzung der Bauzeit (d. h. bis zum Beginn der Kesselmontage) um 1½ Monate bei Verwendung von Eisenkonstruktion. Ferner werden noch als nachteilig die größere Platzinanspruchnahme der dicken Eisenbetonsäulen und die trotz aller besonderen Vorkehrungen immer mangelhaft bleibende Befestigungsmöglichkeit von Rohren und Armaturen an der Eisenbetonkonstruktion angeführt. Nicht vergessen darf man schließlich auch die schwierigen Schalungs- und Betonierungsarbeiten bei den räumlich meist sehr komplizierten Bunkerumgrenzungen und die sicherlich bedeutend umfangreicheren Entwurfsarbeiten, die eine so schwierige Eisenbetonkonstruktion erfordert.

Auch andere große Elektrizitätswerke haben meines Wissens schon seit Jahrzehnten mit eisernen Bunkern gute Erfahrungen gemacht und lassen auch heute noch ihre Bunker vollständig in Eisen ausführen.

Mit obigen Ausführungen soll durchaus nicht etwa bewiesen werden, daß die Eisenkonstruktion für den Bunkerbau allein in Frage kommt. Es gibt sicherlich Fälle genug, wo der Eisenbeton geeignet ist. Es sollte nur festgestellt werden, daß die von Herrn Architekten Schönburg gezogenen Schlußfolgerungen bei gerechter Würdigung der beiderseitigen Vor- und Nachteile der in Betracht kommenden Bauweisen sich als stark revisionsbedürftig erweisen.

NÄHERUNGSFORMELN FÜR DIE BERECHNUNG EINES UNTERSPANNTEN TRÄGERS, BELASTET MIT ZWEI BEWEGLICHEN EINZELLASTEN IN GLEICHBLEIBENDEM ABSTAND.

Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien.

Unterspannte Träger werden vielfach mit Vorteil als Brückenträger von Laufkranen und als Kranbahnen verwendet, da sie leichter bzw. billiger als einfache Walzträger oder Blechträger sind. Da die genaue Berechnung von Sprengwerken aber, sobald es sich um bewegliche Lasten handelt, verhältnismäßig zeitraubend ist, sollen nachstehend Näherungsformeln für die vorgenannten Verwendungsfälle abgeleitet werden, die eine rasche und trotzdem recht genaue Berechnung eines Trapezsprengwerkes ermöglichen, das mit zwei beweglichen, gleich großen Einzellasten P im gleichbleibenden Abstand a belastet ist.

Es ist klar, daß man bei den komplizierten Verhältnissen, die hier vorliegen, zu einfachen Formeln nur gelangen kann, wenn man denselben ein ganz bestimmtes System zugrunde legt, das so gewählt werden muß, daß der Streckbalken auf seine ganze Länge möglichst gut ausgenützt ist. Nun hängt aber das Verhältnis der Momente im Mittelfeld, den Seitenfeldern und über den Mittelstützen einerseits vom Radstand a, anderseits von der elastischen Nachgiebigkeit des Systems ab, die durch einen Koeffizienten ν, dessen Größe später noch angegeben werden wird, berücksichtigt werden soll. Da es also ein System, das für alle vorkommenden a und ν eine gleich gute Ausnützung des Streckbalkens gewährt, nicht gibt, hat man bei der Wahl eines solchen innerhalb gewisser Grenzen freie Hand, indem man sich darauf beschränken muß, dasselbe so anzunehmen, daß sich wenigstens für mittlere Verhältnisse annähernd gleich große Momente in den charakteristischen Punkten des Streckbalkens ergeben.

Der folgenden Berechnung wurde ein Sprengwerk, nach Abb. 1 mit der häufig gewählten Feldteilung 3 : 4 : 3 und zentrischem Anschluß des Zuggurtes zugrunde gelegt. Abb. 2 zeigt eine Anzahl von Maximalmomenten-Kurven für den Streckbalken dieses Systems, und zwar für eine Einzellast und Lastenpaare mit einem Abstand a = 0,1 l, a = 0,2 l und a = 0,3 l, wobei auf der linken Seite ν = 0,98, auf der rechten ν = 0,90 angenommen worden ist, womit ungefähr die äußersten noch vorkommenden Grenzfälle zur Darstellung gebracht worden sind. Wie man aus dem Verlauf der Momentenkurven ersieht, erfüllt das gewählte System namentlich bei kleinem ν und mittleren Radständen recht gut die früher gestellte Forderung. Es bietet überdies den Vorteil, daß bei Radständen von a = o bis a = 0,3 l das absolute Maximum der Momente immer im Seitenfeld auftritt, so daß man die Untersuchung der Momente innerhalb dieser Grenzen auf dieses allein beschränken kann, was eine große Vereinfachung bedeutet. Ein größerer Radstand als a = 0,3 l, wird aber bei Kranbrücken kaum vorkommen, wogegen bei Kranbahnen mit mehreren Feldern auch bei Radständen, die größer als 0,3 l sind, nur die Untersuchung der Momente im Seitenfeld

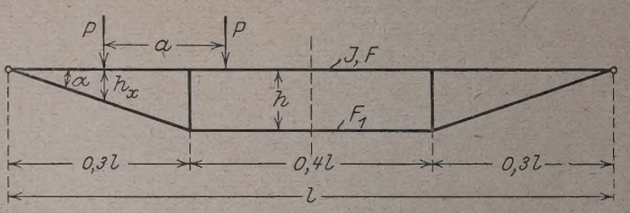


Abb. 1.

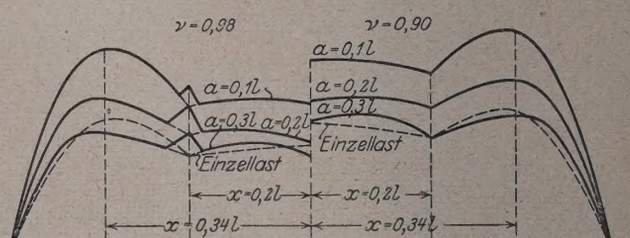


Abb. 2.

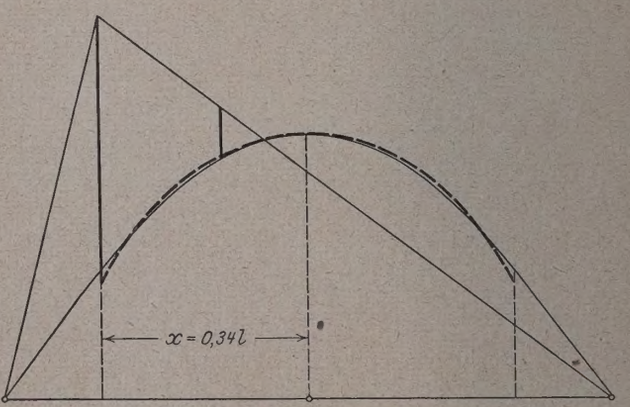


Abb. 3.

notwendig ist, da in diesem Falle die ungünstigste Belastung dann eintritt, wenn nur eine Last in dem fraglichen Feld, die andere hingegen im Nebenfeld steht, somit der Belastungsfall mit einer Einzellast gegeben ist. Da bei der Ableitung der Näherungsformeln

von diesen Erleichterungen Gebrauch gemacht wurde, ist gleichzeitig deren Geltungsbereich an die vorstehend angegebenen Grenzen gebunden.

Der Näherungsweg, der eingeschlagen werden soll, besteht darin, daß die Einflußlinie, die bekanntlich aus drei Zweigen, einem mittleren nach einer quadratischen und zwei seitlichen nach kubischen Parabeln besteht, durch eine einzige gemeine Parabel ersetzt wird, die sich der richtigen Einflußlinie auf eine gewisse Länge, für die man sie benötigt, möglichst gut anschmiegt. Für diese Ersatzeinflußlinie wurde die folgende Gleichung, bezogen auf ein Koordinatensystem, dessen Nullpunkt in der Symmetrieachse des Sprengwerkes liegt, gewählt

$$\eta = \left[0{,}1833 - 0{,}8222 \left(\frac{\xi}{l}\right)^2\right] \frac{l}{h} \cdot \nu, \tag{1}$$

worin η und ξ die Koordinaten der Einflußlinie, l und h die Stützweite und Höhe des Sprengwerkes und ν die schon früher erwähnte Elastizitätskonstante bedeuten.

In Abb. 3 ist die richtige Einflußlinie und in starker Übertreibung ein Teil der Parabel nach Gleichung (1) gezeichnet. Die letztere hat die Eigenschaft, daß sie sich im Scheitel mit der richtigen Einflußlinie deckt, in ihrem weiteren Verlauf etwas zu große Werte ergibt, wobei der Fehler an der ungünstigsten Stelle aber nur ca. 0,3% beträgt und bei $\xi = 0{,}30\ l$ die Einflußlinie wieder schneidet. Von da an ergibt die Parabel rasch zunehmend zu kleine Werte, wird aber nur bis zum Punkt $\xi = 0{,}34\ l$ verwendet werden, wo der Fehler erst 1,34% beträgt. Mit Annahme dieser Parabel als Einflußlinie lassen sich nun die Biegungsmomente und Horizontalkräfte durch einfache quadratische Gleichungen ausdrücken.

Das Biegungsmoment des Streckbalkens im Punkt x ist

$$M_x = \mathfrak{M}_x - H_x h_x. \tag{2}$$

Die ungünstigste Laststellung ist die, bei der die eine Last im fraglichen Querschnitt x, die zweite im Querschnitt x—a steht. Für diese Stellung ist

$$\mathfrak{M}_x = P\,l \left[0{,}5 - 0{,}5\,\frac{a}{l} + \frac{a\,x}{l^2} - 2\,\frac{x^2}{l^2}\right]. \tag{3}$$

Die Horizontalkraft für diese Laststellung findet man aus Gleichung (1), indem man sie mit P multipliziert und für die erste Last $\xi = x$, für die zweite $\xi = x-a$ setzt. Man erhält dann

$$H_x = P\,l \frac{1}{h} \cdot \nu \left[0{,}3666 - 1{,}6444\,\frac{x^2}{l^2} + 1{,}6444\,\frac{a\,x}{l^2} - 0{,}8222\,\frac{a^2}{l^2}\right]. \tag{4}$$

Der Hebelarm der Horizontalkraft im Punkte x ist

$$h_x = \frac{h}{0{,}3\,l}\left(\frac{l}{2} - x\right). \tag{5}$$

Setzt man in die Gleichung (2) die Werte der Gleichung (3), (4) und (5) ein, so erhält man für das Biegungsmoment im Querschnitt x des Seitenfeldes, wo, wie früher dargelegt worden ist, das absolute Maximum auftritt, den folgenden allgemeinen Ausdruck:

$$\begin{aligned} M_x = {} & P\,l \left[0{,}5 - 0{,}5\,\frac{a}{l} + \frac{a\,x}{l^2} - 2\,\frac{x^2}{l^2}\right] \\ & - P\,l\,\nu \left[0{,}6111 - 1{,}370\,\frac{a^2}{l^2} + 2{,}741\,\frac{a\,x}{l^2} + 2{,}741\,\frac{a^2\,x}{l^3}\right. \\ & \left. - 1{,}222\,\frac{x}{l} - 2{,}741\,\frac{x^2}{l^2} - 5{,}481\,\frac{a\,x^2}{l^3} + 5{,}481\,\frac{x^3}{l^3}\right]. \end{aligned} \tag{6}$$

Durch Differenzieren dieser Gleichung nach $\frac{x}{l}$ findet man die Lage des gefährlichen Querschnittes als Funktion von a und ν. Nimmt man für letzteres einen Mittelwert von 0,95 an, so findet man die Lage des Maximalmomentes

für	$a = 0$	im Punkt	$x = 0{,}314\ l$
„	$a = 0{,}05\ l$	„ „	$x = 0{,}323\ l$
„	$a = 0{,}1\ l$	„ „	$x = 0{,}332\ l$
„	$a = 0{,}2\ l$	„ „	$x = 0{,}347\ l$
„	$a = 0{,}3\ l$	„ „	$x = 0{,}357\ l$

Wie man sieht, liegen die gefährlichen Querschnitte, wenn man von $a = 0$ absieht, sehr nahe beieinander, und man begeht daher bei dem flachen Verlauf der Maximalmomentenkurve nur einen sehr kleinen Fehler, wenn man einen mittleren Querschnitt als den gefährlichen für alle Radstände annimmt. Wählt man für denselben $\mathbf{x = 0{,}34\ l}$ und setzt jetzt dieses x in die Gleichung (6) ein, so erhält man als Näherungsformel für das Maximalmoment mit einem Geltungsbereich $0 < a < 0{,}3\,l$

$$M^{II}_{max} = P\,l \left[0{,}2688 - 0{,}1600\,\frac{a}{l} - \nu\left\{0{,}0941 + 0{,}2983\,\frac{a}{l} - 0{,}438\left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}\right]. \tag{7}$$

Bei Beurteilung der Fehlergröße dieser Formel muß beachtet werden, daß bei ihrer Ableitung zwei Ungenauigkeiten zugelassen wurden, die sich aber teilweise aufheben. Die erste beruht auf der Verwendung einer Parabel als Einflußlinie, wodurch sich um etwa 0,4 bis 0,7% zu große Momente ergeben, die zweite in der nicht in allen Fällen ungünstigsten Einstellung der Lasten, was Fehler bis zu ungefähr 1½% zur Folge hat. Da der erste Fehler immer auftritt, der zweite dagegen nur bei gewissen Radständen und dann mit umgekehrtem Vorzeichen, wird der Gesamtfehler der Formel auch im ungünstigsten Falle nur ungefähr ± 1% betragen.

Wie schon früher erwähnt, tritt bei größeren Radständen das größte Moment dann auf, wenn nur die eine Last in dem fraglichen Feld, die andere dagegen im Nebenfeld steht. Für diesen Fall findet man die Momentenformel aus Gleichung (6), wenn man $a = 0$ und $P = \frac{P}{2}$ annimmt und für x den Ort des gefährlichen Querschnittes, der früher mit $x = 0{,}314\ l$ ermittelt wurde, einsetzt. Man findet dann

$$M^{I}_{max} = P\,l\,[0{,}1514 - 0{,}0634\,\nu]. \tag{8}$$

Diese Formel ergibt Werte, die bis auf etwa ⅓% genau sind.

Den kritischen Radstand, von dem an der zweite Fall die ungünstigste Belastung darstellt, findet man durch Gleichstellung der Gleichung (7) und Gleichung (8). Man findet:

mit $\nu = 0{,}98$ $a = 0{,}255\ l$
mit $\nu = 0{,}90$ $a = 0{,}284\ l$

Wenn also $a > 0{,}25\ l$, so muß untersucht werden, ob die Formel für M^{II} oder die für M^{I} den ungünstigsten Wert ergibt. Wenn $a > 0{,}3\ l$, wird immer die Formel für M^{I} den maßgebenden größeren Wert ergeben.

Der Streckbalken wird außer auf Biegung auch noch durch eine Axialkraft auf Druck beansprucht, die gleich ist der Horizontalkraft bei der gegebenen Laststellung. Man findet diese Druckkraft D^{II}, die gleichzeitig mit dem durch zwei Lasten hervorgerufenen größten Biegungsmoment M^{II} auftritt, unmittelbar aus Gleichung (4), wenn in dieselbe $x = 0{,}34\ l$ eingesetzt wird. Man erhält dann:

$$D^{II} = P\,l \frac{1}{h} \cdot \nu \left[0{,}1765 + 0{,}5591\,\frac{a}{l} - 0{,}822\left(\frac{a}{l}\right)^2\right]. \tag{9}$$

Im Falle, als das größte Moment nur durch eine Last hervorgerufen wird, findet man die gleichzeitig mit M^{I} auf-

tretende Druckkraft D^I aus Gleichung 4) durch Einsetzen von $a = o$, $P = \frac{P}{2}$ und $x = 0{,}314\,l$ zu

$$D^I = 0{,}1022\,P\,l\,\frac{I}{h}\cdot\nu \tag{10}$$

Für die Berechnung der Unterspannung und die Untersuchung des Streckbalkens auf Knickung ist die größte überhaupt auftretende Horizontalkraft maßgebend. Die ungünstigste Laststellung hierfür ist die symmetrische, wobei also $x = +0{,}5\,a$ bzw. $x = -0{,}5\,a$ ist. Man erhält damit aus Gleichung (1) für die größte Horizontalkraft

$$H_{max} = P\,l\,\frac{I}{h}\cdot\nu\left[0{,}3666 - 0{,}411\left(\frac{a}{l}\right)^2\right]. \tag{11}$$

Wenn man den Geltungsbereich dieser Formel mit $a \leqq 0{,}6\,l$ begrenzt, so gibt sie sehr genaue Werte, da nach dem früher gesagten der Fehler selbst im ungünstigsten Falle nur etwa 0,3% beträgt. Innerhalb dieser Grenze tritt H_{max} immer unter der Belastung mit beiden Lasten auf, so daß die Gleichung (11) auch dann in Geltung bleibt, wenn für das größte Biegungsmoment die Belastung mit nur einer Last maßgebend ist.

Mit Hilfe der Formeln für M, D und H lassen sich sämtliche Größen ermitteln, die man für die Profilierung des Sprengwerkes benötigt. Es ist nur noch erforderlich, den Wert der Elastizitätskonstante ν anzugeben, die von der Querschnittsgröße der Profile abhängt.

Nach Bleich[1]) ist für die hier angenommene Feldteilung und bei Vernachlässigung jenes Gliedes, das sich auf die Pfosten des Sprengwerkes bezieht und dessen Einfluß ein nur sehr geringer ist,

$$\nu = \frac{h^2}{h^2 + 1{,}667\,\frac{J}{F} + \left(\sec^3\alpha + 0{,}667\right)\frac{J}{F_1}}, \tag{12}$$

worin J und F das Trägheitsmoment bzw. die Querschnittsfläche des Streckbalkens, F_1 die Querschnittsfläche des Hängegurtes und α den Winkel bedeutet, den der Gurt in den Außenfeldern mit dem Streckbalken einschließt. Nimmt man im Mittel $h = 0{,}1\,l$ an, so wird $\sec\alpha = 1{,}054$ und $\sec^3\alpha = 1{,}171$. Mit diesem Durchschnittswert erhält man für ν die einfache Gleichung

$$\nu = \frac{h_2}{h^2 + 1{,}667\,\frac{J}{F} + 1{,}838\,\frac{J}{F_1}}. \tag{13}$$

Wie bei allen statisch unbestimmten Systemen muß die Rechnung zweimal durchgeführt werden, da die Querschnittsgrößen zunächst nicht bekannt sind. Bei der ersten Rechnung wird man für ν zunächst einen Mittelwert von etwa 0,95 annehmen können, doch ist es wichtig, denselben in einer zweiten Rechnung zu berichtigen, da der Faktor ν die Größe der Momente und Horizontalkräfte, wie auch aus Abb. 2 ersichtlich, in ganz bedeutendem Maße beeinflußt.

Zum Schluß sollen noch Formeln für das Eigengewicht angegeben werden. Bedeutet g die ruhende Last für die Längeneinheit, so ist nach Bleich[1]) die Horizontalkraft

$$H_g = 0{,}1176\,g\,l^2\,\frac{I}{h}\cdot\nu. \tag{14}$$

[1]) F. Bleich, Formeln und Tabellen für den Eisenbau, S. 246.

Hiermit ergibt sich das Biegungsmoment an der Stelle $x = 0{,}34\,l$ zu

$$M_g^{II} = g\,l^2\left(0{,}0672 - 0{,}0627\,\nu\right) \tag{15}$$

und an der Stelle $x = 0{,}314\,l$ zu

$$M_g^{I} = g\,l^2\left(0{,}0757 - 0{,}0729\,\nu\right). \tag{16}$$

Zusammenfassung.

Für ein Trapezsprengwerk mit einer Feldteilung 3 : 4 : 3 und zentrischem Anschluß des Zuggurtes, das von zwei Einzellasten P im gleichbleibenden Abstand a belastet wird, gelten folgende Näherungsformeln:

a) Wenn nur ein Feld vorhanden ist, sich also immer beide Lasten in demselben befinden müssen (Kranbrücke), ist, falls $o < a < 0{,}3\,l$, das größte Biegungsmoment

$$M_{max}^{II} = P\,l\left[0{,}2688 - 0{,}1600\,\frac{a}{l} - \nu\left\{0{,}0941 + 0{,}2983\,\frac{a}{l} - 0{,}438\left(\frac{a}{l}\right)^2\right\}\right]$$

die gleichzeitig auftretende Axialkraft:

$$D^{II} = P\,l\,\frac{I}{h}\cdot\nu\left[0{,}1765 + 0{,}5591\,\frac{a}{l} - 0{,}822\left(\frac{a}{l}\right)^2\right],$$

b) wenn mehrere Felder vorhanden sind, so daß eine der beiden Lasten auch außerhalb des fraglichen stehen kann (Kranbahn), gelten, solange $o < a < 0{,}25\,l$ ist, die gleichen Formeln wie unter a). Wenn dagegen $a > 0{,}25\,l$, muß untersucht werden, ob nicht die ungünstigere Belastung die ist, bei der nur eine Last im Felde steht. In diesem letzteren Fall ist das größte Biegungsmoment

$$M_{max}^{I} = P\,l\left[0{,}1514 - 0{,}0634\,\nu\right]$$

die gleichzeitig auftretende Axialkraft:

$$D^I = 0{,}1022\,P\,l\,\frac{I}{h}\cdot\nu,$$

c) die größte Horizontalkraft ist in beiden Fällen, falls $o < a < 0{,}6\,l$,

$$H_{max} = P\,l\,\frac{I}{h}\cdot\nu\left[0{,}3666 - 0{,}411\left(\frac{a}{l}\right)^2\right],$$

d) das durch die gleichmäßig verteilte ruhende Last g für die Längeneinheit hervorgerufene Biegungsmoment ist

im Falle a) $M_g^{II} = g\,l^2\left(0{,}0672 - 0{,}0627\,\nu\right)$,

im Falle b) $M_g^{I} = g\,l^2\left(0{,}0757 - 0{,}0729\,\nu\right)$.

Die durch dieselbe erzeugte Horizontalkraft ist in beiden Fällen

$$H_g = D_g = 0{,}1176\,g\,l^2\,\frac{I}{h}\cdot\nu,$$

e) Die Elastizitätskonstante ist in allen Fällen

$$\nu = \frac{h^2}{h^2 + 1{,}667\,\frac{J}{F} + 1{,}838\,\frac{J}{F_1}},$$

wobei sich J und F auf den Streckbalken, F_1 auf den Zuggurt beziehen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Preßluftwerkzeuge in der Bauindustrie.

Die Preßluft hat ihren Siegeszug im Bergbau gehalten. Ausschlaggebend hierfür war nicht nur die Ungefährlichkeit des Betriebes, sondern die Mannigfaltigkeit ihrer Verwendung, vor allen Dingen die Möglichkeit, schlagende Werkzeuge damit anzutreiben. Ihrer Hilfe ist es zu verdanken, daß die Kohlenförderung in den letzten Jahren bei verminderter Belegschaft ständig gehoben werden konnte. Es ergab sich höchste Wirtschaftlichkeit, obwohl in Wirklichkeit nur ein kleiner Teil der zur Erzeugung der Preßluft aufgewandten Energie Arbeit leistet. Die gleiche Erfahrung hatte man im Eisenbau, wo heute kaum noch Nieten von Hand geschlagen oder größere Gießformen von Hand gestampft werden.

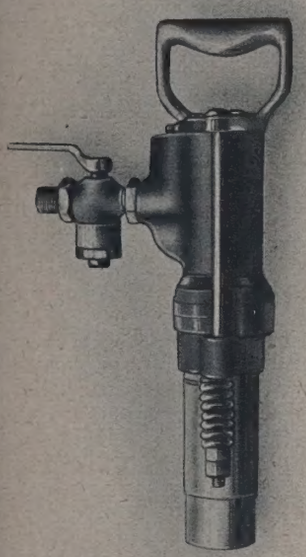


Abb. 1. Bohrhammer.

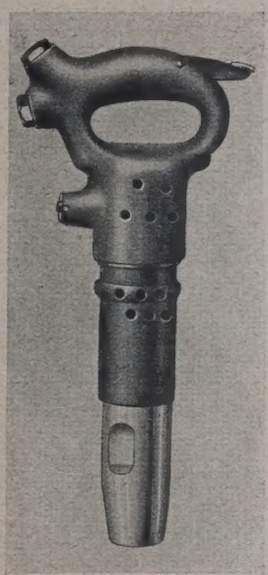


Abb. 2. Meißelhammer.

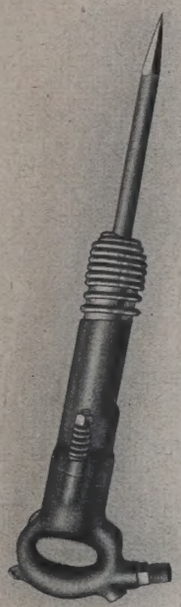


Abb. 3. Düsterloh-Abbauhammer.

Es ist daher erklärlich, daß auch im Hoch- und Tiefbau Bestrebungen zu einer weitgehenden Benutzung der Preßluft vorhanden sind, nicht nur in Verbindung mit Sandstrahlgebläsen oder Farbenspritzvorrichtungen, sondern speziell für Schlagwerkzeuge. Die heute im Straßen- und Betonbau verwandten Materialien bilden nämlich eine derart kompakte und feste Masse, daß ein Aufreißen oder Löcherbohren nach den früheren Arbeitsweisen unendliche Mühe verursacht. Es ist jedoch ein Leichtes, mit einem Preßluftbohrhammer (Abb. 1) in jedes Steinmaterial in kürzester Zeit Löcher zu schlagen, sei es für Ankerschrauben-Durchführungen und dergleichen oder für Spannungen. Mit bestem Erfolg hat man z. B. Betonklötze in der Weise gesprengt, daß in die gebohrten Löcher von etwa 50 mm ⌀ Eisen gelegt und dann ein Eisenkeil eingetrieben wurde. Die zum Bohren erforderliche Drehbewegung des Werkzeuges erfolgt entweder selbsttätig oder beim umsatzlosen Bohrhammer von Hand. Zum Schlagen von Kanälen benutzt man den Meißelhammer (Abb. 2) bzw. Abbauhammer (Abb. 3), die in besonders kräftiger und schwerer Ausführung auch als Betonaufreißer bezeichnet werden und im Straßenbau schon gute Dienste geleistet haben.

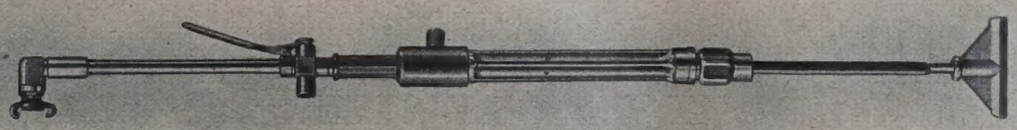


Abb. 4. Stampfer.

Für Stampfarbeiten, besonders auch in der Kunststeinfabrikation, ist der Preßluftstampfer (Abb. 4) sehr beliebt, der ja nach dem Verwendungszweck einen entsprechend geformten Schuh erhält.

Die Werkzeuge werden in allen erforderlichen Größen angefertigt sowohl für leichte Bildhauerarbeiten als für schwersten Abbruch, auch werden Spezialtypen wie Spatenhämmer zum Abstecken bzw. Abräumen usw. geliefert.

Auf Grund der Erfahrungen in den rauhen Betrieben des Bergbaues sind von deutschen Firmen (unter anderen die Firma G. Düsterloh, G. m. b. H., Sprockhövel/Westf.) zweckmäßige Konstruktionen geschaffen worden, die bisher unerreichte Leistungen abgeben und auch in bezug auf die Güte des verwandten Materials keinem amerikanischen Fabrikat nachstehen.

Da fast sämtliche Kompressorenfabriken fahrbare bzw. leicht transportable Anlagen herstellen, ist zu erwarten, daß die Anwendung der Preßluftwerkzeuge sich schnell weiter ausdehnt und nicht auf Industriebauten beschränkt bleibt, wo man schon lange die Vorteile erkannt und ausgenutzt hat. Eine Beschleunigung aller Arbeiten wird dadurch gewährleistet.

Grundanstrich neuer Eisenbauwerke.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 14767 nachstehende Verfügung vom 8. November 1926 bekannt:

Im Anschluß an die Verfügung 82 D 12 630 vom 11. Oktober 1926 und die am 23. Oktober 1926 mit den Dezernenten für Brücken und Ingenieurhochbau in Rheinhausen abgehaltene Besprechung.

Bei kleineren und mittleren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Überbauten mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle nicht lohnt, ist der Grundanstrich in der Eisenbauanstalt auszuführen. Die hierzu erforderliche Bleimennige kann von der Eisenbauanstalt oder von der zuständigen Reichsbahndirektion beschafft werden.

Wird die Bleimennige von der Eisenbauanstalt beschafft, so hat diese vor Ausführung des Grundanstrichs eine streichfertige Probe der Farbe an die Chemische Versuchsabteilung des Eisenbahnwerks Brandenburg West in Kirchmöser zur Untersuchung einzusenden. Dabei ist Bezugsquelle, Verwendungszweck und Mischungsverhältnis der Farbe mitzuteilen. Das Untersuchungsergebnis ist von der Eisenbauanstalt dem Abnahmebeamten vorzulegen, der hiernach über Verwendung oder Ablehnung der Farbe entscheidet. Vor der Entscheidung des Abnahmebeamten darf mit dem Anstrich auf keinen Fall begonnen werden. Erstreckt sich die Ausführung des Anstriches mit derselben Farblieferung auf einen längeren Zeitraum, werden z. B. mehrere kleinere oder mittlere Überbauten gestrichen, so hat der Abnahmebeamte nach Absatz 2 — Güteprüfung — der „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke" weiter eine oder u. U. auch mehrere streichfertige Proben von der vorgenannten Chemischen Versuchsabteilung in Kirchmöser untersuchen zu lassen. Die Untersuchungsergebnisse sind vom Abnahmebeamten an das zuständige Dezernat der Reichsbahndirektion einzureichen, wo sie nach Auswertung für die Anstrichprüfungsnachweisung den Bauakten einzuverleiben sind. Die Kosten der Untersuchungen trägt die Eisenbauanstalt.

Bei größeren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Eisenteile mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle lohnt, bleibt es den Reichsbahndirektionen überlassen, das oben geschilderte Verfahren anzuwenden oder die Eisenteile ungestrichen auf die Baustelle zu bringen und erst die fertiggestellten Überbauten mit Sandstrahlgebläse zu entrosten und sie dann weiter nach den „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)" zu behandeln.

In den Eisenbauanstalten werden nur die bei der fertigen Konstruktion sich überdeckenden Teile mit Bleimennige gestrichen. Für diese Anstriche ist selbstverständlich das oben erörterte Verfahren maßgebend. Entrostung und Anstrich auf der Baustelle werden zweckmäßig zusammen vergeben. Um die Schwierigkeiten zu beseitigen, die aus der Akkordarbeit, aus der Arbeit bei Regen und feuchter Witterung, aus Verfälschung der Farbe, aus mangelhafter Entrostung usw. entstehen, empfiehlt es sich, einen Teil des Bauwerks, der möglichst vielseitig beansprucht sein soll und als solcher gemeinsam mit dem Unternehmer ausgewählt wird, unter genauer Aufsicht und mit der von der Reichsbahn für erforderlich gehaltenen Gründlichkeit vom Unternehmer entrosten und streichen zu lassen. Diese so behandelte Fläche wird unauffällig durch Umrandung kenntlich gemacht. Der Unternehmer muß sich verpflichten, das übrige Bauwerk so zu entrosten und zu streichen, daß es sich in seinem Anstrich acht Jahre ebenso hält, wie der unter Aufsicht und mit besonderer Vorsicht gestrichene und gekennzeichnete Teil. Unter diesem Gesichtspunkt auftretende Mängel hat der Unternehmer auf seine Kosten zu beseitigen.

Im übrigen sind selbstverständlich die Vorschriften der „FAE" bindend. In den Verträgen müssen die vorstehenden Richtlinien eindeutig klargelegt werden.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft Hauptverwaltung
(gez.) Kraefft.

Der Wuchtförderer.

Der Wuchtförderer ist eine federnd gelagerte Förderrinne (Abb. 1) mit kurzen schnellen Längsschwingungen. Durch die Neigung der stählernen oder eschenen federnden Tragrahmen um 15° gegen die Lot-

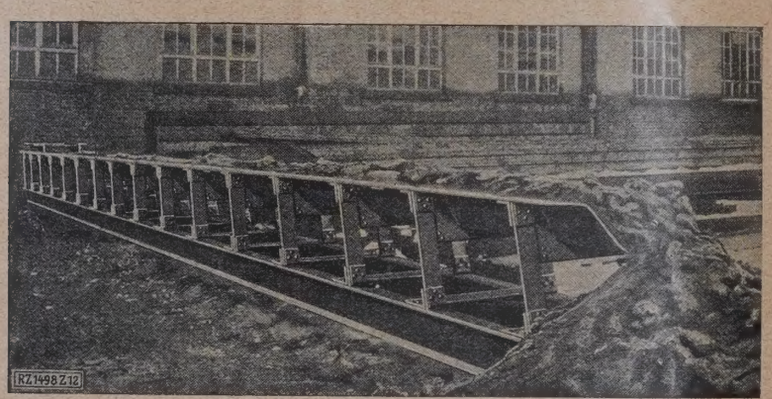


Abb. 1.

rechte nach rückwärts erhält das Fördergut bei der Schwingung vorwärts eine Beschleunigung von rd. 10° gegen die Wagerechte nach aufwärts und verläßt infolgedessen im freien Wurf die Rinne, so daß die ganze Bewegung sägezahnartig wird (Abb. 2), äußerlich jedoch wie ein gleichförmiges Fließen erscheint. Den Antrieb erhält die ganze Einrichtung durch einen an Längsschraubenfedern hängenden Kurzschlußmotor mit unausgewuchteten Schwungscheiben, deren ungleichmäßiger Lauf die Schwingungen erzeugt. Durch Abstimmung der Massen läßt sich die Eigenschwingung der Rinne mit dem Fördergut mit der Schwingungszahl der Erregermaschine in Resonanz bringen und dadurch der Kraftbedarf niedrig halten (1 PS bis 20 m³, 1,5 PS

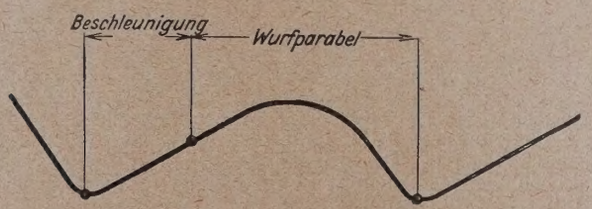


Abb. 2.

bis 30 m³/Stunde). Fördergut, das besonders geschont werden muß, verträgt bis 6 m/Min. Fließgeschwindigkeit, solches, das nicht stauben soll, bis 10 m, grobes Schüttgut 15 bis 25 m/Min. Die Leistung kann bis 100 m³/Std. gesteigert werden. Die Rinnenlänge ist auf 30 bis 40 m beschränkt, längere oder krumme Strecken erfordern mehrere übergreifende Rinnen, die sich aber nicht berühren dürfen. (Nach Dr.-Ing. H. Heymann in Darmstadt in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 6. März 1926, S. 309—313.) N.

Trockendock in Sunderland.

Das neue Schiffsreinigungsdock in Sunderland ist 150 m lang, 23 m weit und über dem Einlaßdrempel bei Flut 8 m, bei Ebbe 3,5 m tief, im Kammerboden 1,35 m tiefer. Die Tiefe von 3,5 m erfordert für die meisten Schiffe mit 3,6 m Tiefgang nur wenig Pumparbeit beim Docken. Eine Verlängerung um 45 m ist vorgesehen. Rechtwinklig zum Dock schließen an das Torhaupt flutfreie Kaimauern an, zusammen 170 m lang. Alle Mauern sind auf Fels gegründet. Das Torhaupt und rd. 100 m der Kaimauern haben im Schutze der alten Ufermauer offen gegründet werden können, dann sind die Docktore eingesetzt und hinter diesem Abschluß alle anderen Dockteile

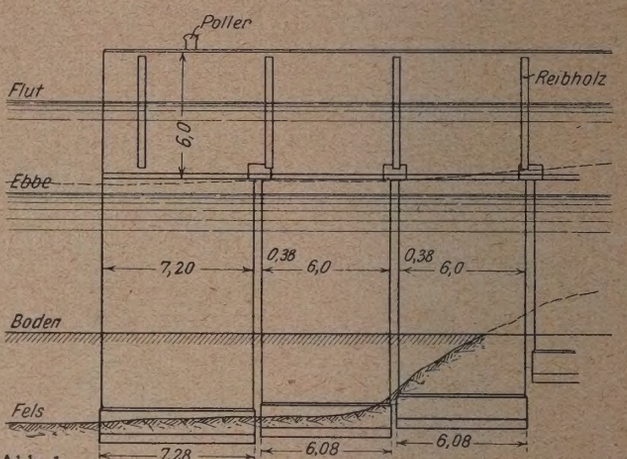


Abb. 1.

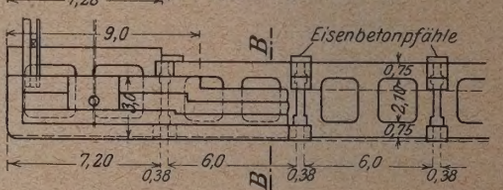


Abb. 2.

auch offen fertiggestellt worden, wobei 2 m Arbeitsbreite hinter den Längsmauern Raum zum Aufstellen der Pumpen und zum Ableiten des Wassers boten. Der übrige Teil der Kaimauer ist aus Betonblöcken von 6 m Länge, 3,6 m Breite und 13 m größter Höhe aneinander gereiht worden, mit einem Block von 7,2 × 4,2 m Grundfläche als Abschluß (Abb. 1 u. 2). Die Blöcke sind als Doppelsenkkästen aus Beton mit genieteten Schneiden und Ankereisen im Beton auf einer Dammschüttung aufgebaut und, soweit nötig, mit Hilfe von Tauchern versenkt worden, an besonders schwierigen Stellen unter Umwandlung in Druckluftsenkkästen. Die 40 cm weiten Zwischenräume sind durch Eisenbetonpfosten geschlossen und ausbetoniert worden (Abb. 2 u. 3). Auf diesen Unterbau kam die 2,4 m hohe durchlaufende Ufermauer mit kräftig verankerten gußeisernen Pollern.

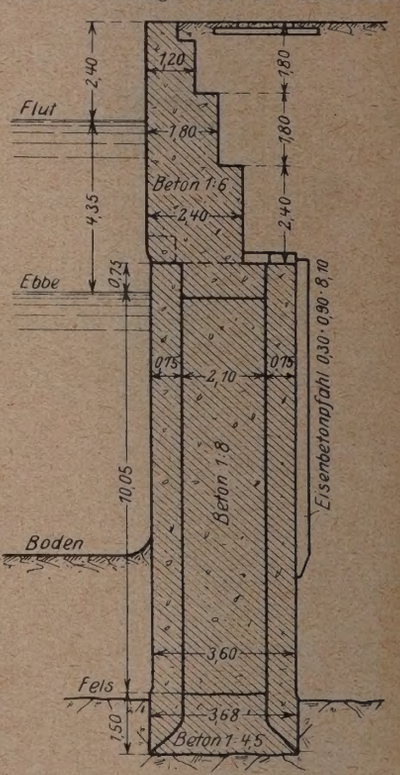


Abb. 3. (Schnitt BB.)

Die eisernen Stammtore haben von Mitte zu Mitte der Wendesäulen 24 m Stützweite und 4,8 m Pfeil und 10,5 m Höhe, zu der noch eine 75 cm hohe Schanzverkleidung gegen Springfluten und ein Steg von 1,2 m Breite kommen. Das Gewicht jedes Torflügels von 90 t wird durch eine Luftkammer bis auf 7 t entlastet. Die Anschlagsäulen und -schwellen bestehen aus Hartholz. Das Tor kann durch elektrische Winden in 2½ Minuten geöffnet oder geschlossen werden, im Notfall durch Gangspille in 13 Minuten. Für den leichten

Zusammenbau im Torhaupt ist jeder Torflügel in drei lotrechten Teilen angeliefert worden. Die Pumpen zum Entleeren des Docks stehen 1,5 m unter Ebbespiegel im Torhaupt, von wo aus auch die Schützen für die zwei Einläufe zum Füllen in den Längswänden durch Druckwasser betätigt werden. (Nach W. Simpson, beratendem Ingenieur, in Engineering vom 29. Jan. und 19. Febr. 1926, S. 134—136 und 225—228 mit 14 Zeichn., 2 Abb. und 5 Tafeln.) N.

Die Stadtbrücke in Graz.

Zu dem gleichnamigen Aufsatz in Heft 40 dieser Zeitschrift, S. 781, bemerken wir im Einvernehmen mit unserer Gruppe Österreich folgendes:

Aus der Rede des Bürgermeisterstellvertreters von Graz, Herrn Ingenieur Dr. Pertassek, könnte man schließen, daß bei Betonbrücken immer mehr oder weniger große Überschreitungen der veranschlagten Baukosten zu erwarten sind. Dies widerspricht vollständig den Tatsachen. Brücken bestehen aus den Tragwerken und aus den Widerlagern und Pfeilern. Die Kosten der Tragwerke können von vornherein ganz genau berechnet werden, gleichgültig ob sie in Beton, in Eisenbeton, in Eisen oder in Holz ausgeführt werden. Anders steht es mit den Kosten der Widerlager und Pfeiler. Diese hängen von den Gründungsverhältnissen, also davon ab, in welcher Tiefe der tragfähige Baugrund erreicht wird, wie groß der Wasserandrang in der Baugrube ist u. dergl. Die Kosten der Widerlager und Pfeiler sind daher bei großen Flußbrücken immer schwer zu erfassen und stellen deshalb im Voranschlag einen unbestimmten Posten dar, gleichviel aus welchem Baustoff das Brückentragwerk hergestellt wird. Im vorliegenden Falle handelt es sich um nachträglich vorgeschriebene Spundwände, eine Vertiefung des Fundamentes und schwierigere Wasserhaltung, kurz lauter Mehrarbeiten, die von der Frage, ob man das Tragwerk in Eisen oder in Eisenbeton ausführt, vollständig unabhängig sind.

Für die Entscheidung, ob für ein Brückentragwerk Beton oder Eisen als Baustoff gewählt werden sollen, kommen die Gründungsschwierigkeiten für die Widerlager und Pfeiler nicht in Betracht, weil sie sowohl bei Beton- als auch bei Eisentragwerken in gleichem Maße vorhanden sind. Für die Wahl des Brückenbaumaterials einer Stadtbrücke spielen ganz andere Gesichtspunkte mit, vor allen Dingen auch schönheitliche Momente, die Frage der Unterhaltung und die Kostenfrage. Mit dieser Ansicht steht Herr Oberbaurat Dr. Fritz Emperger, Wien, durchaus nicht allein da, wie in der Rede des Herrn Dr. Pertassek hervorgehoben wurde. Zu erwähnen ist z. B. die Stadt München, die ihre Isarbrücken ausschließlich als massive Bögen von hervorragender Schönheit hergestellt hat.

Deutscher Beton-Verein E. V.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Arbeitsmarktlage.

Der Rückgang der Erwerbslosenziffern, der seit dem Februar d. J. — von einer kurzen Stockung im Juni abgesehen — gleichmäßig anhielt, ist in der ersten Novemberhälfte zum Stillstand gekommen. Die geringe Abnahme, welche die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger auch noch am 15. November aufweist (— 24 000), dürfte im wesentlichen auf das Ausscheiden der ausgesteuerten Erwerbslosen zurückzuführen sein. Die Anzahl der von den Arbeitsnachweisen gemeldeten Arbeitsuchenden zeigt bereits am 15. November gegenüber dem Vormonat eine geringe Zunahme (+ 4500). Die Zahl der Notstandsarbeiter, die im Mai mit 170 100 ihren Höchststand erreichte und dann bis August auf 130 000 zurückging, ist seitdem konstant geblieben. Die Anhaltszahlen sind im einzelnen:

Monatsmitte	Hauptunterstützungsempfänger: Anzahl	Hauptunterstützungsempfänger: % der Krankenkassenmitglieder	Arbeitsuchende	Arbeitslose in % der Gewerkschaftsmitglieder	Notstandsarbeiter
Februar 1926	2 058 400	12,9	2 488 500	22,0	87 000
September ,,	1 483 500	8,8	1 973 500	15,2	130 100
Oktober ,,	1 338 050	7,8	1 828 900	14,2	129 200
November ,,	1 314 100	7,7	1 833 400	—	129 800
(November 1925	443 400	2,5	800 400	10,7	30 050)

Im Baugewerbe trat, hauptsächlich infolge des Beginns der ungünstigen Baumonate, die Verschlechterung auf dem Arbeitsmarkt schon früher ein. Bereits die Zahlen von Ende Oktober lassen eine — wenn auch noch sehr geringe — Zunahme der arbeitslosen Bauarbeiter erkennen. Die Zahl der von den Arbeitsnachweisen als arbeitsuchend gemeldeten Baufacharbeiter stieg gegenüber dem Vormonat um 7000, und auch die gewerkschaftliche Statistik berichtet über eine Zunahme von 0,3% der erfaßten (hauptsächlich gelernten) Bauarbeiter. Soweit bereits Zahlen vom November bekannt sind, geht aus ihnen ein weiteres, nicht unerhebliches Anwachsen der Arbeitslosenziffern hervor. (Vgl. die untenstehende Tabelle.) — Bezirklich ist die Lage nach wie vor sehr verschieden; relativ befriedigend ist sie in Pommern, Brandenburg, Schleswig-Holstein, Hannover und Württemberg. Besonders groß ist die Arbeitslosigkeit der Maler und auch der Maurer, während der Beschäftigungsgrad der Zimmerer und der Tiefbauarbeiter sich meist weniger verschlechterte. Im ganzen genommen ist unter Berücksichtigung der Jahreszeit und der allgemeinen Wirtschaftsverhältnisse die Arbeitsmarktlage im Baugewerbe als verhältnismäßig günstig anzusehen. Ein Vergleich mit dem Vorjahre fällt bereits Ende November zugunsten der augenblicklichen Lage aus. — Nachstehend die genauen Ziffern für das Baugewerbe:

Monatsende	Arbeitsuchende Bauarbeiter: gelernte	Arbeitsuchende Bauarbeiter: ungelernte	Arbeitslose in den Baugewerkschaften in % der erfaßten Mitglieder: Dt. Baugewerksbund	Zvb. der Zimmerer	Zvb. der christl. Bauarb	Gezog. Durchschn.
September 1926	75 170	96 730	16,0	17,9	23,2	16,9
Oktober ,,	82 050	96 670	16,0	19,2	23,4	17,2
16. November ,,	93 950	—	18,0	—	—	—
(November 1925	—	—	27,8	18,8	31,2	26,4)

Großhandelsindex.

3. 11.	10. 11.	16. 11.	24. 11.	1. 12.	8. 12.
131,5	133,0	131,8	130,6	130,0	131,3

	Juli	August	Sept.	Okt.	Novbr.
Reichslebenshaltungsindex	142,4	142,5	142,0	142,2	143,6
Großhandelsindex	127,4	127,0	126,8	130,2	131,6

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 9. Dezember 1926.)

Anordnung über weitere Verlängerung der Kurzarbeiterfürsorge. Vom 25. November 1926. (RGBl. I. S. 491.) Die Geltungsdauer der Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge vom 20. II. 26 wird bis zum 31. März 1927 verlängert. (Bisher verlängert bis zum 27. November 1926; vgl. Bauing. 34, 674.)

Rechtsprechung.

Entlassung von Schwerbeschädigten. In einer Entscheidung vom 20. Oktober 1926 hat das Gewerbegericht Zeulenroda festgestellt, daß es für die Hauptfürsorgestelle nur zwei Möglichkeiten für die Stellungnahme zu der von ihrer Genehmigung abhängigen Kündigung eines Schwerbeschädigten gibt. Die Hauptfürsorgestelle kann nach Ansicht des Gewerbegerichtes entweder die Zustimmung erteilen oder sie versagen. Wird sie erteilt, so wird durch die Kündigung das Arbeitsverhältnis ohne weiteres aufgelöst, wird sie versagt, so bleibt das Arbeitsverhältnis bestehen. Ein Zwischenzustand ist ausgeschlossen. Das Gewerbegericht hält es nicht für angängig, daß die Hauptfürsorgestelle die Zustimmung zur Kündigung nur bedingt erteilt, mit dem Vorbehalt, daß der Schwerbeschädigte ohne Rücksicht auf die Zahl der Beschäftigten wieder einzustellen sei, wenn der Betrieb, dessen Stillegung die Ursache der Kündigung war, wieder aufgenommen wird. Die unter einer solchen Bedingung erteilte Zustimmung ist so zu behandeln, als ob sie bedingungslos gegeben wäre. Der auf Grund der erteilten Zustimmung entlassene Schwerbeschädigte kann daraus,

daß die Firma die Bedingung nicht eingehalten hat, keinen Anspruch gegen die Firma herleiten. Das Gericht hält es für unvereinbar mit dem Rechtsbegriff der Kündigung, daß die Kündigung unter einer Bedingung ausgesprochen wird. Der Kündigung wohnt rechtsgestaltende Kraft inne; durch sie wird das Arbeitsverhältnis gelöst; sie schafft einen klaren eindeutigen Rechtszustand. Durch die gesetzte Bedingung würde die Auflösung des Rechtsverhältnisses hinausgeschoben, die rechtlich einzig mögliche Wirkung der Kündigung, nämlich die Auflösung des Arbeitsverhältnisses, würde vorläufig ungewiß sein und ev. überhaupt nicht eintreten.

In dem Streitfall, der die Grundlage für die Entscheidung bildete, hatte der mit Zustimmung der Hauptfürsorgestelle entlassene Schwerbeschädigte auf Grund der Bedingung, die die Hauptfürsorgestelle an die Zustimmung zur Kündigung geknüpft hatte, die Wiedereinstellung nach Wiederaufnahme des Betriebes, außerdem aber auf Grund § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes Weiterzahlung des Lohnes auf 3 Monate vom Tage der Kündigung an beantragt. § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes bestimmt, daß die Zustimmung zur Kündigung eines Schwerbeschädigten dann nicht versagt werden darf, wenn der Betrieb eines privaten Arbeitgebers nicht nur vorübergehend vollständig eingestellt oder wesentlich eingeschränkt wird und zwischen dem Tage der Kündigung und dem Tage, bis zu dem Gehalt oder Lohn weitergezahlt wird, mindestens 3 Monate liegen. Aus dieser Gesetzesvorschrift kann nach Ansicht des Gewerbegerichtes nicht gefolgert werden, daß ein Schwerbeschädigter, der im Falle der völligen Betriebstillegung mit Zustimmung der Hauptfürsorgestelle entlassen wurde, gegen den Arbeitgeber einen klagbaren Anspruch auf 3 Monate Lohn habe. Es handelt sich hier vielmehr lediglich um eine Anweisung an die Hauptfürsorgestelle, also um eine öffentlichrechtliche Vorschrift, aus der eine private Klageforderung gegen einen Arbeitgeber, dem von der Hauptfürsorgestelle die Zustimmung zur Kündigung erteilt wurde, nicht hergeleitet werden kann. Das Gewerbegericht hat deshalb auch die auf § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes gestützte Klageforderung abgelehnt.

Unter welchen Voraussetzungen liegt in einem Falle, in dem der Arbeitgeber die Lohnsteuer nicht rechtzeitig an die Finanzkasse abgeführt hat, Steuerhinterziehung vor? Die Unterlassung rechtzeitiger Entrichtung fälliger Steuerbeträge erfüllt noch nicht den Tatbestand einer vorsätzlichen Steuerhinterziehung in Form der Verkürzung der Steuereinnahmen (§ 359 AO.). Es muß hinzukommen, daß der Steuerpflichtige der Steuerbehörde bewußt das Bestehen oder die Höhe des Steueranspruches verschweigt. Ein solches Verschweigen ist darin zu erblicken, daß der Steuerpflichtige dem Finanzamt weder ein Stundungsgesuch noch sonst eine Mitteilung über das Bestehen einer Steuerschuld hat zukommen lassen. Diese Sachlage lag in dem vorliegenden Streitfall vor. Demnach war der Tatbestand des § 379 AO. als erfüllt anzusehen, da die Absicht dauernder Vorenthaltung der geschuldeten Steuern nicht erforderlich ist. (Urteil des Reichsgerichts vom 11. 10. 26 — 2 D 850/1926.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 11. November 1926.

Kl. 19 a, Gr. 28. W 68 254. Georg Winter, Köln-Deutz, Lorenzstraße 21. Zum Eindrehen und Ausdrehen vom Schienenbefestigungsschrauben dienende, fahrbare Vorrichtung. 23. I. 25.

Kl. 20 f, Gr. 10. G 64 932. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Schienenzangen-Fangvorrichtung für Fahrzeuge. 27. VII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 8. V 21 203. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Anordnung zum Niederhalten der Weichenzunge am Drehpunkt. 16. IV. 26.

Kl. 20 i, Gr. 12. Sch 74 979. Leonhard Schmidt, Amberg. Eisenbetonkanal für Kabel-, Drahtzug- und Gestängeleitungen, insbesondere für Eisenbahnsicherungsanlagen. 1. VIII. 25.

Kl. 20 i, Gr. 38. A 45 108. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Streckenblockung mit Selbstbetätigung am Anfang und am Ende einer Blockstrecke. 29. V. 25.

Kl. 20 i, Gr. 44. H 100 832. Hermann Wilhelm Hummel, Naunhof, Sa. Selbsttätig wirkende Warnvorrichtung für Eisenbahnzüge, welche mit dem Streckensignal zwangläufig verbunden ist und durch den fahrenden Zug Knallsignale auslöst. 2. III. 25.

Kl. 37 e, Gr. 13. M 87 910. Dipl.-Ing. Wilhelm Geck, Offenbach a. M., Mainstr. 135. Vorrichtung zum Reinigen von Betonschalbrettern. 9. V. 24.

Kl. 80 a, Gr. 56. N 24 357. Hans Nolze, Darmstadt, Eckardtstr. 35. Vorrichtung zur Herstellung dichter Betonkörper nach dem Schleuderverfahren. 27. III. 25.

Kl. 85 d, Gr. 3. R 65 533. Oskar Ritschel, Duisburg, Hohe Str. 24/26. Verhinderung von Sauerstoffaufnahme durch das in einem offenen Behälter angesammelte Wasser. 29. IX. 25.

Kl. 85 e, Gr. 19. St 39 545. August Steinhäuser, Essen a. d. Ruhr, Steinmetzstr. 31. Vorrichtung zum Entleeren von senkrechten Sammelschächten. 5. V. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 11. November 1926.

Kl. 5 c, Gr. 8. 437 731. Dipl.-Ing. Otto Henkel, Magdeburg, Gutenbergstraße 17, u. Dipl.-Ing. Karl Walter, Beuthen, O.-S., Gustav-Freytag-Str. 14. Eisenbetonplatte für den Schachtausbau. 13. VIII. 22. H 90 823.

Kl. 19 a, Gr. 28. 437 649. Albert Höing, Königssteele, Ruhr. Gleishebebock mit einer auf das Kopfende des Hubhebels wirkenden Hub- und Sperrvorrichtung. 26. I. 26. H 105 096.

Kl. 19 a, Gr. 28. 437 650. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Fahrbare Gleisrückmaschine mit während des Gleisrückens angehobenem als Belastung dienendem Gestellförderwagen. 15. VIII. 24. M 86 019.

Kl. 19 e, Gr. 1. 437 697. „Cubex"-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Mit entgegengesetzten Streichbrettern versehene fahrbare Vorrichtung zum Unterfüllen von angehobenen Gleisen. 3. II. 25. C 36 147.

Kl. 20 a, Gr. 12. 437 602. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilhängebahn mit bewegtem Drahtseil. 21. V. 25. P 50 558.

Kl. 20 g, Gr. 8. 437 539. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 19. I. 26. R 66 462.

Kl. 20 h, Gr. 4. 437 829. Schenck & Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Fangvorrichtung; Zus. z. Pat. 425 746. 10. II. 26. Sch 76 946.

Kl. 20 h, Gr. 6. 437 605. R. Wolf, Akt.-Ges., Abt. Hagans, Erfurt. Im Schwerpunkt des Wagens angebrachte Hebevorrichtung für auf Gleisen laufende leichtere Wagen. 12. II. 26. W 71 700.

Kl. 20 h, Gr. 7. 437 830. Fritz Rieger, Kaiserslautern, Kaiserstr. 46a. Verfahren zum Ankünden vorsichtig zu rangierender Wagen im Ablaufbetrieb. 15. VIII. 25. R 65 126.

Kl. 20 i, Gr. 3. 437 739. Dipl.-Ing. Erich Weinitschke, Berlin-Lichtenberg, Frankfurter Allee 206. Hilfsvorrichtung für Farbenblinde zur Unterscheidung verschiedener Signalfarben, z. B. von Eisenbahnsignalen. 4. II. 26. W 71 628.

Kl. 20 i, Gr. 11. 437 740. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage. 27. XI. 25. S 72 360.

Kl. 20 i, Gr. 11. 437 741. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal mit Kurzschlußsicherung. 27. XI. 25. S. 72 382.

Kl. 20 i, Gr. 28. 437 788. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erdschlußüberwachung in Blockanlagen. 8. XI. 25. S. 72 170.

Kl. 20 k, Gr. 9. 437 789. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Spannvorrichtung für Fahrdrähte oder für andere Leitungsteile elektrischer Bahnen mit Hilfe eines Doppelhebels; Zus. z. Pat. 388 233. 4. X. 25. S 71 758.

Kl. 20 k, Gr. 19. 437 790. Fa. Österreichische Industriewerke, Warchalowski Eißler & Co., A. G., Wien; Vertr.: Pat.-Anwälte W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Berlin SW 11. Plattformwagen, insbesondere für die Oberleitung elektrischer Bahnen mit einer in der Höhenrichtung verstellbaren und wagrecht verdrehbaren Plattform. 11. VIII. 25. O 15 106. Österreich 30. VII. 25.

Kl. 35 b, Gr. 1. 437 837. Dr.-Ing. Siegmund Löschner, Saarbrücken, Blumenstr. 51. Antrieb für Katzen oder Seilträger für Kabelkrane. 29. V. 24. L 60 338.

Kl. 35 b, Gr. 6. 437 839. Franz Neumann, Geesthacht. Vorrichtung zum Verladen gestapelter Bausteine u. dgl. 8. XI. 24. N 23 779.

Kl. 37 f, Gr. 3. 437 800. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Vorrichtung zum Aufbauen von Scheibengasbehältern. 29. X. 25. M 91 925.

Kl. 80 a, Gr. 7. 437 767. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Berlin W 9. Zweiteilige Mischtrommel. 29. III. 25. Sch 73 660.

Kl. 80 a, Gr. 7. 437 674. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Mischen und Sortieren von Materialien, insbes. Beton u. dgl. 21. VIII. 21. S 57 317.

Kl. 81 e, Gr. 127. 437 768. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 24. XII. 25. L 64 745.

Kl. 81 e, Gr. 127. 437 769. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke. 6. IV. 23. P 46 055.

Kl. 81 e, Gr. 127. 437 770. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke; Zus. z. Pat. 437 769. 10. V. 23. P 46 245.

Kl. 84 b, Gr. 2. 437 513. Fa. Rheinische Metallwaren- und Maschinenfabrik, Düsseldorf-Derendorf. Schiffshebewerk mit Laufkran. 11. V. 24. R 61 095.

Kl. 84 c, Gr. 2. 437 523. Edward Le Bas u. Ernest Albert Garatt, London; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Spundwände aus H-Eisen. 19. VII. 23. B 110 471. Großbritannien. 16. II. 23.

Kl. 85 b, Gr. 1. 437809. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Enthärten von Wasser durch Basenaustausch. 6. VI. 20. B 94 320. V. St. Amerika 14. VIII. 14 u. 2. VI. 16 u. 8. V. 19.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Staumauern, Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke. Von Dr.-Ing. N. Kelen. 307 Text-Abb., m. VIII, 294 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geb. RM. 39.—.

Die Kreiszylindergewölbe der aufgelösten Staumauern fordern bei ihren einfachen Formen zu einer allgemeinen analytischen Behandlung geradezu auf. Eine solche allgemeine Untersuchung der Spannungsverhältnisse des Bogens, die dann noch durch eine analytische Behandlung des Pfeilers ergänzt wird, bildet den Ausgangspunkt und den ersten Teil des vorliegenden Werkes. Im Zusammenhang damit entwickelt dann der Verfasser Betrachtungen über die wirtschaftliche Bemessung und Anordnung der aufgelösten Staumauern. Hierauf folgt ein Abschnitt über die konstruktive Ausbildung, an den sich dann die Wiedergabe und Besprechung einer großen Zahl von Gewölbe- und Gewölbereihenmauern anschließt. Zahlreiche Bemessungstafeln machen in Verbindung mit den Richtlinien für die rationelle konstruktive Gestaltung das Werk im ganzen, wie Ludin in seinem Geleitwort hervorhebt, zu einer wertvollen Hilfe für den entwerfenden Ingenieur. Die Behandlung des Stoffes gibt jedoch im einzelnen noch Anlaß zu manchen kritischen Bemerkungen.

Bei den grundlegenden statischen Untersuchungen des Bogens (S. 17 ff.) fällt vor allem auf, daß der Verfasser bei der Berechnung des Horizontalschubes (Gl. 10) im Nenner, also im Ausdruck δ_{HH} die elastische Wirkung der Normalkraft durchweg mit hereinnimmt. Diese Wirkung fällt nur bei sehr flachen oder im Verhältnis zum Radius sehr dicken Bogen (wo die Gewölbetheorie streng nicht mehr gilt) ins Gewicht, kann also bei Staumauergewölben unbedenklich übergangen werden. Durch solche und ähnliche Vernachlässigungen hätten sich die Formeln erheblich einfacher aufbauen lassen. Die Spannungen wären von Gewölberadius und Stärke in einfachen (linearen, quadratischen oder kubischen) Beziehungen abhängig. Der Rechenaufwand für die Diagramme, die sich z. T. auf Geradenscharen zurückführen lassen, wäre auf einen Bruchteil zurückgegangen. Solche Diagramme habe ich vor Jahren gelegentlich der Berechnung der Vöhrenbacher Sperre entwickelt. Die Berechnung ohne die genannten Vernachlässigungen ist übrigens nur scheinbar genauer, man denke nur an die Voraussetzungen, die der Rechnung zugrunde liegen (festes E, feste Einspannung usw.).

Die Vorliebe des Verfassers für analytische Entwicklungen hat das Buch da und dort unnötig schwerfällig gemacht. Daß z. B. der Kreis die einzige Form der Stützlinie bei gleichmäßigem Wasserdruck ist (S. 15), läßt sich unmittelbar aus der Anschauung leichter einsehen, als durch einen rechnerischen Nachweis. Ebenso kann der über einige Seiten (S. 97—101) sich hinziehende Beweis, daß das Bild der Hauptspannungen im Pfeiler von der Lage des der Rechnung zugrunde gelegten Schnittes unabhängig ist, auf mehr geometrisch-anschaulichem Wege mit wenigen Sätzen geführt werden. Ferner wird auf Seite 130 sehr umständlich ein Ausdruck hergeleitet, um den die hydrostatische Höhe des auf den Pfeiler wirkenden Wasserdrucks zu vermindern ist. Dieser Ausdruck läßt sich fast unmittelbar anschreiben, wenn man sich vorstellt, daß diese Verminderung nichts anderes ist als die senkrecht zum Pfeiler liegende Komponente des durch den Bogen verdrängten Wassergewichts.

Bei den verschiedenerlei Untersuchungen für die günstigsten Abmessungen und Anordnungen hat der Verfasser fast durchweg vom Einfluß des nach den Kämpfern zunehmenden Wasserdrucks abgesehen, er setzt also Verhältnisse voraus, wie sie nur bei recht hohen Staumauern vorliegen. Nun sind die aufgelösten Staumauern meist nicht sehr hoch, der veränderliche Wasserdruck fällt also noch recht erheblich ins Gewicht. Dadurch verlieren die Betrachtungen des Verfassers die Allgemeingültigkeit, und es wäre wünschenswert gewesen, wenn er wenigstens noch einige qualitative Erörterungen über die Art und Richtung dieses Einflusses gegeben hätte.

Was der Verfasser über die konstruktive Ausgestaltung sagt, ist nicht immer überzeugend begründet. Leider fehlt hier der Raum, um auf die einzelnen Punkte einzugehen. Die Kämpferverstärkung hätte nach der konstruktiven und wirtschaftlichen Seite eingehender behandelt werden dürfen. Schwierigere Fragen wie die Knicksicherheit des Pfeilers, Wahl und Anordnung der Querversteifungen bleiben ohne Lösung.

Gewölbe- und Gewichtsstaumauern werden nur kurz und unvollständig gestreift, kürzer, als man es von einem Buch mit dem allgemeinen Titel „Staumauern" erwarten könnte. Zudem ist das über die Berechnung der Gewölbemauern Mitgeteilte (S. 60—62) teilweise anfechtbar. Jouillard nimmt z. B. an den Seiten eine ganz andere und wesentlich besser begründete Verteilung der Wasserlast auf Gewölbe- und Stützmauer an als der Verfasser (s. Schweiz. Bauz. Bd. 78 S. 271 ff.).

Vollständig falsch, wenn auch weniger für die Brauchbarkeit des Buches ins Gewicht fallend, ist die Seite 16 unten vertretene Auffassung, daß auch bei wagerecht angenommenen Schnitten mit einem nach den Kämpfern hin zunehmenden Wasserdruck zu rechnen sei. Für die einfache Widerlegung ist hier nicht der Platz.

Zuletzt möchte ich noch bemerken, daß mir neben anderen stilistischen Schwerfälligkeiten und Unrichtigkeiten („diese Vorsichtsmaßregel hat seine Begründung" S. 125) auch die dauernd wiederkehrende Bildung „Gewölbereihendamm" nicht dem deutschen Sprachgefühl zu entsprechen scheint. Sie wäre, da es sich um einen festen Baustoff handelt, doch wohl besser durch Gewölbereihenmauer zu ersetzen.

Trotz dieser mancherlei Anstände ist in dem Buch doch viel fleißige Arbeit niedergelegt, die man sich beim Entwurf von aufgelösten Staumauern gewiß gerne und mit Vorteil zunutze machen wird. Dr.-Ing. Kammüller.

Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkräften anstatt nach zulässigen Spannungen. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg. 66 Seiten, 3 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis RM 2,70.

Die übliche Art, bei der man die Sicherheit beim Bauen durch die Festsetzung einer zulässigen Spannung zu erreichen und zu gewährleisten sucht, hat etwas Unbefriedigendes. Für die vielerlei Einflüsse, die außerhalb des Schemas der statischen Berechnung ein Bauwerk bedrohen, läßt man ganz generell einen größeren Spielraum offen, den Raum von der „zulässigen Spannung" bis zur „Bruchspannung". So kann ein Bauwerk, das nur summarisch berechnet und nicht sorgfältig ausgeführt ist, trotz der Einhaltung der zulässigen Spannung recht nahe am Bruch sein und sogar einstürzen, andererseits kann einem geschickten Ingenieur, der die verschiedenartigen Einflüsse und Beanspruchungen zu erfassen versteht und erfassen will, die „zulässige Spannung" eine volle Materialausnützung unmöglich machen. Statt nun die möglichen Unsicherheiten in einen starren Sicherheitsfaktor generell und summarisch hineinzulegen, schlägt Mayer ein entgegengesetztes, mehr analytisches und individuelles Verfahren vor. Die Rechnung soll alle im einzelnen Falle möglichen Kraftwirkungen nach ihren größtmöglichen Beträgen unter den ungünstigsten Annahmen über Material und Bearbeitung umfassen. Die daraus errechneten Grenzkräfte dürfen dann in ihrem Betrag bis nahe an die unterste zu erwartende Grenze der Festigkeit heranreichen. Die Bestimmung dieser Grenzwirkungen beruht auf Wahrscheinlichkeitserwägungen, wie auch der bisherige Sicherheitsbegriff ein nur weniger klar erfaßter Wahrscheinlichkeitsbegriff ist. Einige sehr anregende Abschnitte des Buches beschäftigen sich auch eingehend mit analytischen Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen, und die vorliegenden Probleme werden in gründlicher Weise angefaßt.

Das Verfahren der Grenzkräfte ist ein Ziel, das dem reiferen Ingenieur wohl mehr oder weniger bewußt vorschwebt, aber wahrscheinlich nur in bescheidenen Grenzen und asymptotisch erreicht werden kann. Es setzt beim entwerfenden Ingenieur und bei der Behörde recht viel Erfahrung voraus — auch in Dingen, die man noch nicht weiß — es sei nur an die Theorie der Beanspruchung erinnert. Aber als Anregung und Reiz zum eigenen Nachdenken über die Grundfragen des Berufs ist diese lebendig geschriebene Schrift des in der Literatur sonst schon rühmlich bekannten Verfassers gewiß schon heute sehr wertvoll. Kammüller.

Von Sachsens Bauschaffen und Technischer Wirtschaft. Festschrift zum Deutschen Architekten- und Ingenieurtag, Dresden 1926. Industrie- und Verkehrsverlag G. m. b. H., Dresden. Preis kart. RM. 7,50.

Das glänzend ausgestattete und soweit es das Bauschaffen des Architekten behandelt, auch mit hervorragenden Abbildungen versehene Werk bringt für den Bauingenieur in seinem zweiten Teile unter „Technische Wirtschaft" eine Anzahl Aufsätze berufener Fachmänner über Sachsens Elektrizitätswirtschaft (vom Generaldirektor der A.-G. Sächs. Werke, F. Wöhrle), über Sachsens Talsperren und Wasserkräfte sowie über die Schiffahrtswege Sachsens (von

Ministerialrat Sorger, Dresden), über den Straßenbau in Sachsen (von Ministerialrat Dr. Speck, Dresden) und endlich das Kraftfahrwesen (von ord. Prof. Wawrziniok, Dresden). Es liegt in der Natur und dem Zwecke der vorliegenden Veröffentlichung, daß hier eine verhältnismäßig kurze aber inhaltreiche und großzügige Zusammenfassung der behandelten Gebiete gegeben ist, die aber gerade wegen der in ihr niedergelegten allgemeinen Gesichtspunkte und Fragen eine besondere, über den Rahmen einer einfachen Zusammenfassung herausgehende Bedeutung erhält. Deshalb wird ein jeder, der die vorgenannten Veröffentlichungen liest, nicht nur über die sächsischen Verhältnisse, Planungen und Ausführungen unterrichtet, sondern er erhält einen bedeutsamen Überblick über das gesamte Schaffensgebiet als solches.

M. F.

Dr.-Ing. Ludwig Hotopp: Bewegliche Brücken, II. Teil: Die Dreh-, Hub- und Rollbrücken, Brückenfähren. Hannover 1926, Helwingsche Verlagsbuchhandlung. 152 Seiten, 358 Abbildungen. RM 25.—.

Der I. Teil des großangelegten Werkes über bewegliche Brücken erschien im Jahre 1913 und behandelte die Klappbrücken.

Der vorliegende II. Teil, der wegen der Kriegsverhältnisse erst jetzt erscheinen konnte, behandelt alle andern Formen, besonders die Dreh- und Hubbrücken, sodann aber auch Rollbrücken und Brückenfähren.

Das wichtige und schwierige Gebiet der beweglichen Brücken ist bisher in der einschlägigen deutschen und ausländischen Literatur nur sehr spärlich vertreten. Es ist daher ganz besonders zu begrüßen, daß der erste größere deutsche Werk über diesen Gegenstand von einem Fachmanne wie Geheimrat Hotopp herausgegeben wird, der sowohl im Eisenbau und Wasserbau, wie auch im Maschinenwesen die nötige Erfahrung besitzt.

Wie im I. Teil wird auch jetzt für jeden Brückentypus zuerst eine allgemeine Übersicht gegeben und daran anschließend eine größere Anzahl von Beispielen; die meisten derselben sind deutsche Brückenausführungen; aber auch ausländische Brücken, darunter europäische sowohl als amerikanische, sind reichlich vertreten. Alle wesentlichen Punkte sind eingehend besprochen und durch zahlreiche Abbildungen, auch photographische Aufnahmen, erläutert.

Es ist anzunehmen, daß die Entwicklung auf dem Gebiete der beweglichen Brücken auf lange Zeit hinaus einen gewissen Abschluß gefunden hat. Nur ein paar Neuerungen werden vielleicht für Brücken mit starkem Verkehr eine gewisse Bedeutung erlangen, nämlich Fahrbahndecken aus Eisenbeton, zum ersten Male bei der kürzlich eröffneten, großen Burnside Street Klappbrücke in Portland, Oregon, ausgeführt, ferner Hubbrücken mit zwei Fahrbahnen, die getrennt gehoben werden können; diese Anordnung bietet den Vorteil, daß die obere, für Fußgänger und leichten Automobilverkehr bestimmte Fahrbahn nur für die Durchfahrt hochmastiger Schiffe geöffnet zu werden braucht. Besonders in amerikanischen Großstädten fällt ein solcher Umstand, des ungeheuren Automobilverkehrs wegen, ins Gewicht. Der solchen Aufgaben gegenübergestellte Ingenieur wird aus dem Werke Hotopps manche Anregung schöpfen können.

Dem Verlag gebührt besondere Anerkennung für die Ausstattung des Werkes. Das Format ist vielleicht etwas unhandlich, aber jedenfalls so groß gewählt, um die Abbildungen nicht zu stark verkleinern zu müssen.

Das Werk sei allen Ingenieuren und Studierenden auf das Beste empfohlen.

Hans H. Rode, Drontheim.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Bau einer Unterführung unter dem Ringbahnhof Tempelhof.

Am Montag, den 15. November d. J. besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der D.G.f.B. die Baustelle der neuen Unterführung unter den Ringbahnhof Tempelhof. Oberbaurat Dipl.-Ing. Schwenke vom Tiefbauamt des Bezirksamtes Berlin-Tempelhof gab freundlicherweise die notwendigen Erläuterungen und führte durch die Baustelle. Für die Eisenbahn-Bauarbeiten schilderte Regierungsbaurat Krüger von der Reichsbahn die zu lösenden Aufgaben.

Bis zum Ende des Krieges lag Tempelhof abgeschlossen für sich südlich der Ringbahn. Jetzt, da ein großer Teil des Tempelhofer Feldes, dieses alten Parade- und Truppen-Übungsplatzes, der Bebauung erschlossen worden ist und auch der Automobilverkehr eine immer größere Bedeutung gewinnt, reicht die Berliner Straße als einzige Ausfallstraße von Berlin nach dem Süden nicht mehr aus. Schon vor dem Kriege wurde mit dem Bau einer Unterführung unter den Bahnanlagen des Ringbahnhofes Tempelhof westlich der Berliner Straße begonnen, durch die die Entlastungsstraße hindurchgeführt werden soll. Teile der Unterführung sind schon damals fertiggestellt worden.

Die Unterführung erhält die außergewöhnliche Länge von fast 200 m, da die Ringbahnhofanlagen erheblich nach der Seite des Tempelhofer Feldes erweitert werden, um Platz für Abstellgleise und eine Triebwagenhalle für den elektrischen Verkehr zu schaffen, der in den nächsten Jahren auf der Berliner Stadt- und Ringbahn eingeführt werden soll. Die Fundierung der Triebwagenhallen gestaltet sich auf dem frisch angeschütteten Gelände besonders schwierig. Man benutzt zur Gründung Mastbetonpfähle. Früher stellte man die einzelnen Abschnitte der Unterführung so her, daß man die Gleise an der betreffenden Stelle außer Betrieb nahm, den Bauteil durch eine eiserne Spundwand abschloß und die Erdmassen oben auf Eisenbahnwagen lud und abfuhr. Da der Betrieb auf dem Bahnhof erheblich gewachsen ist, kann man keine Gleise mehr dem Betrieb entziehen. Durch die Unterführung sollen zugleich die Sammelkanäle für das Niederschlagwasser und das Schmutzwasser des neuen Stadtteiles auf dem Tempelhofer Feld hindurchgeführt werden. Die beiden Schmutzwasserleitungen, Tonrohre von 0,55 m Dmr. und der Betonkanal für Regenwasser sind zu einem eigenartig gestalteten Profil zusammengefaßt. Der Regenwasserkanal ist begehbar. Da mit der Herstellung dieser Kanäle wegen der Überlastung des Pumpwerkes auf dem Tempelhofer Felde nicht bis zur Fertigstellung der Unterführung gewartet werden konnte, hat man sich entschlossen, sie im Stollenbau auszuführen und diesen Stollen so groß zu machen, daß man durch ihn zugleich die Erdmassen hindurchfahren kann, die aus den südlichen Bauabschnitten der Unterführung fortbewegt werden müssen und zum Anschütten von neuen Straßen nördlich der Bahn verwandt werden sollen. Wenn man die Erdmassen auf der Südseite hätte verwenden können, wären diese umständlichen Arbeiten nicht notwendig gewesen. Man hat einen zweistöckigen Stollen vorgetrieben, der in Kürze durchgestochen sein wird. Beim Bau des Stollens mußte in bergmännischer Weise vorgegangen werden. Unter den Betriebsgleisen des Bahnhofs Tempelhof müssen die einzelnen Bohlen sehr sorgfältig eingezogen werden. Der Grundwasserstand bereitete, da er auf dem Tempelhofer Felde tief ist, keine Schwierigkeiten. Der untere Teil des Stollens soll den Regenwasserkanal mit den beiden Schmutzwasserrohren aufnehmen, im oberen Teil wird die Erde abgefahren.

Die Decke der Unterführung ist als Träger auf vier Stützen konstruiert, am Bürgersteigrande Pendelstützen. Trotz der höheren Kosten wird die Deckenkonstruktion mit Beton verkleidet, da die Unterhaltungskosten dadurch erheblich geringer werden. Die Decke wird mit Tektolith gedichtet; die vor dem Kriege verwandte Asphaltisolierung hat sich nicht genügend dicht erwiesen. Die Einfahrt der Unterführung wird architektonisch wirksam gestaltet.

Von der Baustelle der Unterführung begaben sich die Teilnehmer zur Berliner Straße. Die alte Berliner Straße hatte einen 10 m breiten Fahrdamm in der Mitte, zu beiden Seiten desselben je ein Straßenbahngleis eingeschlossen von Baumreihen; dieser Straßenquerschnitt mußte den modernen Anschauungen entsprechend umgebaut werden. Zu gleicher Zeit wird die Nordsüdbahn (Untergrundbahn) bis zur Ringbahn verlängert. Sie wird seitlich der Berliner Straße zunächst als Einschnittbahn gebaut, kann aber später bei wachsendem Verkehr im geschlossenen Tunnel unter der verbreiterten Straße fahren. Um unnötige Gefällverluste auf der Nordsüdbahn zu vermeiden, muß die Berliner Straße erhöht werden. Zum Auffüllen nimmt man die Erdmassen aus dem Einschnitt der Nordsüdbahn. Der erhöhte Abschnitt der Straße erhält Steinpflasterung, während die Straße im übrigen Teil eine Walzasphaltdecke bekommt. Beim Bau des neuen Straßenquerschnittes wollte man möglichst die alten prächtigen Baumreihen erhalten. In die Mitte kommt der 6 m breite Straßenbahnkörper, zu beiden Seiten desselben je ein Fahrdamm von 8 m Breite. Der gesamte Straßenverkehr ist für die Zeit des Umbaues über andere Straßen umgeleitet worden; für den Straßenbahnverkehr wurde auf der Ostseite der Straße ein zweites Gleis gelegt. Der westliche Fahrdamm der Straße und der neue Gleiskörper für die Straßenbahn in der Mitte werden zuerst gebaut. Nach der Fertigstellung dieser beiden Teile wird auf ihnen der Verkehr aufgenommen und der östliche Fahrdamm gebaut.

Weil die Straße nur kurze Zeit dem Verkehr entzogen werden darf, werden beim Bau die modernsten Straßenbaumaschinen benutzt, um den Bau zu beschleunigen. Den Teilnehmern wurde eine neue Betonmischmaschine im Betrieb vorgeführt, die vier Funktionen erfüllen kann, nämlich den Aufzug der Baustoffe, das Mischen mit Wasserzusatz, darauf das Vorfahren eines Kübels mit der Mischung an einem Kragarm und schließlich das Schwenken dieses Kragarmes. Bei gut organisierter Materialzufuhr wird die Leistung der Maschine sehr günstig. Geliefert wurde sie vom Hüttenamt Sonthofen. Sie ist mit einem 24 PS Dieselmotor für die Mischmaschine ausgestattet. Nach 17 Umdrehungen ist eine Mischung fertig. Mit dem Schwenkarm ist die Maschine imstande, eine solche Fläche zu bestreichen, daß der Beton für den 8 m breiten Damm bequem an die Stelle geschüttet werden kann, wo er gebraucht wird, wenn die Maschine in der Mitte des Dammes Aufstellung findet. Zur Einebnung und zum Feststampfen wird eine amerikanische Straßenbaumaschine (Finisher) benutzt, welcher bei genügender Fertigstellung von Betonmischern etwa 1600 m² Unterbettung in achtstündiger Schicht herstellen kann. Durch die Verwendung der Maschinen werden die Bauarbeiten so beschleunigt, daß mit einem schnellen Fortgang der Arbeiten zu rechnen ist.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

DER BAUINGENIEUR

7. Jahrgang | 24. Dezember 1926 | Heft 52

DIE SICKERUNGSERSCHEINUNGEN AN DER BRÜXER TALSPERRE UND IHRE AUFDECKUNG MIT HILFE DER WÜNSCHELRUTE.

Von Dr.-Ing. Marquardt, Stadtbaurat, München.

Übersicht. Die bei der erstmaligen Beckenfüllung der Brüxer Talsperre am linken Hang sich zeigenden Sickerungen werden in ihrem örtlichen Verlauf durch einen Wünschelrutengänger festgelegt. In die danach angesetzten 10 Bohrlöcher wird Zementmilch eingepreßt. Die auf diese Weise mit mäßigen Kosten bewirkte Dichtung der klüftigen Sickerwege hatte einen Rückgang der Wasserverluste von 132,3 sl auf 38 sl zur Folge. Die an den Sickerwässern der Brüxer Talsperre fortlaufend gemessenen Kalkauslaugungen gewähren einen Einblick in den mutmaßlichen Grad der Versinterung der Dränagerohre und mahnen zur Vorsicht bei Außerachtlassung des Sohlenwasserdrucks bei der Berechnung von Gewichtsstaumauern mit entwässerter Sohle.

Die von 1907 bis 1910 durchgeführten Dichtungsarbeiten an der in den Jahren 1902 bis 1905 erbauten Tambach-Talsperre der Stadt Gotha[1]) galten bisher als wichtigstes Beispiel für die erfolgreiche Verwendung der Wünschelrute bei Ausführung eines großen Bauwerkes. Die in den Jahren 1914 und 1915 durchgeführten Abdichtungsarbeiten an der Hammergrund-Talsperre der Stadt Brüx i. B. stellen eine Wiederholung derartiger Arbeiten dar und verdienen wegen der besonderen Bedingungen, unter denen das Aufsuchen der Wasseradern erfolgte (in beiden Fällen durch den Wünschelrutengänger Eduard Döll aus Gotha) und wegen der ständigen Vergleiche der Dichtungsarbeiten mit den Wünschelrutenuntersuchungen Beachtung. Die diesen Dichtungsarbeiten zugrunde liegenden Arbeitsvorgänge und damit erzielten Ergebnisse sollen im folgenden mitgeteilt werden.

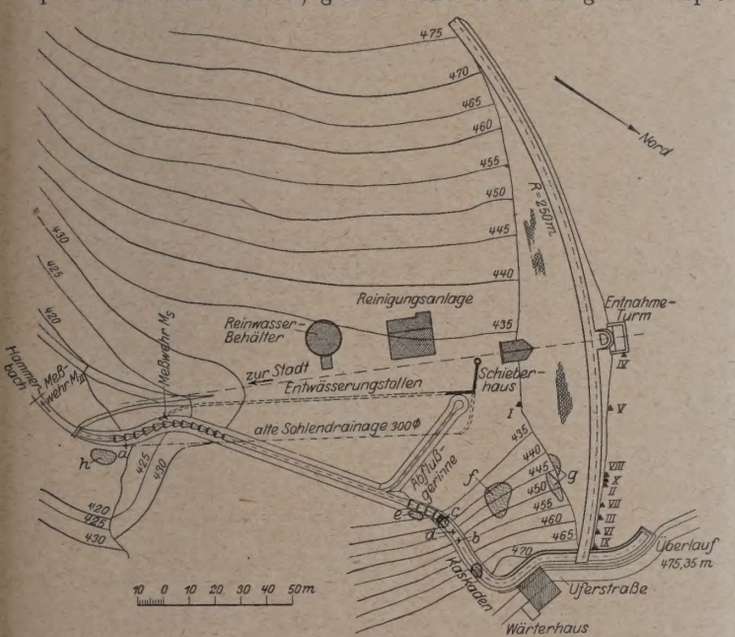


Abb. 1. Lageplan der Hammergrundtalsperre.

Abb. 2. Beschaffenheit der linken Baugrubensohle.

Die Örtlichkeit der Durchflußstellen.

Die in den Jahren 1911 bis 1914 nach dem Entwurf und unter der Oberleitung von Prof. Dr.-Ing. Weyrauch-Stuttgart erbaute Talsperre im Hammergrund schließt bei 53 m größter Mauerhöhe und 220 m Kronenlänge ein Trinkwasserbecken von 1,5 Mill. m³ Inhalt ab[2]). Die Sperrstelle ist zu beiden Seiten von steil ansteigenden Talwänden begrenzt. Die nordöstliche linke Talseite steigt mit 1 : 1, die rechte Talwand wesentlich sanfter, mit 1 : 2 an. Das Talgefälle selbst beträgt etwa 8% (Abb. 1, 4 und 5).

Der Hammergrund ist ein im südlichen Abfall des böhmischen Erzgebirges in den Hauptgneis (Zweiglimmergneis mit vorherrschendem Magnesiaglimmer) eingeschnittenes Erosionstal. Auf beiden Talhängen und auf der Sohle tritt der Gneis zutage, sofern er nicht von überlagertem alluvialen Gebirgsschotter bedeckt ist. Der die Sickerstellen aufweisende linke Talhang hat über der Felssohle eine von unten nach oben von 2 m auf 1 m abnehmende Verwitterungsschicht (Abb. 9). Da die Sperrstelle in der breiten Abbruchzone liegt, welche sich längs des südlichen Fußes dieses Teiles des Erzgebirges hinzieht und in welcher eine Absenkung eingetreten ist, so sind die Gesteine durch zahlreiche, nach allen Richtungen verlaufende Spalten durchsetzt. Die Lagerungsverhältnisse sind vielfach verworrene und sehr gestört und erwecken stellenweise den Eindruck eines regellosen Trümmerwerkes (Abb. 2). Die vielen, das Gestein durchsetzenden Risse und Druckflächen sind Spuren des Zerstörungsvorganges. Der Prager Geologe, Hofrat Laube, sagt hierüber in seinem Gutachten vom April 1908: „Was die Lagerungsverhältnisse anbelangt, so zeigt sich der Gneis zwar durchwegs mit Bruchklüften durchsetzt und gegen sein Ausgehendes durch die Erosion stark gelockert; Verwerfungen jedoch, welche als bedenkliche Störungen im Be-

[1]) Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1912, Seite 561—654.

[2]) R. Weyrauch: Die Talsperrenanlage der kgl. Stadt Brüx in Böhmen. Konrad Wittwer, Stuttgart 1916.

reiche des Gebietes betrachtet werden könnten, sind nicht nachzuweisen." Ein sowohl für die Standfestigkeit der Mauer wie auch für ihre Abdichtung am Berghang günstiger Umstand war, daß die Schichten etwa unter 15° gegen das Becken einfielen (Abb. 2).

Die zerklüftete Beschaffenheit des Felsuntergrundes erforderte die Anwendung zuverlässiger Gründungsmethoden. Sie bestanden in der sorgfältigen Abtragung der brüchigen und faulen Felsschichten, in dem Abspritzen der Felssohle mit Druckwasser und ihrem Reinigen mit Stahldrahtbürsten, in einem Fugenverguß mit Zementbrei, dem Aufbringen eines 3 cm starken Zementmörtels und über diesem einer 10 bis 15 cm starken Betonschicht mit 3 cm starkem Zementverputz (Abb. 3). Durch kräftiges Einbinden in die Berghänge (linksseitig in der Mauerachse 7 bis 12 m unter der Geländeoberfläche) und durch die vorerwähnten Sohlensicherungen nebst der sorgfältigen und als bekannt vorauszusetzenden Fassung der in der Fundamentsohle auftretenden Quellen durch hochgeführte Steinzeugrohre wurde für einen möglichst dichten Abschluß an den Flanken alle erdenkliche Sorgfalt aufgewendet.

Abb. 3. Herrichtung der Gründungssohle für das linksseitige Mauerfundament.

Die Füllung des Staubeckens und die Sickerungserscheinungen.

Das mit diesen weitgehenden Gründungs- und Dichtungsmaßnahmen errichtete Bauwerk ging im Frühjahr 1914 seiner Vollendung und Inbetriebsetzung entgegen. Am 5. Januar 1914 wurde mit der Beckenfüllung begonnen. Der Stau ging in den ersten zwei Monaten sehr langsam vonstatten; erst als anfangs März die Schneeschmelze eintrat, nahm die Stauhöhe rasch zu. Am 8. März 1914 wurde bei einer Stauhöhe von 19,80 m (452,15 m über der Adria und 174 800 m³ Weiherinhalt) beobachtet, daß die Vertikal- und Horizontaldränagen der Sperrmauer und des unterhalb der Mauer im Talgrund abwärts führenden Ableitungsstollens, der außer der Mauerentwässerung auch die Sohlendrainage ableitet, eine Zunahme ihrer Wassermengen zeigten und daß am linken Felshang, rund 55 m unterhalb der Mauer im Kaskadengerinne, etwa auf Höhe 439 m ü. A., in einer senkrechten Kluft Sickerungen auftraten (im Lageplan Abb. 1 und in Tabelle II mit c bezeichnet), die nach einigen Tagen von 0,80 sl auf 0,66 sl zurückgingen. Bei einer Stauhöhe von 453,75 m ü. A. traten am 9. März 1914 bei Punkt b auf Höhe 449 m ü. A. zwei weitere Sickerstellen auf, deren Ergiebigkeit in den folgenden Tagen raschen Ansteigens des Stauinhaltes schnell zunahm und am 16. März 1914 mit 10,12 sl ihren Höchstwert erreichten, um dann auf 8,4 sl zurückzugehen.

Am 10. März 1914 traten bei 259 600 m³ Stauinhalt und einem Spiegelstand von 455,15 m ü. A. bei Punkt g zwei Sickerstellen auf Seehöhe 448 bis 452 m ü. A. auf mit einer raschen Zunahme von 1 sl auf 7 sl, denen am folgenden Tag bei einem Stauspiegelstand von 456,65 m ü. A. bei Punkt f drei weitere, teils gleich hohe, teils höher liegende Ausflußstellen folgten, deren Ergiebigkeit von 0,44 sl rasch auf über 10,6 sl zunahm.

In Abb. 4 und 5 sind die an den Austrittsstellen täglich gemessenen Sickermengen dargestellt.

Ziemlich gleichzeitig mit den Sickerstellen g traten am luftseitigen Mauerfuß Wasserflecken auf, die mit steigendem Stauspiegel am Hang hinaufkletterten (Abb. 6). Doch wurden diese Schweißstellen innerhalb einiger Wochen kleiner und blieben bis in den Sommer 1914 hinein nur noch in geringem Umfange und an höher gelegenen Punkten am Mauerfuß sicht-

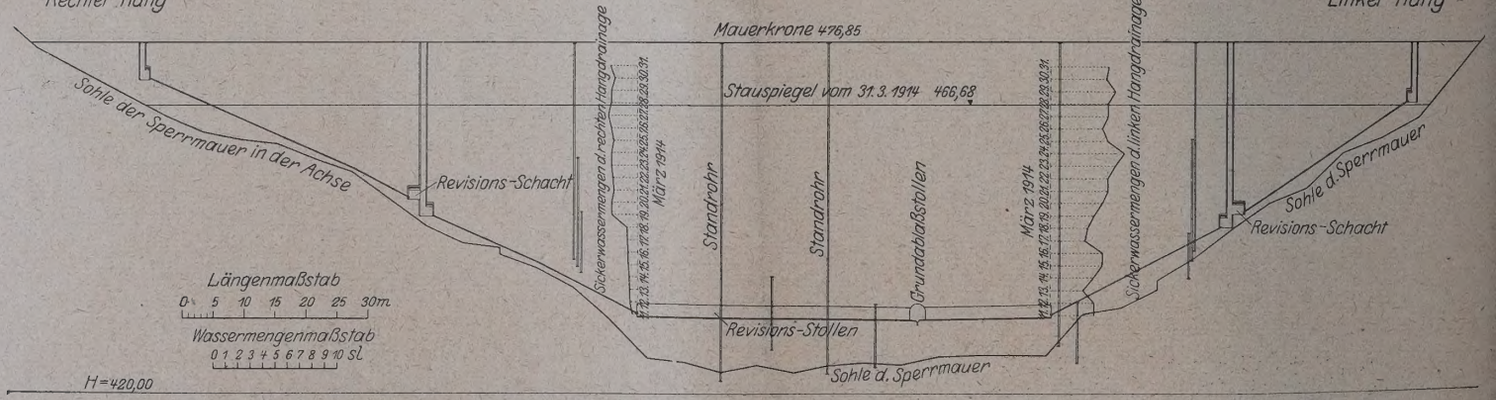


Abb. 4. Längenschnitt der Sperrmauer von der Luftseite gesehen mit den Sickerwässern der Vertikaldränage vom 11. bis 31. März 1914.

bar. Nach Beendigung der Schneeschmelze erreichten die Gesamtsickerverluste am 18. April 1914 bei 37 m Stauhöhe und 997 500 m³ Stauinhalt den Höchstwert von 132,3 sl.

Besonders auffallend war die starke Verschiedenheit zwischen der Wasserführung der linksseitigen und der rechtsseitigen Dränagen (Abb. 4). Die Vermutung, daß diese Mauer- und Sohlenentwässerungen vom undichten linken Hang aus gespeist werden, lag daher nahe; sie wurde durch den Erfolg der Dichtungsarbeiten (vgl. Tabelle II) bestätigt.

Sowohl die an der Mauer sich zeigenden Durchfeuchtungsstellen, als auch die lebhaft fließenden Sickerungen (Abb. 7 u. 8) erweckten bei den Laien die Meinung, als wäre der Mauerkörper

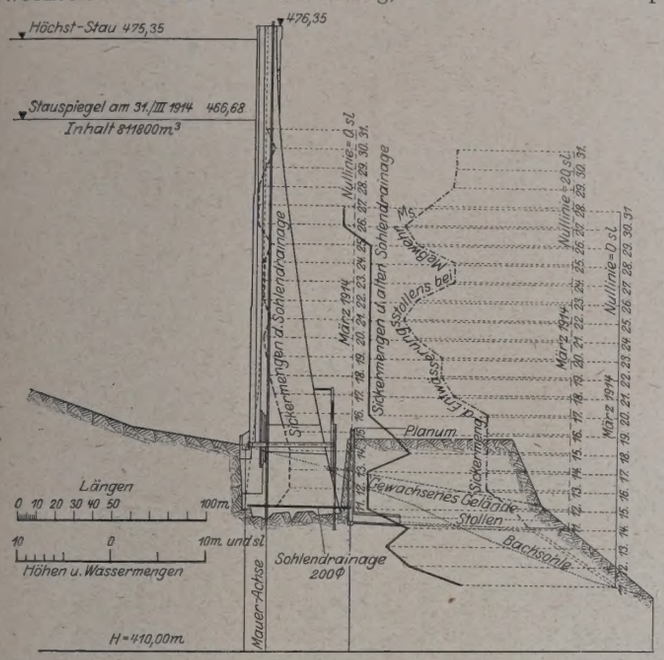


Abb. 5. Schnitt durch die Sperrmauer mit den Mauersickerungen vom 11. bis 31. März 1914.

Das für die natürlichen Bewegungsvorgänge in den meisten Grundwasserströmen brauchbare Darcysche Gesetz

$$Q = k \cdot \frac{h}{l} \cdot F$$

gilt für grobklüftigen Felsuntergrund nicht mehr, vielmehr kann hier näherungsweise die Geschwindigkeitsformel für die Wasserbewegung in offenen Gerinnen

$$v = k \cdot \sqrt{2gh} = C \cdot \sqrt{h}$$

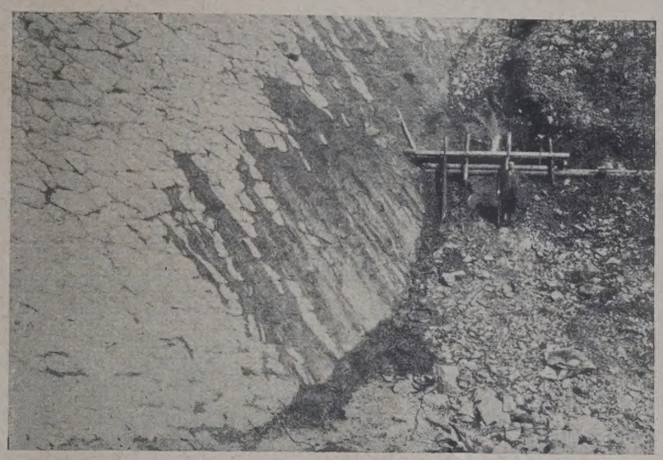


Abb. 6. Aufnahme der Sickerstelle vom 11. März 1914.

oder sein Anschluß an die Talflanken mangelhaft ausgeführt. Sie begriffen zunächst nicht, daß die Wahrscheinlichkeit eines Wasserdurchflusses durch ein unterirdisches Spaltensystem sehr nahe lag und fürchteten deshalb für den Bestand des Bauwerkes. Ängstliche Leute rieten sogar zu einer sofortigen Entleerung des Stauweihers, obwohl die Klarheit des an den Felsquellen und im Ableitungsstollen austretenden Wassers nicht auf Auswaschungen des Untergrundes schließen ließ. Sie bedachten aber nicht, daß man sich dadurch auch der Möglichkeit einer planmäßigen Beobachtung der Sickerungserscheinungen und damit des Erfolges der ergriffenen Gegenmaßnahmen begeben hätte. Auf Grund eines Gutachtens des Oberbauleiters, Prof. Dr.-Ing. R. Weyrauch-Stuttgart, entschloß man sich zur Fortsetzung des Staues, um ein klares Bild über die Lage der Austrittsstellen zu bekommen. Erst wenn dies geschehen, sollte an die Dichtung der Klüfte gegangen werden. Da der Stau wegen der zunehmenden Talbreite langsam erfolgen mußte, so konnten natürlich auch die Wasserdruckhöhen über den Austrittsöffnungen des Sickerwassers gleichfalls nur langsam zunehmen. Daß aus der vermehrten Geschwindigkeit des im Untergrund fließenden Wassers eine Ausspülungsgefahr nicht zu befürchten war, ergibt sich aus folgenden Überlegungen.

Abb. 7. Felssickerungen am linken Hang mit Wärterhaus und Kaskadengerinne am 20. März 1914.

angewandt werden. Da die von dem Durchlässigkeitsbeiwert k abhängige Größe C als nicht stark veränderlich angesehen werden kann, so verhalten sich die Geschwindigkeiten wie die Quadratwurzeln aus dem Staudruck:

$$v_1 : v_2 = \sqrt{h_1} : \sqrt{h_2}.$$

Am 9. März 1914 war die Stauhöhe 21,40 m, wobei die unter der Sperre durchdringenden Wassermengen bei Meßwehr M_s und bei Punkt a zu 27,3 sl ermittelt wurden. Nimmt man den wasserdurchlässigen Talquerschnitt zu $F = 40 \cdot 3 = 120\ m^2$ und das Verhältnis des Hohlrauminhalts zum Gesamtinhalt des Grundwasserträgers (Klüftigkeitsverhältnis) in dem geschlossenen Gneisfelsen — der aufgelockerte Gebirgsschutt war bei der Sperrengründung beseitigt worden — sehr niedrig zu $p = 0{,}002 = 0{,}2\%$ an, dann ist

$$Q = p\,F\,v$$

und die Durchflußgeschwindigkeit in den Felsklüften ist:

$$v = \frac{Q}{p\,F} = \frac{0{,}0273}{0{,}002 \cdot 120} = 0{,}1137\ m/s.$$

Bei gefülltem Becken beträgt die über dem Entwässerungsstollen stehende Wassersäule rd. 51,35 m, so daß

$$v_2 = v_1 \sqrt{\frac{h_2}{h_1}} = 0{,}1137 \sqrt{\frac{51{,}35}{21{,}40}} = 0{,}27\ m/s.$$

Da trotz dieser großen — im ungünstigsten Fall auftretenden — Geschwindigkeit das austretende Wasser vollkommen ungetrübt und sandfrei war, fanden Auswaschungen der klüftigen Abzugswege nicht statt.

Die Wünschelrutenmutungen und Dichtungsarbeiten.

Obwohl man sich von vornherein klar war, daß in erster Linie Bohrungen und Zementeinpressungen auf der Wasserseite geeignet sein werden, den Schaden zu beheben, hat man zunächst infolge Fehlens der erforderlichen Gerätschaften und um Zeit für das Einholen von Angeboten zu gewinnen, der den Bau der Talsperre ausführenden Firma (Talsperrenunternehmung genannt) am 1. 4. 1914 die Abdichtungsarbeiten an der Luftseite der Sperrmauer übertragen. Zunächst wurde mit Schlag- und Freifallbohrern gearbeitet und nach Fertigstellung der Druckluftleitung mit Preßlufthämmern. Auf diese Weise wurden entlang dem luftseitigen Mauerwiderlager 60 Bohrlöcher von 8 bis 10 m Tiefe und 40 mm Weite in etwa 2 m gegenseitigem Abstand hergestellt und insgesamt 968 Sack Portlandzement in flüssigem Zustand unter 6 at Druck in die stark zerklüfteten Gesteinspartien gepreßt. Ein Nachlassen der Sickermengen wurde durch diese 14 600 M. kostenden Zementinjektionen jedoch nicht erreicht.

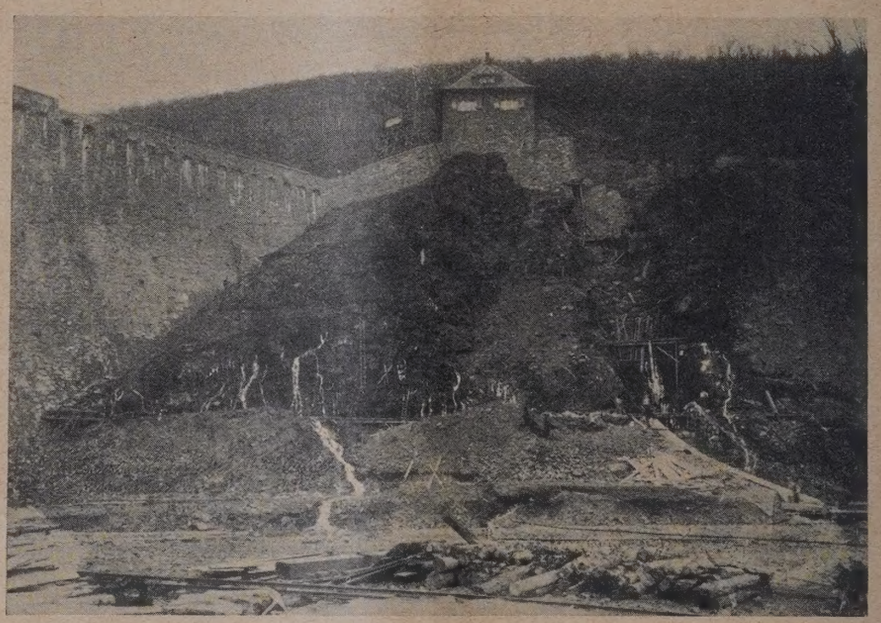


Abb. 8. Felssickerungen am linken Hang mit Wärterhaus und Kaskadengerinne am 30. März 1914.

Auf Grund der inzwischen eingegangenen Angebote wurden am 25. 4. 1914 die eigentlichen Dichtungsarbeiten der mit gutem Erfolg an der Tambachtalsperre tätig gewesenen Firma Eduard Döll in Gotha, Spezialgeschäft für Wasserbauten und Tiefbohrungen, übertragen, deren Inhaber selbst Rutengänger ist.

Der damals etwa 61jährige Wünschelrutengänger Eduard Döll besuchte am 1. April 1914 mit seinem Sohn zum erstenmal die Sperrstelle, wobei er u. a. von dem Wasserwerksleiter, Baurat J. Ott, begleitet wurde. Herr Ott, der bis dahin der Rutenfrage skeptisch und ironisch gegenüberstand, prüfte Herrn Döll, indem er ihn nach der von der Sperre zur Stadt Brüx führenden, damals nicht im Betrieb befindlichen, also leeren 250 mm weiten Leitung suchen ließ und ihm sagte, er möge untersuchen, ob der dort befindliche Reinwasserbehälter „Ausschwitzungen" aufweise. Herr Döll leugnete dies, stellte aber das Vorhandensein der Hauptzuleitung richtig fest. Bei der Beschaffenheit der Oberfläche des 6 m hohen Aufschüttungsplanums, unter dem die Leitung lag, war auch für einen Fachmann ihre Lage an der Erdoberfläche nicht zu erkennen.

Darauf begannen die ersten Versuche an der Sperrmauer. Hier sei vorausgeschickt, daß alle beteiligten Fachleute, auch Schreiber dieser Zeilen, fest davon überzeugt waren, daß das Wasser vom See aus außen um die Mauer herumfließe und so auf dem linksseitigen Felskopf unterhalb des Wärterhäuschens zum Austritt gelange. In diesem Sinne gab auch Herr Ott die ersten Anweisungen an Herrn Döll, indem er ihn aufforderte, auf einem von der Mauer nach der Kaskade auf ¾ der Mauerhöhe führenden Weg seine Versuche zu beginnen, weil er vermutete, dann müsse Döll die aus dem Berg herauskommenden Wasseradern senkrecht kreuzen und feststellen können. Herr Döll aber fand keinerlei Ausschläge auf diesem Wege und erklärte, nachdem auch eine etwa 100 m lange Begehung auf der unter dem Wärterhaus durchführenden Hangstraße über der Mauerhöhe vergeblich gewesen war, das Wasser könne nicht aus dem Innern des Berges heraus senkrecht zur Talachse fließen. Man mußte also auf anderem Wege suchen.

Nun wurde Herrn Döll ein Seil um die Brust geschlungen und an diesem gehalten, ging er den steilen linken Hang vom Felskopf an zuerst hinunter, durchquerte das Tal und stieg am rechten Hang empor. Am linken Hang wurden etliche fünf Durchtrittspunkte und einer beim Schieberhaus unten (Bohrloch I) festgestellt. Zur Probe wurde der Weg in entgegengesetzter Richtung nochmals zurückgelegt, und zwar mit demselben Erfolg. Die Ausschlagstellen — Herr Döll arbeitete mit einer dünnen, schleifenförmig gebogenen Stahlrute — wurden sofort durch Holzpflöcke, bzw. wo es der felsige Boden nicht erlaubte, durch eiserne Nadeln genau festgelegt.

Hierauf wiederholte Herr Döll seine Untersuchungen auf der Mauerkrone, woselbst die Ausschläge durch Kreidestriche festgelegt wurden. Sodann bot Herr Döll unaufgefordert und zum Erstaunen seiner Begleiter an, auch vom Kahn aus seine Versuche zu machen. Man ging hinüber zum rechtsseitigen Weiherufer und fuhr von dort aus in der Nähe der Mauer zum linken Ufer, wobei Herr Ott die Lage der Wünschelrutenausschläge an ihm bekannten Punkten der Mauer (Klammern, Höhenbolzen usw.) festlegte. Der erste Ausschlag erfolgte in der Nähe des Mittelturmes. Die Ausschläge drängten sich jedoch erst in der Nähe des linken Ufers, etwa im letzten Fünftel der Mauerlänge, zusammen.

Besonders zu betonen ist hierbei, daß der Wasserstand zu jener Zeit 6 bis 8 m unter der Mauerkrone lag, daß also Herr Döll während der Überfahrt vom Kahn aus unmöglich die auf der Mauerkrone und am luftseitigen Hang früher bezeichneten Punkte sehen konnte.

Die vorstehend geschilderten Untersuchungen dauerten von morgens 9 Uhr bis 2 Uhr mittags. Herr Döll war allmählich sehr abgespannt geworden und erklärte, er habe „genug". Während seiner Begehung hat Herr Döll keine Tiefenangaben gemacht. Als aber am andern Tag mit ihm die Vertragsbedingungen besprochen wurden, erklärte er, man müsse sich von vornherein auf 30—40 m tiefe Bohrungen von entsprechender Weite gefaßt machen. Herr Döll verlangte im übrigen, daß die Ausführung der Bohrungen bei möglichst gefülltem Staubecken erfolge.

Die Firma Döll begann mit den Bohrungen im Staubecken an der wasserseitigen Grenze des Fundaments vom auskragenden Gerüst aus (Abb. 10). Die dabei durchzuführenden Arbeiten bestanden u. a. in dem zeitweiligen Abdichten des Wasserdrucks im Bohrloch vom Stausee her und den dazu erforderlichen Schutzverrohrungen, dem Feststellen der Klüfte und dem Einbringen der Zementdichtung nach vorheriger

Spülung des Bohrloches unter Druck. Bis 10. 11. 1914 waren am Mauerfuß der Luftseite ein 14 m tiefes Bohrloch (Nr. I in Abb. 1 und 9), an der Wasserseite 4 Bohrlöcher Nr. II bis V von 26,7 bis 33,5 m Tiefe und 200 mm lichter Weite abgeteuft und die in Abb. 9 angegebenen Felsspalten mit insgesamt 2542 Sack Portlandzement vergossen. Die Lage der Undichtheiten ließ sich am Verschwinden des Bohrwassers ohne weiteres feststellen, während der Einflußbereich der einzelnen Bohrlöcher entweder durch Trübungen des Sickerwassers (vom Bohrschlamm herrührend) oder durch Färbeversuche beobachtet werden konnte. Hierüber wurden in Meßgläsern von 80 cm Höhe fortlaufend eingehende Beobachtungen angestellt. Es muß besonders hervorgehoben werden, daß bei allen fünf hergestellten Tiefbohrungen die Klüfte genau dort angetroffen wurden, wo Döll sie obertags mit der Wünschelrute angegeben hatte. Mit Eintritt der Winterwitterung wurden anfangs November 1914 die Dichtungsarbeiten unterbrochen. Man konnte mit ihrem bisherigen Ergebnis zufrieden sein; ihre Kosten betrugen bis dahin 38 000 M. Bei dem am 16. 3. 1915 erstmals seit der Erbauung gefüllten und überlaufenden Staubecken (1,5 Mill. m³) betrugen die Gesamtsickerverluste noch 87 sl; sie waren also um 34,2% gegenüber dem Höchstbetrag von 132,3 sl bei dem Füllungsstand von 997 500 m³ am 18. 4. 1914 zurückgegangen.

Vom 30. 4. 1915 bis 20. 8. 1915 wurden von der Firma Döll vom Mittelturm bis nach dem Überlauf hin auf der Wasserseite noch 5 weitere Bohrlöcher Nr. VI bis X bis zu 32 m Tiefe abgeteuft (Abb. 1 und 9) und die aufgeschlossenen Felsspalten mit 944 Sack Portlandzement gedichtet (Tab. I). Die Verlustmengen von den Hang- und Untergrundsickerungen betrugen nur noch 28 sl und von der Mauerentwässerung 10 sl, so daß ein Rückgang auf 28,5% erzielt wurde. Bei einer Gesamtbohrlochtiefe von 258,9 m (Leistung der Firma Döll) betrug der Gesamtzementverbrauch 3486 Sack oder 69,7 m³. Der Zementverbrauch in den einzelnen Löchern bewegte sich zwischen 28 und 902 Sack für ein Loch (in Gotha zwischen 80 und 1530 Sack).

Tabelle I.

Nummer des Bohrloches	Tiefe ab Gelände in m	Eingepreßte Zementmenge in Säcken
I	14,0	267
II	26,7	902
III	29,0	837
IV	25,1	127
V	33,5	409
VI	27,6	482
VII	32,0	127
VIII	18,3	263
IX	23,4	44
X	29,3	28

Da alle Zuflußmengen in das Staubecken unter 104 sl aus wasserrechtlichen Gründen ungekürzt an den Bachlauf abgegeben werden müssen und da ferner die Zuflußmenge in das Staubecken höchstens während zweier Monate unter 38 sl herunterzugehen pflegt und auch dann sehr selten auf kurze Zeit kleinere Werte als 15 bis 18 sl erreicht, so ist die Zeit, während welcher eine unbeabsichtigte Aufbesserung des Hammergrundbaches aus dem Vorrat der Talsperre stattfindet, eine verhältnismäßig kurze. Man konnte sich daher mit dem Erfolg der Dichtungsarbeiten durchaus zufrieden geben, mit denen es gelang, die gesamten Sickermengen von 132,3 sl auf 38 sl, d. h. um 94,3 sl zu vermindern. Die Gesamtkosten der Dichtungsarbeiten der beiden Firmen betrugen zusammen nur 85000 M., also rund 895 M. für jedes gewonnene sl. Berücksichtigt man dabei, daß die 14600 M. kostenden Zementinjektionen der Talsperrenbauunternehmung einen Rückgang der Sickerungen nicht zur Folge hatten, so ergeben

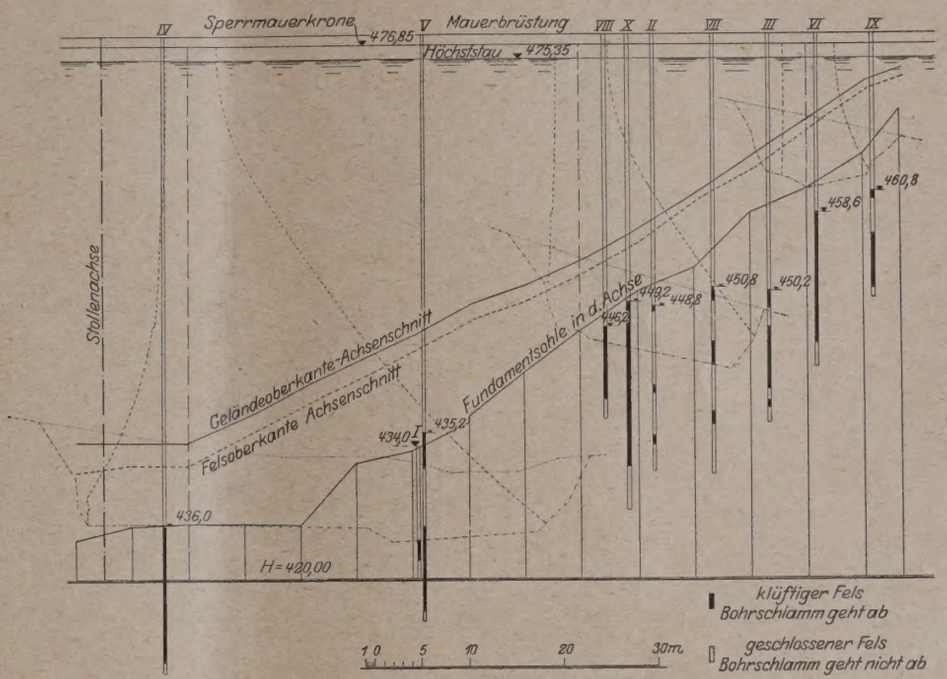


Abb. 9. Höhenplan der Bohrlöcher am linken Hang.

sich die Kosten der mit der Wünschelrute geführten erfolgreichen Dichtungsarbeiten zu rund 70000 M., d. h. zu 740 M. für 1 sl. Im Hinblick auf die Tatsache, daß man für den Ankauf von Erzgebirgsquellen zwischen Komotau und Teplitz in den letzten 40 Jahren für 1 sl 4000 bis 16000 M. bezahlt hat, können die für die Dichtungsarbeiten aufgewendeten Kosten gewiß als sehr mäßige bezeichnet werden.

Im Laufe der letzten Jahre hat eine weitere Abnahme der gesamten Sickerwassermengen, etwa auf Grund von Selbstdichtung, nicht stattgefunden (vgl. Tabelle II, welche die Messungen bei Höchst- und Tiefständen in den letzten Jahren enthält).

Wenn es nach der letzten Spalte der Tabelle II sogar den Anschein hat, als ob die Gesamtsickermengen in den letzten Jahren zugenommen hätten, so trifft dies nur insoweit zu, als der durch die Erhöhung der Überlaufschwelle um 1 m im Jahre 1921 vergrößerte Stauwasserdruck naturgemäß auch eine Zunahme der Verlustmengen mit sich bringen muß. Doch zeigt die Weglassung der über 1,5 Millionen liegenden Stauinhalte bei der Mittelwertsbildung von 1923 ab keinerlei Veränderung in den Sickerverlusten (vgl. Klammerwerte der letzten Spalte der Tab. II), wie auch die Sickerwässer bisher stets ohne Trübungen ausgetreten sind. Die Schwankungen der Gesamtsickermengen in den einzelnen Jahren bringen zum Teil auch den Einfluß der Niederschläge vor der Sperre zum Ausdruck. Bei sinkendem Stauspiegel ist der Rückgang der Sickermengen ziemlich bedeutend. Erwähnt sei noch,

Tabelle II.

Datum	Wasserstand in der Sperre: Mittlere Stauhöhe in Metern	Wasserstand in der Sperre: Mittlere Stauhöhe über der Adria	Stauinhalt m³	Dränagesickerungen in sl: Mauerentwässerung links	Mauerentwässerung rechts	Mauerentwässerung zus.	Sohlenentwässerung links	Sohlenentwässerung rechts	Sohlenentwässerung zus.	Alte Sohlenentwässerung bei „a“ in sl	Entwäss.-Stollen einschl. Sohlendränage bei M_s in sl	Kaskadengerinne Summe b+c+d+e in sl	Quellen am linken Felshang: f+g in sl	Gesamte Sickerwassermenge in sl	Jahresdurchschnitt der Sickerwassermenge in sl
1. 6. 1917		475,35	1500000	1,45	2,00	3,45	—*)	—*)	—*)	13,84	12,50	11,00	1,66	39,00	
	37,80														35,74
15.12. 1917		461,73	528000	0,04	0,50	0,54	—*)	—*)	—*)	10,52	2,98	2,80	0,20	16,50	
1. 5. 1918		468,32	923700	0,31	0,70	1,01	—*)	—*)	—*)	20,05	4,00	6,00	0,55	30,60	
	32,59														21,40
15. 1. 1918		459,86	438800	0,50	0,17	0,67	—*)	—*)	—*)	9,60	3,70	1,40	0,40	15,10	
1. 7. 1919		474,56	1422000	1,20	2,80	4,00	—*)	—*)	—*)	19,10	7,40	11,20	3,80	41,50	
	39,54														33,87
1. 1. 1919		465,10	712000	0,06	0,70	0,76	—*)	—*)	—*)	10,30	3,70	4,50	0,10	18,60	
15. 1. 1920		475,35	1500000	1,20	0,20	1,40	—*)	—*)	—*)	—*)	5,50	—*)	3,30	—*)	
	41,25														31,43
15.12. 1920		469,32	996780	0,85	0,03	0,88	—*)	—*)	—*)	4,00	4,00	5,73	2,00	15,73	
15. 2. 1921		475,33	1503140	1,00	0,73	1,73	—*)	—*)	—*)	—*)	7,30	—*)	4,00	43,00	
	39,47														33,88
15.12. 1921		465,00	706000	0,60	0,30	0,90	1,60	1,10	2,70	9,10	6,40	3,50	1,10	20,10	
15.12. 1922		475,01	1743380	0,94	1,11	2,05	2,00	0,98	2,98	21,02	12,50	13,64	5,00	52,16	
	38,02														32,56
1. 1. 1922		464,10	659300	1,00	0,10	1,10	1,43	0,85	2,28	8,11	6,40	4,50	1,25	20,26	
1. 4. 1923		476,35	1600000	1,00	1,25	2,25	2,00	1,11	3,11	30,18	11,36	10,64	4,00	56,18	
	40,90 (38,67)														43,61 (36,60)
15.12. 1923		466,30	786800	0,67	0,42	1,09	1,43	0,83	2,26	9,29	6,58	7,14	1,61	24,62	
1. 5. 1924		476,35	1600000	1,03	1,54	2,57	2,08	1,89	3,97	—	13,16	—	4,76	—	
	37,76 (36,55)														37,35 (33,82)
15. 3. 1924		462,85	586500	0,48	0,16	0,64	1,67	0,84	2,51	8,06	7,81	5,15	1,25	22,27	
15. 5. 1925		472,21	1225380	0,71	0,48	1,19	1,79	0,99	2,78	17,03	11,11	11,63	3,33	43,10	
	35,72														33,17
15.12. 1925		464,58	681340	0,42	0,19	0,61	1,37	0,84	2,21	4,03	9,26	6,10	1,39	20,78	

*) Nicht meßbar.

daß die von der Statthalterei Prag angeordneten chemischen Untersuchungen des Sickerwassers kein Mitführen von abgeschwemmten Stoffen oder erhöhten Kalkgehalt bei den Kluftsickerungen erkennen lassen (siehe unten).

Die Wasseraustritte am linken Hang lassen sich geologisch aus der Beschaffenheit der Baugrube leicht erklären. Die Schichten zeigten sich stark zerklüftet und zum Teil rissig (Abb. 2). Besonders deutlich war dies bei einer etwa in halber Kronenhöhe auf der linken Talseite liegenden Felsbank (Quarzschicht). Die auf diese Weise gebildeten Verbindungen unter der Mauersohle am linken Hang zwischen dem Stausee und der Luftseite ermöglichten dem Sperrenwasser den Durchtritt, nachdem es bei steigendem Stau einmal in sie hineingedrückt worden war. Die Lage der klüftigen Stellen (Abb. 9) war eine solche, daß das Wasser, einmal an den luftseitigen Kluftoberkanten angelangt, von da bis zur Erdoberfläche des linksseitigen Hanges nur einen kurzen und infolge dessen verwitterter Beschaffenheit leicht zu durchfließenden Weg ins Freie zurückzulegen hatte. Da weiterhin die wasserführenden Felsklüfte in Tiefen von 11 bis 30 m unter der Erdoberfläche angetroffen wurden, so konnten die Flachbohrungen der Talsperrenbauunternehmung nicht von Erfolg begleitet sein. Um so glänzender ist deshalb das Ergebnis der nur mittels 10 Bohrlöchern durchgeführten Döll'schen Abdichtungsarbeiten. Während in Gotha mit 26 Bohrlöchern 112 sl von 120 sl gedichtet wurden, so daß auf ein Bohrloch 4,3 gewonnene sl entfallen, beträgt dieser Wert in Brüx 9,5 sl. Dieses günstige Ergebnis mag nicht zuletzt darauf zurückzuführen sein, daß in Brüx sämtliche Wünschelrutenversuche vor Ausführung der Bohrungen gemacht wurden, während in Gotha durch die Firma Döll 9 Bohrlöcher abgeteuft und deren Spalten gedichtet wurden, bevor mit den Wünschelrutenmutungen begonnen wurde.

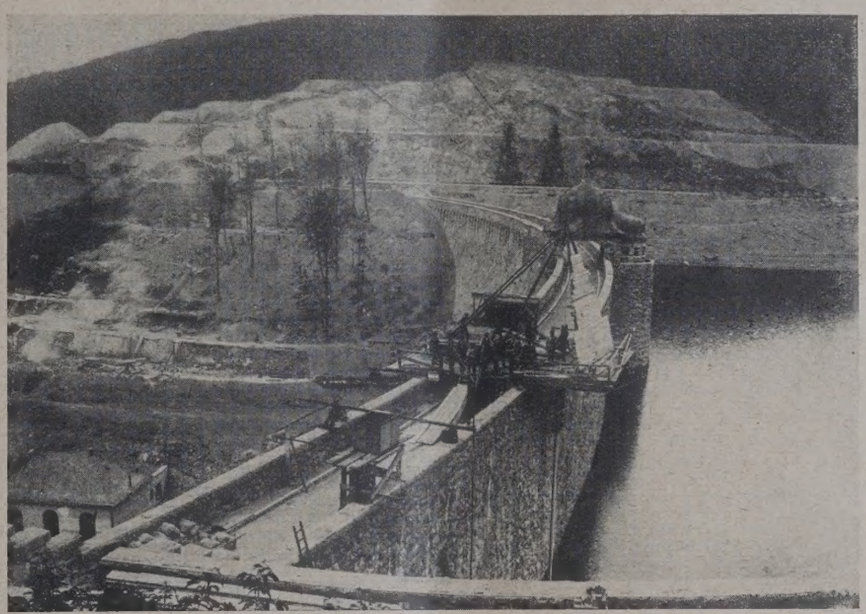


Abb. 10. Wasserseitige Bohrarbeiten der Firma Döll am 11. Juli 1914.

Auffallend ist, daß die Bohrlöcher Nr. II, VIII und X ungefähr auf einer Geraden mit den Sickerstellen c, f und g liegen (Abb. 1). Auch der Umstand, daß die meisten Austrittsstellen etwa auf der gleichen Höhe 446 bis 452 m ü. A. liegen, wie die Mehrzahl der höchsten Punkte der angebohrten Felsklüfte (es handelt sich um die Bohrlöcher Nr. II, III, VII, VIII und X), die mit 2157 Sack etwa 62% des Gesamtzementverbrauches aufnahmen), ist beachtenswert. Weiter ist darauf hinzuweisen, daß die Fußpunkte der Felsspalten ungefähr in einer zur Fundamentsohle gleichlaufenden Geraden und nur weniger steil als die Geländelinie verlaufen (Abb. 9).

Auf die Frage: Wie weit reichten in Brüx die Wasseradern in den Berg hinein? erhält man aus Abb. 9 einige Auskunft. Von den 10 Bohrlöchern sind 9 unmittelbar neben dem wasserseitigen Mauerfuß innerhalb des Staubeckens abgeteuft worden. Doch wird man annehmen dürfen, daß auch einzelne Adern unter dem Kaskadengerinne hindurch tiefer in das Berginnere verlaufen und weiter talwärts das Grundwasser speisen. Auf diese Weise ließe sich auch die Sickerstelle h beim Auslauf der alten Sohlendränage erklären, die nicht vorwiegend aus der alten verfallenen Sohlendränage gespeist werden kann.

Der Umstand, daß die Firma des Rutengängers unter der Leitung des Sohnes die Bohrungen selbst ausführte, nachdem Herr Döll sr. jeweils vor Beginn der Bohrungen die genaue Lage der Bohrlöcher mit der Rute festgestellt hatte, mag an dem glänzenden Erfolg der Brüxer Dichtungsarbeiten nicht unbeteiligt gewesen sein. Wenn gelegentlich Gegner des Wünschelrutenverfahrens die Döllschen Arbeiten an der Gothaer Sperre mit dessen Ortskenntnis abtun zu können glaubten, so kann bei den Brüxer Arbeiten dieser Einwand nicht erhoben werden. Döll war hier völlig fremd und ließ sich durch die oft eindringlichen Argumentationen von Herrn Ott oder durch den Augenschein der Wasseraustrittstellen in keiner Weise beeinflussen oder ablenken. Sein Urteil über Döll faßte Ott dahin zusammen: „Wir waren von unseren Zweifeln kuriert; Herr Döll, der auch bei den ersten glänzenden Dichtungserfolgen sachlich blieb und keinerlei Wesen aus sich machte, hat unser vollstes Vertrauen errungen."

Die beiden, ohne jeden Mißerfolg durchgeführten Talsperrendichtungen in Gotha und Brüx zeigen jedem Fachmann den großen Wert der Wünschelrute bei wasserwirtschaftlichen Unternehmungen.[3]) Es ist kaum anzunehmen, daß es ohne sachverständige, unbeeinflußte und ehrliche Wünschelrutenarbeit, also etwa mittels Sondierungen bei entleertem Becken, innerhalb wirtschaftlicher Grenzen jemals gelungen wäre, die Wasserverluste der beiden Talsperren in ein praktisch brauchbares Verhältnis zu der Größe der Zuflüsse oder Stauräume zu bringen.

Die künstliche Abdichtung neuzeitlicher Sperrenstellen.

Da der Baugrund von Talsperren niemals völlig wasserdicht ist und durchlässige Gesteine oder klüftiges Gebirge sowohl für das Staubecken wie für die Sperrstelle in den meisten Fällen anzutreffen sind, so ist die Frage der künstlichen Abdichtung von Talsperrenbaustellen von besonderer wirtschaftlicher Bedeutung, zumal solche Arbeiten meist sehr teuer und zeitraubend sind[4]). Ein großer Teil der für Stauanlagen zu Wasserkraft- und Wasserversorgungszwecken geeigneten Flüsse, insbesondere unsere Alpenflüsse (namentlich in Meereshöhen von 1200 m abwärts), liegen in Talstücken, die nicht den gewachsenen Felsen anschneiden, sondern ältere Flußschotter

[3]) Daß neuerdings auch geophysikalische Aufschließungsmethoden, z. B. der „Erda" in Göttingen, mit ebenfalls großem Erfolg bei ingenieurtechnischen Unternehmungen angewandt werden, ist ein weiterer Beweis für die Verbreiterung der Grundlagen der hydrologischen Wissenschaft (vergl. auch „Das Gas- und Wasserfach" vom 20. März 1926, Seite 225 bis 228, sowie als z. Zt. beste Einführung in die Praxis „Methoden der angewandten Geophysik". Von Dr. R. Ambronn. Verlag Th. Steinkopff, Dresden und Leipzig 1926).

[4]) Vgl. auch die Arbeiten der Abdichtungskommission des Schweizerischen Wasserwirtschaftsverbandes.

unter sich haben und somit erhebliche Mengen des Niederschlagswassers unterirdisch als fließendes Grundwasser talwärts abführen. Werden Stauanlagen in solchen Talstrecken erbaut, so läßt sich ein vermehrter Übertritt von Stauwasser (Oberflächenwasser) in das Grundwasser des Schotteruntergrundes (Klüftigkeitsverhältnis etwa 10 bis 20%) nur dadurch vermeiden, daß man die Gründung der Stauanlage oder wenigstens eine Herdmauer bis auf den geschlossenen Felsuntergrund hinabführt. Wo es sich jedoch — wie z. B. in Gotha und Brüx — um vereinzelte Spaltenführung des Gebirges bis in größere Tiefen hinab handelt (Klüftigkeitsverhältnis etwa 0,05 bis 5%), versprechen örtliche Dichtungen in Form von wasserseitigen Zementeinspritzungen mehr Erfolg bei gleichzeitig erheblicher Einsparung an Kosten.

Im amerikanischen Talsperrenbau wendet man der Untersuchung des Untergrundes mittels Tiefbohrungen und der darauf folgenden Dichtung der Baugrubensohle durch Einpressung von Zement seit einer Reihe von Jahren besondere Sorgfalt zu, zum Teil auch deshalb, weil man dort in der Auswahl des Baugrundes weniger vorsichtig ist als bei uns. Im Zusammenhang mit den Brüxer Dichtungsarbeiten ist daher ein kurzer Hinweis auf die in Amerika üblichen Dichtungsgrundsätze von besonderem Interesse[5]).

Jedes einzelne Bohrloch wird genau untersucht, nach Entnahme von Proben klassifiziert und individuell behandelt, so daß nur Wasseraustrittstellen mit ungefähr demselben Widerstand gleichzeitig zementiert werden. Man stellt die Verbindungen zwischen den einzelnen Bohrlöchern unter sich und mit dem Freien dadurch fest, daß man mit Fluoreszin gefärbtes Wasser einpreßt und danach die Austrittstellen bestimmt; liegen letztere unter Wasser, so wendet man Druckluft an. Im einzelnen werden folgende Richtlinien eingehalten:

Zuerst bestimmt man die Austrittstellen der Bohrlöcher und verstopft sie, wenn irgend möglich; wenn zwei Löcher miteinander zusammenhängen, verstopft man eines davon. Sodann spült man die Löcher aus, um das Bohrgut wegzuräumen und die Schlitze zu reinigen. Der für die Einpressung der Zementmilch übliche Höchstdruck beträgt 7 at. Zunächst läßt man die Zementmilch ohne Druck einlaufen; dann wendet man Druck an und erhöht diesen sobald der Abfluß stockt. Die Injektion gilt als beendet, wenn auch bei vermehrtem Druck keine Zementmilch mehr aufgenommen wird. Bei der Elephant Butte-Sperre[6]) war die Dosierung 1 Teil Zement : 7 Teile Wasser und bei der Arrow-Rock-Sperre 1 : 5. Bei zu fetter Mischung besteht die Gefahr der Verstopfung der Röhren. Eine fettere Mischung wendet man bei jenen Bohrlöchern an, die von Anfang an viel Zementmilch verschlucken.

Mit den Dichtungsarbeiten beginnt man bei den am meisten talabwärts gelegenen Bohrlöchern, sowie mit den am wenigsten durchlässigen. Wenn ein Bohrloch zuviel Zementmilch verschlingt, wird es vorläufig verlassen. Sobald ein Loch abgedichtet ist, kommt ein entfernter gelegenes an die Reihe, um den Erhärtungsprozeß des Zementes nicht zu stören. Nach einigen Stunden Unterbrechung wird die Injektion wieder aufgenommen, sobald man den Abbindeprozeß beendet glaubt, um die vom Wasser entstandenen Hohlräume auszufüllen, wobei zuvor das Bohrloch durchgespült wird. Nach beendeter Dichtung wird Wasser unter einem Druck eingepreßt, der etwas höher ist als der hydrostatische Druck an der Gründungssohle. So hat man z. B. bei der Elephant Butte-Sperre, bei welcher der Stauwasserdruck 60 m beträgt, 70 m Probedruck angewandt; dabei durfte der Sickerverlust 13 l in der Stunde nicht überschreiten.

Neben der Abdichtung des Sperrenbaugrundes liegt der Wert solcher Hochdruckzementinjektionen namentlich auch in der Verhinderung von Sohlenwasserdruck. Zu diesem Zweck wurden mit Erfolg Zementinjektionen vorgenommen in dem 5 m breiten wasserseitigen Sporn der Barberinesperre mit 20 bis 25 m tiefen Diamantbohrungen, sowie bei der Wäggital- und Montejaque-Sperre[7]). Bei der Wäggitalsperre wurde z. B. eine Kluft angebohrt, die 44 m³ Zementmilch bzw. 17 t Zement aufnahm. Auch bei der Talsperre am Pfaffensprung[8]) hatte man versucht, in den Granitfelsen Zementmilch einzupressen, jedoch ohne Erfolg, da der Untergrund völlig geschlossen war.

Der in Gotha und Brüx meines Wissens zum erstenmal beschrittene Weg der nachträglichen „nassen" Dichtung kann sich u. U. auch in anderen Fällen empfehlen, wo das Aussehen der Baugrube keinen Anhaltspunkt für die Lage und Tiefe der Zementeinpressungen gibt. Man ist dann bei gefülltem Staubecken in der Lage, den Erfolg der Dichtungsarbeiten fortlaufend festzustellen und kann diese unter der ständigen Kontrolle eines ehrlichen Wünschelrutengängers durchführen lassen.

Die Kalkauslaugungen.

Wie erwähnt, haben die Sickerungen an der Brüxer Talsperre die Aufsichtsbehörde veranlaßt, die Sickerwässer periodisch auch chemisch untersuchen zu lassen. Das Ergebnis dieser Feststellungen ist besonders bemerkenswert und soll hier als kleiner Beitrag zur Frage der Mörtelart, Mörtelzusammensetzung und des Sohlenwasserdrucks bei Talsperren kurz gestreift werden.

Während man bei den von Fecht erbauten Vogensentalsperren ausschließlich Zementkalkmörtel verwendete, war bei den von Intze erbauten Talsperrenanlagen im Rheinland und in Westfalen nur Traßkalkmörtel in Verwendung, ein Umstand, der neben den sonstigen bekannten Eigenschaften des Trasses wohl hauptsächlich auf dessen Vorkommen in der Nähe des Verbrauchsortes zurückzuführen ist. Ganz allgemein war man bei dem großen Mörtelbedarf der Gewichtsstaumauern stets darauf bedacht, die in der Nähe vorkommenden Bindemittel zu verwenden, so daß je nach der Lage der Baustelle der Zementkalk-, der Zementtraß- oder der Traßkalkmörtel zur Anwendung kam.

Auch bei der von Lueger 1900/03 für die Wasserversorgung der Stadt Komotau errichteten Grölltalsperre hat man sich bei der Wahl der Bindemittel den heimischen Erzeugnissen angepaßt und 1 Teil Portlandzement, 1 Teil schwach hydraulischen Stückkalk und 6 Teile Quetschsand zum Mörtel verwendet. Wie bei allen Sperren, zeigten sich jedoch auch hier Kalksinterungen als Folge der Kalkauslaugung aus dem Mörtel. Diese Kalksinterungen nahmen aber an der Grölltalsperre nicht nur ab, sondern bewirkten auch — als Folge der mit der fortschreitenden Erhärtung des Wasserkalkes eintretenden Raumvermehrung — ein weiteres Abdichten der Mauer[9]):

Datum	Sickermenge bei vollem Becken in sl	Kalkauslaugungen in mg/l
1. 10. 1903	3,12	430
6. 2. 1904	2,85	318
4. 2. 1907	0,72	168
15. 2. 1908	0,60	—

Bekanntlich spaltet Portlandzement beim Erhärten eine beträchtliche Menge freien Kalkhydrats ab. Diese Kalkabspaltungen sind den ungenügenden hydraulischen Eigenschaften des Mörtels zuzuschreiben; sie dauern solange an, als die Sickerungen vorhanden sind und bis der Erhärtungsprozeß im Mauerinnern abgeschlossen ist. Das unverbundene Kalkhydrat wird von den Sickerwässern mitgenommen.

---

5) Vgl. auch den Reisebericht der französischen Kommission zum Studium der großen Talsperren in den Vereinigten Staaten. Von Feuilly und Touche. Annales des Ponts et Chaussées 1922, Heft 1, S. 73—129.

6) Vgl. Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Auflage, Bd. IV, S. 232.

7) Vgl. Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Auflage, Bd. IV, Seite 233.

8) Ebenda, S. 250.

9) Deutches Bauzeitung 1908, Nr. 31 und 32.

Zur Klärung der Frage, ob dem Portlandzement Fettkalk oder hydraulischer Kalk zur Verzögerung des Abbindens zugesetzt werden sollte, hat Lueger zum erstenmal Versuche bei der Komotauer Talsperre über Kalkauslaugungen angestellt[10]). Hierbei zeigte sich, daß der Zementfettkalkmörtel der Auslaugung stärker unterworfen war, so daß man sich für einen Zement-Wasserkalkmörtel entschied.

Das Granitsteinmauerwerk der Brüxer Sperre wurde aus 1 R.-T. Portlandzement, 1 R.-T. Looscher Fettkalk, 6 R.-T. Sand hergestellt und erhielt in Abständen von 2 m Vertikaldräns von 100 mm l. W., die in einen Revisionsstollen entwässern (Abb. 4). Die Stoßfugen dieser Tonrohre sind mit einem Schotterfilter umgeben worden, um dem Verstopfen vorzubeugen. Trotzdem mußte schon während des Baues besonders auf die Freihaltung der Dränrohre geachtet werden, da sie infolge der Kalkabspaltungen leicht zu Verkrustungen neigten (Tabelle III)[11]). Immerhin blieben die Kalkauslaugungen erheblich hinter den an der Komotauer Sperre beobachteten zurück und nahmen, wie diese, im Laufe der Zeit merklich ab. Trotz dieser aus Tabelle III sich ergebenden Abnahme des ausgewaschenen Kalkhydrates erreichen aber die Auslaugungen an der Brüxer Sperre doch eine beachtliche Höhe, was auf eine große Versinterung der Dränrohre schließen läßt. Es ist klar, daß das sich ständig erneuernde und unter Druck zutretende Spülwasser die Festigkeit und Dichte des Mauerwerksmörtels vermindert. Besonders groß sind, wie zu erwarten, die Auswaschungen in den Vertikaldränagen der Mauer selbst (zweite Spalte der Tabelle III), während die Sickerwässer im Kaskadengerinne praktisch dem Stauweiherwasser gleichwertig sind und die Sickerwässer der Hangquellen und der alten Sohlenentwässerung nur wenig mehr Kalkhydrat führen als das natürliche Stauwasser.

Wie groß quantitativ die Auswaschungen von Kalk durch das Dränagewasser und die damit verbundene Porenvergrößerung des Mauerwerkskörpers infolge Substanzverlustes und kolloider Schrumpfung sind, ergibt sich aus folgendem. Der Auslauf aus dem Entwässerungsstollen betrug 1924 i. M. 10,63 sl bei einem Kalkgehalt von 36,5 mg/l, während das Talsperrenwasser 9,9 mg/l CaO enthielt. Somit betrugen die Auslaugungen im Jahre 1924:

$$24 \cdot 3600 \cdot 365 \cdot 10{,}63\ (36{,}5—9{,}9) = 8917\ \text{kg CaO}.$$

Beachtet man, daß die an den Meßstellen ermittelten CaO-Mengen jeweils nach Durchfluß durch die betr. Dränagesysteme vorhanden sind, dann kann man sich einen ungefähren Begriff von dem Grad und Tempo der Versinterung der Röhren machen. Wenn wir trotz dieser Tatsachen die Frage nach der Zweckmäßigkeit des Zusatzes von Puzzulanen (Hochofenschlacke, Traß) zum Zementkalkmörtel der Brüxer Sperre zwecks Verringerung der Kalkausscheidungen verneinen, so geschieht dies wegen der damit verbundenen Kostenerhöhung des Talsperrenmauerwerks. Trotz des Umstandes, daß sich die freie Kieselsäure des Trasses unter der Einwirkung des Sickerwassers mit dem Ätzkalk zu kieselsaurem Kalk verbunden hätte, würde sich lediglich das Tempo der Versinterung verlangsamt haben. Dagegen hätte die entkalkende Wirkung des mit seinen 1,4 deutschen Härtegraden sehr weichen Talsperrenwassers auf den Mörtel auch bei Verwendung von Traß weiter bestanden, zufolge welcher mit einem Abbau an Kieselsäure im Zement und Traß hätte gerechnet werden müssen.

Da die Versinterung der mit 10 cm Durchmesser etwas spärlich bemessenen Vertikaldränage schon ziemlich weit vorgeschritten ist, so muß u. U. mit einem allmählichen Verstopfen einzelner Rohre gerechnet werden. Über den Zustand der für die Standsicherheit der Mauer besonders wichtigen Sohlendränage (50 mm weite Saugdräns in 6—8 m Entfernung münden in 200 mm weite Sammelrohre) läßt sich nichts Bestimmtes aussagen. Doch konnte bis jetzt an den Manometern ein Sohlenwasserdruck nicht festgestellt werden. Es besteht sogar Grund zu der Annahme, daß die Versinterungen in der Sohlendränage nicht so stark sind, da der CaO-Gehalt am Auslauf des Entwässerungsstollens i. J. 1924 i. M. nur 36,5 mg/l betragen hat gegenüber i. M. 55,8 mg/l bei der rechten Hangdränage (Tabelle III, Spalte 2 und 3).

Tabelle III.

Tag der Entnahme	CaO-Gehalt in 1 Liter Wasser in mg, welches entnommen wurde:					
	Dem rechten Stollen in der Mauer	Dem Auslauf des Entwässerungsstollens	Dem Kaskadengerinne	Den Quellen am linken Felshang	Der alten Sohlenentwässerung	Dem Stauweiher
20. August 1918	—	53,6	8,0	24,2	17,4	11,8
18. Dezbr. 1918	—	53,0	11,4	20,0	16,4	11,3
19. Mai 1919 ..	—	37,6	10,0	16,0	20,2	9,1
20. Nov. 1919 .	—	32,4	8,0	15,4	14,1	7,2
20. Okt. 1920 ..	—	28,0	10,6	15,6	17,8	10,0
29. Juli 1921 ..	—	53,6	10,2	14,8	20,4	9,0
9. Dez. 1921 ..	—	49,6	9,6	13,4	11,6	9,6
12. Mai 1922 ..	—	47,2	9,6	12,2	12,6	9,6
7. Nov. 1922 .	—	45,8	9,0	14,0	12,1	9,2
5. Juni 1923 .	—	42,8	9,2	12,6	12,0	9,2
6. Nov. 1923 .	—	38,4	7,1	10,6	11,8	9,2
11. Juli 1924 ..	60,8	38,0	8,7	12,0	12,0	10,0
18. Nov. 1924 .	50,8	35,0	9,2	12,6	12,4	9,8
19. Juni 1925 ..	54,6	36,8	8,2	11,8	12,0	9,4
15. Dezbr. 1925 .	35,4	32,4	8,2	10,4	9,8	11,6

Auch die Brüxer Beobachtungen zeigen, daß man bei der Berechnung von Gewichtsstaumauern aller Art mit entwässerter Sohle den Sohlenwasserdruck nicht ganz außer acht lassen sollte. Ist es schon — auch bei völlig dichtem Felsuntergrund — als ausgeschlossen zu betrachten, für den wasserdichten Anschluß der Mauer an die Felssohle und die Talhänge unbedingte Gewähr zu übernehmen, so rufen die bei Dränagen vorhandenen vorsätzlichen Wasseradern im Falle ihrer Verstopfung doch Auftriebkräfte hervor, die die Standfestigkeit der Mauer erheblich beeinflussen können. Vielleicht tragen diese und ähnliche Wahrnehmungen dazu bei, die Zweckmäßigkeit der Sohlendränagen bei Neubauten sorgfältig zu prüfen und den Sohlenwasserdruck nur dann zu vernachlässigen, wenn man ganz sicher ist, daß die Dränage sich nicht verstopfen kann[12]). Vielfach ist man in der Anordnung von Sohlenentwässerungen in den letzten Jahren vor dem Kriege zu weit gegangen. Wir erachten es für wichtiger, der künstlichen Dichtung der Gründungssohlen und -hänge mittels Zementinjektionen größte Sorgfalt zuzuwenden, womit sich der Sohlenwasserdruck auf die Dauer zuverlässiger ausschalten läßt (vgl. z. B. die Talsperren von Broc, Partenstein, Teigitsch u. a.), als bei künstlich entwässerter Gründungssohle.

[10]) Neuere Erfahrungen über die Anwendung von Zementmörtel bei Talsperren. Von Troßbach, Deutsche Bauzeitung 1908, Nr. 31 und 32.

[11]) Zur Vermeidung von Verstopfungen führen die Amerikaner ihre Dränrohre nicht gleichzeitig mit dem Mauerwerk hoch, sondern bohren diese nachträglich durch das fertige Mauerwerk hindurch.

[12]) Vgl. über die mangelnde Wirkung einer Dränage: „Der Unfall an der Schleppzugschleuse usw." Von O. Franzius, Zentralblatt der Bauverwaltung 1914, Nr. 17/19.

ZUR BERECHNUNG DER SCHUBBEWEHRUNG.

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

In den Bestimmungen über die Berechnung von Eisenbetonbauten vom Jahre 1925 heißt es:

„In Balken oder Balkenfeldern, in denen die größte Schubspannung τ_0 bei Handelszement nicht über 4 kg/cm², bei hochwertigem Zement nicht über 5,5 kg/cm² hinausgeht, wird kein rechnerischer Nachweis der Schubsicherung gefordert. Ist die größte Schubspannung über 4 bzw. 5,5 kg/cm², so sind alle Schubspannungen auf der betreffenden Feldseite ganz durch abgebogene Eisen oder Bügel oder beides zusammen aufzunehmen (Schubsicherung)."

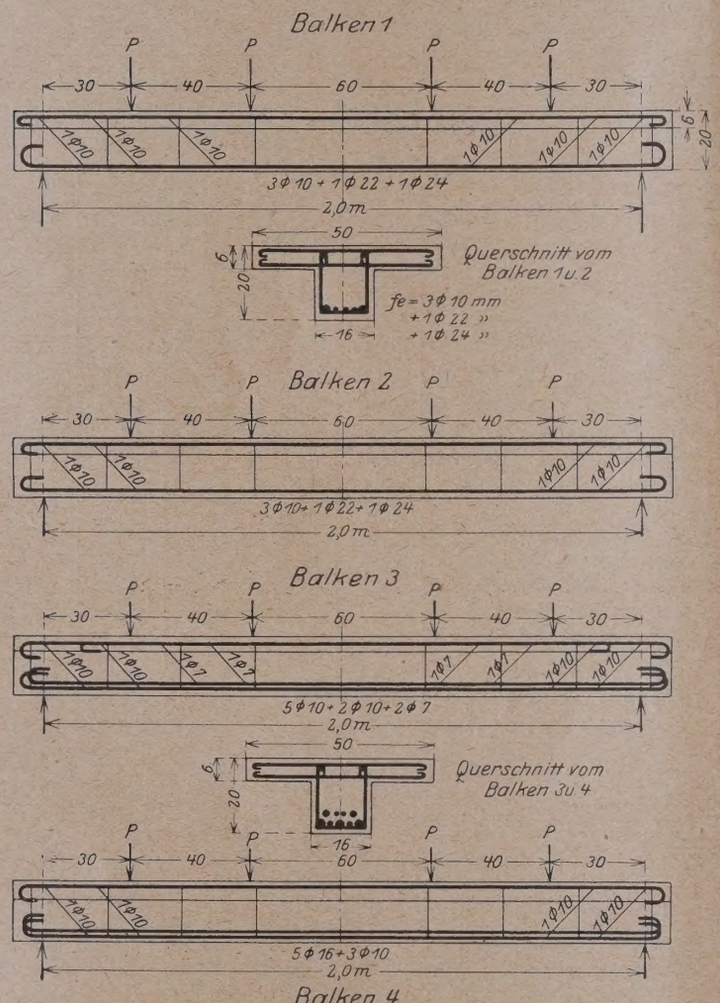


Abb. 1a. Bewehrung bei Balken 1 bis 4.

In den alten Bestimmungen vom Jahre 1916 war nur dort eine Schubsicherung verlangt, wo die zulässigen Schubspannungen des Betons überschritten wurden.

Durch die neuen Vorschriften wird in vielen Fällen, hauptsächlich bei Balken mit größeren Abmessungen bei Aufnahme von Einzellasten, ein erhebliches Mehr an Eisen erforderlich, da auch Schubspannungen bis zur Balkenmitte durch Eisen aufgenommen werden müssen, die u. U. nur vom Eigengewicht herrühren.

In meiner Besprechung der neuen Bestimmungen im „Bauingenieur" auf Seite 903, Jahrgang 1925, habe ich auf die m. E. nicht berechtigte Forderung mit folgenden Sätzen hingewiesen:

„Abgesehen von der Unwirtschaftlichkeit der Konstruktion, die diese Bestimmung mit sich bringt, ist zu beachten, daß man den Betonquerschnitt unnötigerweise durch Schrägeisen und Bügel gerade an den Stellen der größten Momente verringert, wo ein möglichst großer Betonquerschnitt vorhanden sein soll, wenn man der Rißbildung entgegenwirken will. Erfahrungsgemäß treten auch die ersten Risse stets da auf, wo die Bügel angeordnet sind."

Um ein Bild darüber zu gewinnen, inwieweit die neuen Vorschriften die Tragfähigkeit von Balken zu erhöhen geeignet sind, habe ich in meinem Institut an 4 T-Balken Untersuchungen bis zum Bruch durchführen lassen[1]); je zwei Balken waren nach den neuen und den alten Vorschriften bewehrt.

Als Balkenquerschnitt wurde ein T-Balken mit einer Spannweite von 2 m gewählt, mit den in Abb. 1a angegebenen Maßen.

Die Belastung bestand aus 4 gleich großen Einzellasten; die Messung der Gesamtlast P erfolgte durch eine zwischen Querhaupt der Presse und Balken eingeschaltete 20-t-Meßdose.

Die Belastung wurde stufenweise aufgebracht. Neben der Verfolgung der Rißbildung wurden die Durchbiegungen unter den Drittelspunkten des Balkens gemessen. Bis zum Eintreten des ersten Risses wurden ferner im Bereich der Maximalmomente mit Hilfe von Martensschen Spiegelapparaten (Meßlänge 20 cm) die Dehnungen auf der Unterseite der Balken gemessen.

Um die Eigenschaften des Betons bei allen 4 Balken gleich zu halten, wurde das Zuschlagsmaterial aus getrocknetem und in 5 Kornstufen durch Aussieben zerlegtem Kiessand zusammengesetzt. Die Kornzusammensetzung war die folgende:

Korngröße:	0—1	1—3	3—8	8—16	16—25 mm Dmr.
Anteil in % des Gewichts	19	15	15,5	24	26,5

Das Mischungsverhältnis betrug 1 : 5 nach Raumteilen oder 255 kg Zement auf den Kubikmeter fertigen Beton.

Entsprechend dem Verwendungszweck wurde plastische Konsistenz gewählt, wozu ein Wasserzusatz von 15 Raumprozenten bzw. 7,95 Gewichtsprozenten der Trockengemenge erforderlich war. Der Wasserzementfaktor ergab sich so zu 0,692. Der verwendete Zement war hochwertiger Portlandzement.

Die Prüfung wurde bei allen Balken im Alter von 18 Tagen vorgenommen. Die Würfeldruckfestigkeit des Betons wurde an Würfeln von 20 cm Kantenlänge festgestellt, welche gleichzeitig mit den Balken aus dem gleichen plastischen Material hergestellt worden waren und im selben Alter geprüft wurden. Sie betrug im Mittel 193 kg/cm².

Die Zugbewehrung war bei Balken 1 und 2 gleich und bestand aus 1 Ø 24 + 1 Ø 22 + 3 Ø 10 mm. (F_e = 10,68 oder 1,18% des Betonquerschnitts.)

Die Schubbewehrung des Balkens 1 bestand im Gebiet I der Querkraftfläche (Abb. 1b) aus 2 aufgebogenen Ø 10 mm, im Gebiet II aus 1 aufgebogenen Ø 10 mm. Die Schubbewehrung entsprach somit den neuen Bestimmungen.

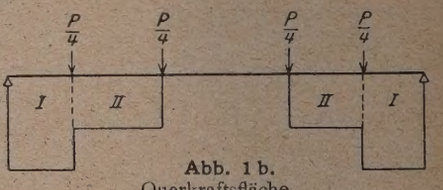


Abb. 1b. Querkraftsfläche.

Beim Balken 2 war das Rundeisen von Ø 10 mm im Gebiet II gerade durchgeführt, so daß hier die Schubsicherung durch Schrägeisen fehlte. Diese Bewehrung war nach den alten Bestimmungen zulässig, wie aus der folgenden Berechnung hervorgeht. Als Bügelbewehrung waren in beiden Balken in gleicher Weise im Bereich der Querkräfte doppelschnittige Bügel Ø 6 mm im Abstand von 25 cm eingelegt.

[1]) Die Durchführung und Ausarbeitung der Untersuchungen lag in den Händen meines Assistenten Herrn Dipl.-Ing. Merkle.

Wird eine rechnerisch zulässige Beanspruchung von 1200 kg/cm² in der Schubbewehrung zugrunde gelegt, so können die Bügel eine Schubspannung von

$$\tau_B = \frac{0{,}56 \cdot 1200}{25 \cdot 16} = 1{,}68 \text{ kg/cm}^2$$

aufnehmen.

Das nach der vorliegenden Bewehrung zulässige τ_I darf sodann den folgenden Wert erreichen:

$$\tau_I = \frac{1.57 \cdot \sqrt{2} \cdot 1200}{30 \cdot 16} + 1{,}68 = 7{,}22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{II} = \frac{\tau_I}{2} = 3{,}61 \text{ kg/cm}^2$$

Die Nutzlast beträgt danach mit Rücksicht auf die Schubbewehrung

$$P = 2\, Q_I = 2\, \tau_I\, b\, h_{zd} = 27{,}22 \cdot 16 \cdot 14{,}5 = 3350 \text{ kg}$$

Nach den alten Bestimmungen ist im Gebiet II keine Schubsicherung notwendig, da die Schubspannung nur 3,61 kg/cm² beträgt.

Ergebnisse der Untersuchungen.

Balken 1 wies eine größte Dehnung des Zugbetons von 0,226 mm/m auf und hatte eine Bruchlast von 15 570 kg.

Der Bruch erfolgte dadurch, daß sich unter einer mittleren Einzellast gegen die Mitte des Balkens zu ein schräger Zugriß öffnete, offenbar weil die Streckgrenze der Zugeisen erreicht war.

Die Bruchspannungen ergaben sich wie folgt:

$$x = 7{,}75 \qquad J_i = 21\,440 \text{ cm}^4$$

$$M_{max} = \frac{15.57}{2}\, 0{,}7 - \frac{15.57}{4}\, 0{,}4 = 5{,}450 - 1{,}557 = 3{,}893 \text{ mt}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{389\,300}{21\,440}\, 7{,}75 = 141 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{389\,300}{21\,440}\, 15 \cdot 9{,}25 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Der Bruch ist bei einer rechnungsmäßig verhältnismäßig niedrigen Eisenspannung erfolgt, weil die starken Rundeisenhaken Ø 22 und Ø 24 schon bei einer Last von 9480 kg den Beton zerdrückten, so daß die Ø 10 mm von da an überlastet waren. Gleichzeitig mit der Erreichung der Streckgrenze der Ø 10 mm, deren Verankerung besser war, wurde

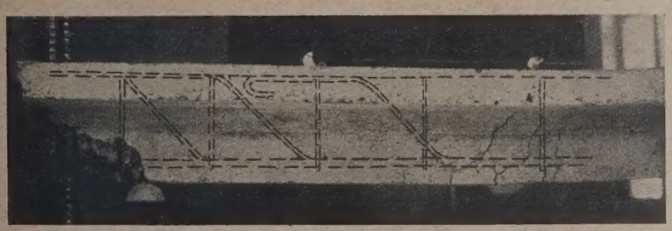


Abb. 2a. Bruchbild von Balken 1.

das Balkenende durch die Haken der Ø 22 und 24 mm zerspalten (siehe Abb. 2 a vom Bruch).

Bei Balken 2 erfolgte der Bruch bei einer Last P = 15,7 t.

Die Bruchspannungen sind:

$$\sigma_{bd} = \frac{39\,300}{21\,440}\, 7{,}75 = 142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{39\,300}{21\,440}\, 15 \cdot 9{,}25 = 2550 \text{ kg/cm}^2$$

Das Bruchbild (Abb. 2 b) sowie der Verlauf der Risse ist fast genau dasselbe wie bei Balken 1. Der einzige Unterschied besteht darin, daß der Bruchriß, der bei Balken 1 an der Laststelle unterhalb der Platte beginnend schräg abwärts nach der Abbiegungsstelle des 1. Schrägeisens zieht, bei Balken 2 etwas schräger verläuft.

Für die Spannungen in den Schrägeisen am Auflager ergaben sich rechnerisch aus der Bruchlast unmögliche Werte.

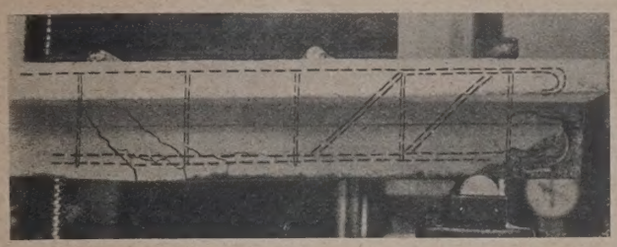


Abb. 2b. Bruchbild von Balken 2.

Die Schubspannung beim Bruch errechnet sich bei beiden Balken zu

$$\tau_I = \frac{7800}{16 \cdot 14.7} = 33{,}2 \text{ kg/cm}^2$$

Die Eisenspannung in den Schrägeisen danach zu

$$\sigma_{es} = \frac{33{,}2 \cdot 30 \cdot 16}{2 \cdot 1{,}57} = 7200 \text{ kg/cm}^2$$

Bei den Balken 3 und 4 wurde der Zugeisenquerschnitt von 10,68 cm² auf 12,39 cm², oder (1,45% des Betonquerschnitts) erhöht, indem die Rundeisen Ø 22 und 24 mm bei Balken 1 und 2 durch 5 Ø 16 mm in 2 Lagen ersetzt wurden, ohne daß an der Stärke der Schubbewehrung etwas geändert wurde.

Balken 4 hatte die gleiche Schubbewehrung wie Balken 2. Das aufgebogene Rundeisen Ø 10 mm zwischen den beiden Lasten von Balken 1 wurde bei Balken 3 durch 2 Ø 7 mm ersetzt, um eine bessere Verteilung der Schubbewehrung auf dieser Strecke herbeizuführen. Die Zahl und Anordnung der Bügel blieb unverändert.

Die Bruchlast betrug bei Balken 3 und 4 21,5 t bzw. 22 t.

Der Bruch erfolgte durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugeisen unter einer inneren Lastangriffsstelle. Die Spannungen beim Bruch berechnen sich wie folgt:

$$M = \frac{21{,}5}{2}\, 0{,}7 - \frac{21{,}5}{4}\, 0{,}4 = 7{,}55 - 2{,}15 = 5{,}40 \text{ mt}$$

$$\sigma_{bd} = \frac{540\,000}{21\,830}\, 8{,}0 = 197 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{540\,000}{21\,830}\, 15 \cdot 8{,}5 = 3150 \text{ kg/cm}^2$$

Die Bruchspannungen bei Balken 4 berechnen sich mit:

$$M_{max} = \frac{22}{2}\, 0{,}7 - \frac{22}{4}\, 0{,}4 = 7{,}7 - 2{,}2 = 5{,}5 \text{ mt}$$

$$x = 8 \text{ cm}; \qquad J_i = 21\,830 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bd} = \frac{550\,000}{21\,830}\, 8 = 201 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_e = \frac{550\,000}{21\,830}\, 15 \cdot 8{,}5 = 3200 \text{ kg/cm}^2$$

Das Ergebnis läßt sich in folgender Weise zusammenfassen:

Der Bruch bei den Balken 1 und 2 ist mit dadurch verschuldet worden, daß die Verankerung der Rundeisen Ø 22 und 24 mm nachgegeben hat und der Balken an den Enden zerspalten wurde. Durch das Nachgeben dieser Eisen wurden die anderen Zugeisen überlastet, so daß die Balken durch Überschreiten der Streckgrenze der schwächeren, aber besser verankerten Zugeisen brachen.

Bei den Balken 3 und 4 war die Verankerung der dünneren Zugeisen (Ø 16 mm) besser, so daß der ganze Eisenquerschnitt bis zuletzt mitwirkte, wie man aus den Bruchbildern ersehen kann. Wir erkennen daraus, wie wesentlich eine gleichmäßige Verteilung des Zugeisenquerschnitts ist.

In keinem Falle konnte ein Einfluß der Schubbewehrung auf die Höhe der Bruchlast und die Ursachen des Bruchs festgestellt werden. Die Beanspruchung der

Schrägeisen tritt nicht in dem Maße auf, wie die übliche Berechnung annimmt, da sie sonst lange vor der wirklich erreichten Bruchlast hätten zerreißen müssen.

Betrachtet man jedoch den Verlauf der Rißbildung, so sieht man, daß eine gute Verteilung der Schrägbewehrung im Bereich der größeren Querkräfte auf die in den Bestimmungen in keiner Weise hingewiesen wird, wichtiger ist als die Anordnung von Schrägeisen oder Bügeln im Bereich der kleineren Schubspannungen. (Siehe den Nachweis in Bd. I, 2. Aufl., Seite 436 meiner „Vorlesungen über Eisenbeton".)

Bei Eisenbetonbalken, deren Schub- wie Zugbewehrung unter Zugrundelegung von $\sigma_{e\,zul} = 1200$ kg/cm² bemessen werden, ist die Schubbewehrung nach den Ergebnissen der vorliegenden Untersuchungen der relativ stärkere Teil des Balkens auch nach den alten Vorschriften. Ein Bruch würde hier also nicht durch Mängel der Schubbewehrung eintreten, sondern durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugeisen.

Damit glaube ich den Nachweis erbracht zu haben, daß die Berechnung der Schubbewehrung nach den alten Bestimmungen vom Jahre 1916 vollkommen genügt.

DIE BERECHNUNG DER SCHUBSICHERUNG.

Von Dr.-Ing. Max Mayer, beratendem Ingenieur und Lehrer an der Staatlichen Bau-Hochschule in Weimar.

Nachdem nun auch Professor Gehlers Erläuterungen in der Umarbeitung auf die neuen Eisenbetonbestimmungen erschienen sind, wird es Zeit, daß man sich über die neuen Regelformen der häufigsten Teile der statischen Berechnungen für Eisenbetonarbeiten klar wird.

Am einschneidendsten wirkt an den neuen Bestimmungen die Veränderung im geforderten Nachweis der Schubsicherung. Diese Veränderung ist im Interesse der Bauwerksicherheit zu begrüßen.

Sie wird im allgemeinen nicht einen größeren Aufwand an Schubbewehrung zur Folge haben, aber einen schärferen Nachweis der Bügel, die gute Konstrukteure auch bisher schon ausreichend eingelegt haben, und wird somit die allgemeine Durchführung dieses zweckmäßigen Aufwandes erfordern.

Es ist gewiß ein Fortschritt, wenn durch die Bestimmungen das allgemein verlangt wird, was der erstrangige Konstrukteur bisher schon aus eigener Einsicht angeordnet hat.

Wirkt sich die neue Bestimmung weniger in der Bewehrungsanordnung als in den Nachweisen aus, welche die statische Berechnung enthalten muß, so ist besonders wichtig, daß eine möglichst einfache Form dafür gefunden wird. Die Annäherung, von welcher dabei der Einfachheit zuliebe etwa Gebrauch zu machen ist, muß von einer schärferen, umständlicheren Berechnung nach der sicheren Seite abweichen; die Größe dieser Abweichung bleibt gleichgültig, solange sie keinen wirklichen Mehraufwand erfordert. Wir müssen also das einfachste Verfahren suchen, welches nachweist, daß eine angemessene Bügelanordnung und das Aufbiegen von einer Hälfte bis zu zwei Dritteln der Biegungsbewehrung als Schubsicherung genügt.

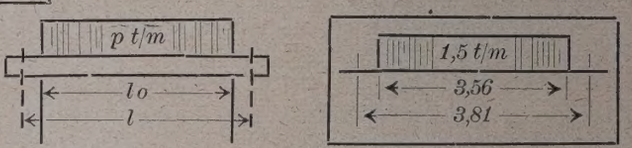
Dafür schlage ich das Verfahren vor, welches auf der beistehenden Tafel dargestellt ist.

In der Form hält sich diese Tafel an den Grundsatz, das feste Gerippe und die bleibenden Teile des Textes eines Berechnungsteiles zu scheiden von den wechselnden Zahlen. Die Zahlenwerte, welche in jedem einzelnen Anwendungsfall neu zu bestimmen sind, stehen in rechteckigen Rahmen. Im Anschluß an Seite 120 und 198 meiner „Betriebswissenschaft"[1]) sei nur erwähnt, daß an technischen Hilfsmitteln für die praktische Ausnützung dieser Scheidung entweder die „Unterlage" oder das „Fensterblatt" zu benützen ist. Schreibt man eine Berechnung auf dünnes Papier (Stammpause), so kann man die Normtafel einfach unterlegen. Will man (beim Schreiben oder beim Lesen) von der Durchsichtigkeit des Papiers unabhängig sein, so ist das Fensterblatt vorzuziehen, d. h. die Normtafel ist aufzulegen, nachdem die Rechtecke alle ausgeschnitten sind. Benützt man solche Normtafeln für die häufig wiederkehrenden Teile der statischen Berechnungen, so ist jeder Ausfertigung der statischen Berechnung ein Satz Fensterblätter so lange beizulegen, bis das Lesen der statischen Berechnung auch ohne den verbindenden Text geläufig wird. Für das Schreiben der Berechnung sind die Normtafeln[2]) keineswegs zu entbehren, weil die genau gleichbleibende geometrische Verteilung der Zahlen das sofortige Erfassen des Zusammenhanges wesentlich erleichtert.

Der Inhalt der Tafel beruht erstens auf der Tatsache, daß nach den neuen Bestimmungen bei $\tau > 4{,}0$ kg/cm² die Mitwirkung des Betons an der Aufnahme der Schubspannungen vollständig zu übergehen ist. Die Berechnung der Schub-

---

P [66]



$$\left(M = 1{,}5 \cdot \frac{3{,}81^2}{8} = 2{,}72 \text{ tm}\right)$$

$Q = \boxed{1{,}5}$ t/m × $\boxed{1{,}78}$ m = $\boxed{2{,}67}$ t;
Belastung — halbe Lichtweite

$$\tau = \frac{\boxed{2670}\ \text{kg}}{\boxed{20}\ \text{cm} \times \boxed{29}\ \text{cm}} = \boxed{4{,}6}\ \text{kg/cm}^2$$

Schubsicherung:

Bügel 2 Ø $\boxed{8}$ mm alle $\boxed{30}$ cm entsprechen einer Querkraft

$$Q_1 = \frac{f}{e}\,\sigma\,z = \frac{\boxed{1{,}0}\ \text{cm}^2}{\boxed{0{,}3}\ \text{m}} \times \boxed{1{,}2}\ \text{t/cm}^2 \times \boxed{0.29}\ \text{m} = \boxed{1{,}17}\ \text{t};$$

Schrägen werden reichlich bei

$$F_Q = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q - Q_1}{2} = \boxed{1.78}\ \text{m} \times \frac{\boxed{2\,67} - \boxed{1{,}17}}{2}\ \text{t} = \boxed{1{,}34}\ \text{tm}$$

$$\text{mit } F_a = \frac{F_Q}{\sigma \sqrt{2}\, z} = \frac{\boxed{1.34}\ \text{tm}}{\boxed{1{,}2}\ \text{t/m}^2 \times \sqrt{2} \times \boxed{0{,}29}\ \text{m}} = \boxed{2\,7}\ \text{cm}^2,$$

aufgebogen werden $\boxed{2\,\text{Ø}\,16} = \boxed{4{,}02}$ cm².

---

sicherung wird daher am kürzesten und am verlässigsten ausfallen, wenn wir diesen Spannungsbegriff vollständig aus dem Berechnungsgang ausschalten. Hat man bezüglich der Bügel bisher meist die Formeln benützt:

$$\tau_0 = \frac{Q_0}{b_0\, z} \text{ und } \tau_1 = \frac{f\,\sigma}{e\, b_0},$$

so müssen wir sie zusammenziehen in

$$Q_1 = \frac{f}{e}\,\sigma\, z,$$

[1]) Otzens Handbibliothek für Bauing. 1 5.

[2]) deren vollständige Reihen demnächst erscheinen werden.

und ebenso bei den Schrägeisen. Etwaige Erschwerungen der Rechnung durch veränderlichen Betonquerschnitt (z. B. Verbreiterung) fallen dabei von selbst weg.

Der Inhalt der Tafel beruht ferner auf der Erwägung, daß die Belastung eines Trägers bei Hochbauten im allgemeinen aus einem feststehenden und einem beweglichen Teile (reine Nutzlast) besteht. Demgemäß kann in Feldmitte noch eine Querkraft vorhanden sein. Aus symmetrischer Ruhelast ist die Querkraft in Feldmitte null, aus beweglicher, gleichmäßig verteilter Last aber ist die Querkraft in Feldmitte (q l : 8) ein Viertel von der am Auflager (q l : 2). Untersucht man das Verhältnis der beweglichen zur ruhenden Last nicht näher, so ist Q : 4 jedenfalls die obere Grenze für den Querkraftwert in Feldmitte. Es ist angebracht, die Bügel eines Trägers so zu bemessen, daß sie zur Aufnahme dieses Wertes reichlich genügen. Man wähle daher Durchmesser und Abstand der Bügel so, daß sie einen Wert Q_1 gleich mindestens einem Viertel von Q ergeben. Die Bügelanordnung wird dann stets dem entsprechen, was man auch ohne dies für angemessen hielt. Würde man mit dem Wert Q_1 genau den Querkraftgrößtwert in Feldmitte treffen, so wäre die Formel für die Querkraftfläche, welche von den Schrägeisen aufzunehmen bleibt, fast genau richtig, da die Maximal-Querkraftkurve eine sehr gestreckte Parabel ist. In demselben Maße, in welchem man gegenüber q l : 8 die Bügel-Querkraft Q_1 reichlich wählt, fällt auch die Bemessung der Schrägen reichlicher aus.

Das Ergebnis dieser Berechnung paßt ohne weiteres für einspannungsfreie Balkenauflager, bei welchen man die äußerste Aufbiegung so legen kann, daß sie noch die lotrechte Auflagerkante schneidet. Müssen dagegen wegen einer teilweisen Einspannung in den weiterlaufenden Balken oder in sonstige Anschlußkonstruktionen die Aufbiegungen weiter ins Feld geschoben werden, um rechtzeitig oben den Zug aufzunehmen, so müssen vom Auflager bis zur äußersten Aufbiegung Bügel allein die Querkraft aufnehmen, also viel enger liegen. In welchem Verhältnis die Bügel in dieser kurzen Strecke enger liegen müssen, ergibt sich sofort aus dem Verhältnis $Q : Q_1$.

Die fortwährende Anwendung dieser einfachen Berechnungsweise bei umfangreichen statischen Berechnungen für Hochbauten hat ergeben, daß sie (wenn man überhaupt zu knapp bemessene Träger vermeidet) nie einen größeren Aufwand erfordert, als er durch passende Bügel und die halbe Biegungsbewehrung ohnehin zur Verfügung steht. Will man knapper rechnen, so kann man Q_1 zu Q : 4 in dasselbe Verhältnis setzen, in welchem die wechselnde Belastung zur Gesamtbelastung steht. Will man bei reichlichen Bügeln wenig Aufbiegungen anordnen, so kann man in der Formel für F_Q an Stelle von $\frac{l}{2}$ die wirkliche Länge der Querkraft-Restfläche einführen. Die Anpassung des Verfahrens an schärfere Anforderungen ist also auf einfache und übersichtliche Weise möglich.

ZUR FRAGE DER SCHUBSICHERUNG VON EISENBETONBALKEN.

Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin.

Die in den neuen Eisenbetonbestimmungen von 1925 enthaltene Vorschrift für die Schubsicherung von Eisenbetonbalken hat in Fachkreisen vielfach überrascht, da sie gegen früher eine erhebliche Verschärfung erfuhr. Abbildung 1 zeigt die Unterschiede zwischen den jetzigen (I) und den früheren (II), sowie den ältesten (III) Vorschriften. An einem gleichmäßig belasteten Balken mit der Spannweite l und der Querschnittsbreite b sind nach den jetzigen Bestimmungen durch Eiseneinlagen aufzunehmen:

$$Q_I = \tau \frac{l\,b}{4}$$

nach den früheren:

$$Q_{II} = \frac{\tau^2 - 4{,}0^2}{\tau} \cdot \frac{l\,b}{4}$$

und nach den ältesten:

$$Q_{III} = \frac{(\tau - 4{,}5)^2}{\tau} \cdot \frac{l\,b}{4}$$

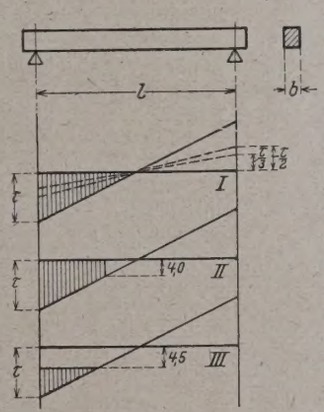


Abb. 1.

Die Unterschiede der drei Vorschriften werden anschaulicher gezeigt auf Abb. 2, wo als Abszissen die größten Schubspannungen τ, als Ordinaten die Bewehrungsanteile Q dargestellt sind $\left(\text{Multiplikator für letztere: } \frac{l\,b}{4}\right)$.

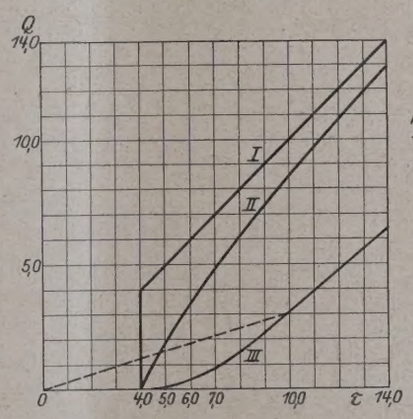


Abb. 2.

Noch deutlicher sind die Unterschiede auf Abb. 3 dargestellt, wobei als Ordinaten die mittels Schubbewehrung gesicherten prozentualen Anteile des Schubdiagramms für die drei verschiedenen Fälle aufgetragen wurden. Die zu den drei Linienzügen gehörigen Ordinaten stehen hierbei in demselben Verhältnis zueinander wie auf Abb. 2. Der Unterschied liegt nur darin, daß die Linie I wagerecht verläuft, während sie auf Abb. 2 ansteigt.

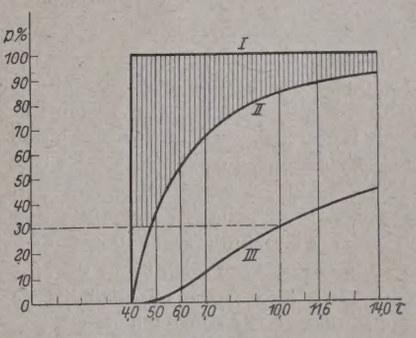


Abb. 3.

Eine gewisse Menge an abgebogenen Eisen und Bügeln wird auch bei niedrigen Schubspannungen verwendet, schätzungsweise $^1/_3$ des Schubdiagramms, so daß auf Abb. 3 die Ordinate p = 30% ungefähr eine wagerechte untere Begrenzungslinie der prozentualen Schubbewehrung darstellt. Die schraffierte Fläche kennzeichnet die durch die verschärfte Vorschrift bedingte theoretische Mehrforderung.

In Wirklichkeit ist der Unterschied geringer, wenn eine normale Bügelbewehrung, die auch bei der II. Art Schubsicherung eingelegt werden muß, von der Vergleichsbetrachtung herausgenommen, und nur die darüber hinaus noch erforderliche Schubsicherung nach den beiden Gesichtspunkten I und II verglichen wird. Nehmen die Bügel z. B. 1,5 kg/cm² vom Schubdiagramm auf, dann verbleiben noch für die weitere Schubsicherung:

Im Falle I: $$Q_I = \frac{(\tau - 1{,}5)^2}{\tau} \cdot \frac{l\,b}{4}$$

Im Falle II: $$Q_{II} = \frac{(\tau - 4{,}0)(\tau + 1{,}0)}{\tau} \cdot \frac{l\,b}{4}.$$

Wird wieder Q_{II} in Prozenten von Q_I ausgedrückt, dann entsteht die Abb. 4, und man sieht daraus, daß auch dieser

berichtigte Vergleich — vor allem bei den niedrigen Spannungsstufen — erhebliche Unterschiede aufweist.

In den häufig vorkommenden Fällen von $\tau = 5{,}0$, 6,0 und 7,0 kg/cm² bedingt z. B. die neue Bestimmung eine Vermehrung der Eiseneinlagen um cirka 105, 45 und 25%, wie es auf der Abbildung zu ersehen ist. Daß die volle Schubsicherung ohne nennenswerte Mehreisen durchzuführen ist, weil meistens die für Abbiegungen erforderlichen Eisen und Bügel ohnehin zur Verfügung stehen, möchte ich im allgemeinen bezweifeln; die Praxis zeigt, daß vielfach besondere Stäbe eingelegt werden müssen.

Infolge dieser empfindlichen Verschärfung der Bestimmungen ist nun die Frage nach der Begründung derselben laut geworden. In den Erläuterungen zu den neuen Bestimmungen bezeichnet Herr Professor Gehler die neueren Stuttgarter Versuche als Ursache der Verschärfung. Man muß sich also mit diesen Versuchsergebnissen — am besten in der Interpretation von Herrn Professor Mörsch („Der Eisenbetonbau", 5. Aufl., I. Bd., II. Hälfte, Seiten 180—197) befassen, um zur Frage Stellung nehmen zu können.

Es wurden hierbei Plattenbalken untersucht mit gleichbleibender Biegungsbewehrung, jedoch wechselnder Schubbewehrung. Der erste Balken erhielt volle Schubbewehrung, es wurden also hierbei alle Schubspannungen des gleichmäßig belasteten Balkens durch Eisen aufgenommen (Diagramm I auf Abb. 1). Der nächste Probebalken erhielt nur die Hälfte, der übernächste nur $^1/_3$ an Schubbewehrung (gestrichelte Linien auf Abb. 1), während ein weiterer Balken nach den früheren preußischen Bestimmungen gegen Schub bewehrt wurde (Diagramm III), wobei vom Schubdiagramm ein Streifen von 4,5 kg/cm² abgeschnitten war. Dieser letzte Probebalken sollte zeigen, daß die alte Anordnung nicht ausreichend ist, und das Versuchsergebnis hat dies auch bestätigt.

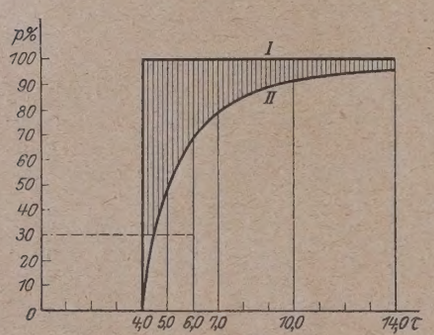


Abb. 4.

Aus den Versuchen für die ersten drei Probebalken mit voller, halber und $^1/_3$-Schubsicherung ging hervor, daß die ersten beiden dieselbe Bruchlast, der dritte um etwa 20% weniger ausgehalten hat. Das überraschend gute Verhalten der halben Schubsicherung führt Herr Prof. Mörsch auf die hohe Momentenüberdeckung zurück, d. h. auf den Umstand, daß in der Nähe der Auflager mehr untere Zugeisen vorhanden waren als nötig, und man wird wohl Herrn Prof. Mörsch hierbei recht geben müssen. Es hat demnach nur der erste Balken vollauf befriedigt; das gute Versuchsergebnis mit diesem Probebalken (volle Schubsicherung) beweist jedoch meines Erachtens noch nicht die Notwendigkeit der verschärften Vorschriften. Wenn nämlich dieser Balken nicht für die volle, sondern nur für die nach den letzten Bestimmungen von 1916 erforderliche Schubsicherung (in der üblichen Auslegung nach Diagramm II auf Abb. 1) bewehrt gewesen wäre, dann hätte sich der erforderliche Eisenquerschnitt nur um etwa 10% verringert, wie dies auf Abb. 3 für $\tau = 11{,}6$ kg/cm² zu ersehen ist, da die Balkenabmessungen verhältnismäßig hohe Schubspannungen zur Folge hatten und das vom Diagramm in Abzug gebrachte Dreieck mit den unter 4,0 kg/cm² liegenden Ordinaten nur eine kleine Fläche aufweist (Abb. 1). Diese 10 prozentige Eisenermäßigung erstreckt sich außerdem nur auf die Bügel im inneren Balkendrittel, die Schrägeisen bleiben dabei unverändert, und es ist nicht denkbar, daß die Weglassung dieser Bügel einen nennenswerten Unterschied im Versuchsergebnis aufgewiesen hätte. Ferner wird auch bei der II. Art Schubsicherung der innere Balkenteil mit Bügeln versehen, so daß dann im vorliegenden Falle effektiv kein Unterschied mehr zwischen der I. und II. Art besteht, und die Bewehrung des Probebalkens nahezu vollkommen auch der II. Art entspricht.

In den genannten Versuchen kann ich also keinen Beweis für die Unzulänglichkeit der bisherigen bzw. für die Notwendigkeit der neuen Berechnungsweise ersehen.

Im soeben erschienenen Buche des Betonvereins („Eisenbetonbau", Verlag Wittwer, Stuttgart, S. 324) ist als Begründung der vollen, bis zur Balkenmitte reichenden Schubsicherung angeführt, daß auf der mittleren Balkenstrecke die Biegungsmomente bei Vergrößerung der Last bald Zugrisse hervorrufen und man dem gerissenen Betonsteg Schubspannungen nicht mehr zumuten kann. Der zwischen zwei Biegungsrissen verbleibende Teil des Betonsteges wirkt jedoch als lotrecht hinabragende Konsole, die am unteren Ende durch die Haftspannungen des Zugeisens eine wagerechte Belastung erfährt, und auch diese Konsolen sind in der Lage, Schubspannungen zu übertragen, die dann zwischen Nullachse und Zugeisen eine konstante Größe aufweisen, wie dies bei der Schubspannungsverteilung über dem Balkenquerschnitt im Eisenbetonbau stets angenommen wird. Es kommen nur aus dem Kragmoment herrührende Zusatz-Druck- und Zugspannungen noch hinzu (auf den wagerecht gelegten Konsolschnitt lotrecht wirkend), deren Größe nicht nur von den Haftspannungen des Eisens, sondern auch von der Tiefe der Risse und von den Rißabständen abhängt. Da die nach den Auflagern hin zunehmenden Haftspannungen in ihrer Wirkung durch die abnehmenden Rißtiefen ausgeglichen werden, nehmen diese Nebenspannungen (bei gleichmäßig verteilter Last) nach den Auflagern hin nicht zu, wie die Schubspannungen, sondern bleiben etwa konstant. Es ist nun wohl gerechtfertigt, eine Bügelbewehrung auch im mittleren Balkenteil gegen diese Nebenspannungen zu verlangen, eine Verstärkung dieser Bewehrung nach den Auflagern zu, dem Schubdiagramm entsprechend, ist jedoch m. E. nicht begründet[1]). Die Wirkung der Momentenrisse erstreckt sich außerdem auf beide Balkenhälften, wogegen die neue Vorschrift die volle Schubsicherung nur für diejenige Balkenhälfte verlangt, wo die größte Schubspannung 4 kg/cm² überschreitet, und für die andere Hälfte keine Schubbewehrung vorsieht, wenn dort die Schubspannungen unter 4 kg/cm² bleiben. Es ist auch nicht recht einzusehen, warum z. B. die zwei Stellen m und n des auf Abb. 5 dargestellten Schubdiagramms eine voneinander abweichende Behandlung erfahren sollen, wo sie doch beide gleich hohe Schubspannungen aufweisen. Bei Steigerung der Last wird auch die Rißgefahr an beiden Stellen ungefähr zur gleichen Zeit eintreten, und es ist meines Erachtens nicht angezeigt, die Stelle m durch Eiseneinlagen zu sichern, die Stelle n jedoch unbewehrt zu lassen.

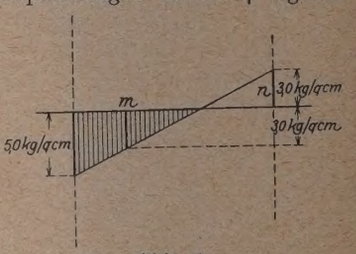


Abb. 5.

Ich sehe also die neue Vorschrift weder durch Versuchsergebnisse noch durch theoretische Erwägungen genügend begründet und bin für die Beibehaltung der älteren Auffassung.

Eine klärende Aussprache über diese Frage ist meines Erachtens dringend nötig, und ich bitte die Fachkollegen, zu obigen Ausführungen Stellung zu nehmen.

[1]) In § 14 Punkt 10 der Bestimmungen ist angegeben, daß „in Balken und Plattenbalken stets Bügel anzuordnen sind, um den Zusammenhang zwischen Zug- und Druckgurt zu gewährleisten", die Stärke der Bügelbewehrung ist jedoch nicht vorgeschrieben. Es wäre m. E. wünschenswert, die Bestimmungen in diesem Punkte dahingehend zu ergänzen, daß ein Mindestmaß an Bügelbewehrung einzuhalten ist, etwa einer Schubspannung von 1 kg/cm² entsprechend, woraus sich eine Bügelbewehrung in Höhe von ungefähr 0,1% der wagerecht geschnittenen Stegfläche ergibt.

MÜLLER-BRESLAUS KNICKVERSUCHE MIT RAHMENSTÄBEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

(Fortsetzung von Seite 981.)

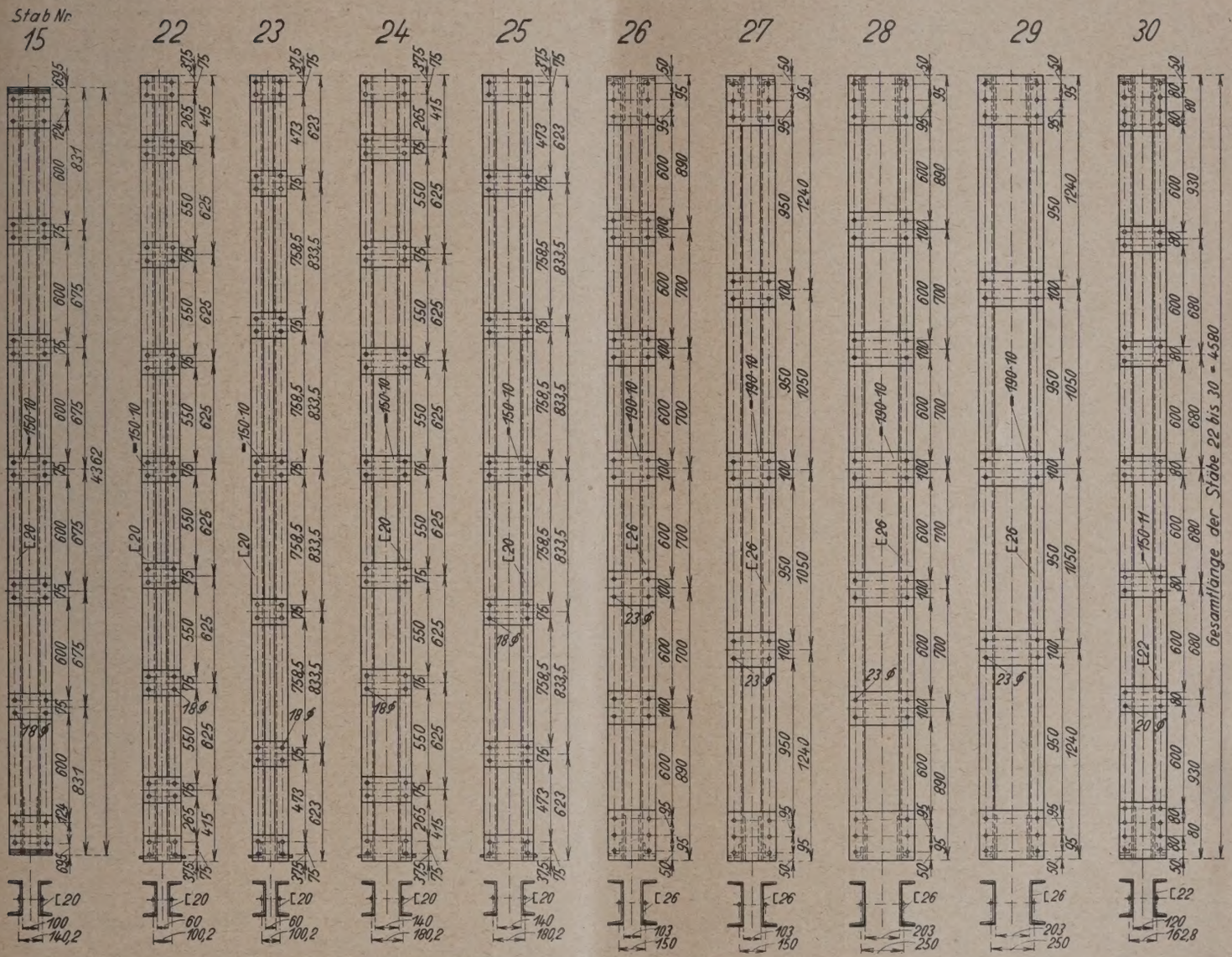


Abb. 6—15. Die Versuchsstäbe.

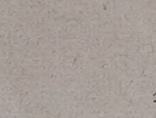
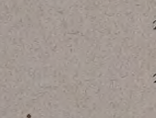
III. Die geprüften Rahmenstäbe und die Ergebnisse der Versuche.

Die geprüften Stäbe sind in den Abb. 6—15 dargestellt. Die Gurtungen sind durchweg ⊏ NP 20, 22 und 26. Von den Stäben 22—29 bilden die vier ersten und die vier letzten je eine Gruppe für sich, erstere bestehend aus ⊏ 20, letztere aus ⊏ 26. Jede ist wieder in zwei Untergruppen geteilt, die sich durch den Gurtabstand unterscheiden, während die beiden Stäbe jeder Untergruppe sich durch den Bindeblechabstand unterscheiden. Von jedem Stabe wurden 2—4 Stück geprüft, die durch die Buchstaben a—d unterschieden sind. Das Material ist durchweg Flußeisen gewöhnlicher Handelsgüte; besondere Bedingungen wurden für die Lieferung nicht gestellt.

Die Knicklänge zwischen den Schneiden beträgt für alle Stäbe 5,0 m. Die sonstigen Abmessungen, Querschnittsgrößen, Trägheitsmomente usw. und die Ergebnisse der Knickversuche sind in Tafel 1 zusammengestellt. Dort ist bezeichnet mit

- l die Knicklänge,
- a die Feldlänge von Mitte bis Mitte Bindeblech (s. Abb. 16),
- a' die Feldlänge, gemessen zwischen den äußersten Nieten der Bindebleche,
- F der Querschnitt des Einzelstabes,
- J Das Trägheitsmoment des Einzelstabes, bezogen auf die zur freien Achse des Gesamtquerschnitts parallele Schwerachse,
- J_1 das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnitts, bezogen auf die freie Achse,
- λ_1 das Schlankheitsverhältnis des Gesamtstabes für die freie Achse,
- λ das Schlankheitsverhältnis des Einzelstabes für die Länge a,
- λ' das Schlankheitsverhältnis des Einzelstabes für die Länge a'.

Tafel 1. Ergebnisse der Knickversuche.

Nr. des Stabes	Querschnitt	l	a	a′	F	J	J_1	Schlankheitsgrade			Knicklast nach				Gemessen					Genauere Rechnung nach Müller-Breslau						Reduzierte Knicksp.mnung	Bemerkungen
											Euler	Tetmajer	Krohn	Müller-Breslau	δ_0	δ*)	K	σ_K	σ_S	φ	J_v	λ_v	σ_{Kv}	P_K	ψ	σ'_K	
		m	m	m	cm²	cm⁴	cm⁴	λ_1	λ	λ'					mm	mm	t	t/cm²	t/cm²								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
15 a		5,0	0,675	0,600	32,2	148	3461	68,2	31,5	28,0	287	150	132	132	—	+0,82	143	2,23	2,88	0,796	2753	76,5	2,265	146	0,958	2,14	*) Unter einer Last von: Stab 15 : 100 t, 22—25: 75 t, 26—29: 125 t, 30 : 100 t
b															—	+0,62	148	2,30	2,82						0,972	2,24	
22 a		5,0	0,625	0,550	32,2	148	1912	91,8	29,2	25,7	159	132	114	121	—0,7	—0,76	111	1,72	2,56	0,891	1703	97,3	2,095	135	1,004	1,73	
b															+0,5	—0,07	110	1,71	2,10						1,019	1,74	
c															—2,0	—1,90	115	1,79	2,71						—	—	
d															—4,1	—5,26	102	1,59	2,80						—	—	
23 a		5,0	0,834	0,759	32,2	148	1912	91,8	38,9	35,4	159	132	110	116	+0,15	+0,02	140	2,17	3,19	0,834	1594	100,6	2,045	132	1,000	2,17	
b															—2,7	—1,44	125	1,94	3,11								
24 a		5,0	0,625	0,550	32,2	148	5524	54,0	29,2	25,7	458	160	144	142	+1,3	+0,58	131	2,03	2,23	0,731	4038	63,1	2,375	153	1,195	2,43	
b															—0,9	—0,75	125	1,94	2,26						1,180	2,29	
c															—0,9	—0,82	163	2,53	2,49						1,079	2,73	
25 a		5,0	0,834	0,759	32,2	148	5524	54,0	38,9	35,4	458	160	138	136	—1,4	—0,43	155	2,40	2,54	0,617	3410	68,7	2,329	150	1,052	2,52	
b															+1,6	+0,67	161	2,50	2,74						0,988	2,47	
26 a		5,0	0,70	0,60	48,3	317	6068	63,1	27,3	23,4	503	230	207	205	—	+0,77	204	2,11	2,50	0,794	4820	70,8	2,312	223	1,061	2,24	
b															+0,1	—0,09	222	2,30	2,48						1,068	2,46	
27 a		5,0	1,05	0,95	48,3	317	6068	63,1	41,0	37,1	503	230	195	194	—0,8	—1,06	212	2,19	2,59	0,662	4020	77,5	2,257	218	—	—	
b															+0,5	—0,99	220	2,28	2,61						1,021	2,33	
28 a		5,0	0,70	0,60	48,3	317	15728	39,2	27,3	23,4	1304	256	233	228	+1,6	+0,05	287	2,97	3,34	0,589	9264	51,1	2,400	232	0,808	2,40	
b															—0,2	—0,11	265	2,74	2,91						0,928	2,54	
29 a		5,0	1,05	0,95	48,3	317	15728	39,2	41,0	37,1	1304	256	221	215	—1,0	—0,71	212	2,19	2,46	0,400	6296	62,0	2,384	230	1,093	2,39	
b															—0,5	—0,05	221	2,29	2,39						1,124	2,57	
30 a		5,0	0,68	0,60	37,4	197	5350	59,1	29,6	26,1	444	182	162	160	+0,8	—0,75	165	2,20	2,71	0,753	4029	68,1	2,334	175	0,997	2,19	
b															+1,2	+2,11	151	2,02	2,74						—	—	

Dann folgen die nach folgenden Formeln berechneten Knicklasten:

(1) Euler: $P = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2\,100\,000\, J_1}{l^2}$;

(2) Tetmajer: $P = (3{,}1 - 0{,}0114\,\lambda_1)\,2\,F$;

(3) Krohn: $P = \frac{136\,h - l}{68\,h}(3{,}1 - 0{,}0114\,\lambda')\,F$ [2]);

(4) Müller-Breslau: $P = \frac{200\,h}{100\,h + l}(3{,}1 - 0{,}0114\,\lambda')\,F$ [2]).

Letztere Formel bezeichnete Müller-Breslau immer nur als „Abschätzungsformel"; sie war unter der Annahme eines einseitigen Lastangriffs am Hebelarm $\frac{l}{200}$ abgeleitet.

Weiter bedeutet:

δ_0 den Anfangspfeil, die Abweichung der Stabachse von der Stabsehne in Stabmitte im unbelasteten Zustande; dabei ist eine Abweichung nach rechts mit positivem, nach links mit negativem Vorzeichen versehen worden,

δ den Biegungspfeil, die an derselben Stelle gemessene Durchbiegung unter etwa $\frac{1}{2}$—$\frac{2}{3}$ der Knicklast,

K die gemessene Knicklast,

$\sigma_K = \frac{K}{2\,F}$ die Knickspannung;

ferner zum Vergleich damit

σ_S die Streckgrenze, als Mittelwert aus den für die beiden Flanschproben des am stärksten gedruckten Gurtes festgestellten Werten (s. Tafel 3).

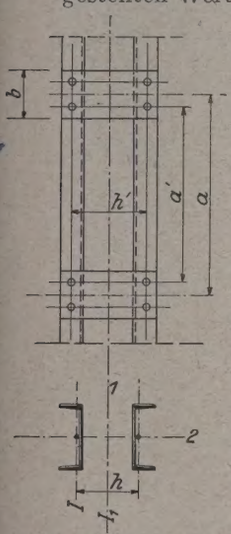


Abb. 16.

Die sonst noch in Tafel 1 aufgenommenen Größen werden weiter unten erläutert.

In Abb. 17 sind für die einzelnen Stäbe die Knickspannungen σ_K als Ordinaten zu den Abszissen λ —hier λ_1— aufgetragen und durch offene kleine Kreise dargestellt. Zum Vergleich sind die Eulerkurve, die Tetmajerlinie und die Knickspannungslinie der Reichsbahn eingezeichnet. Ein unmittelbarer Vergleich mit diesen Linien, die nur für Vollstäbe gelten und, wenigstens die beiden letzten, für eine Streckgrenze von bestimmter Höhe, ist nicht ohne weiteres möglich, da die Versuchsstäbe gegliederte Stäbe sind und die Untersuchung der ihnen entnommenen Proben stark wechselnde Werte für die Streckgrenze ergab. Um einen derartigen Vergleich dennoch ziehen zu können, wird deshalb im folgenden der Einfluß der Gliederung untersucht und ein Versuch zur Berücksichtigung der wechselnden Streckgrenze gemacht werden.

Zuvor sei über das Verhalten der Stäbe noch erwähnt, daß sie alle (s. Abb. 18—28) als Gesamtstab ausknickten und nicht infolge örtlichen Nachgebens des Einzelstabes; daß Stab 23a — der Stab mit dem kleinsten δ, das auf besonders gute achsrechte Einstellung schließen läßt — sich nicht wie die übrigen Stäbe allmählich durchbog, sondern plötzlich ausknickte, und daß die Stäbe 24a und c sich erst nach einer Seite durchbogen und dann nach der entgegengesetzten knickten, eine Erscheinung, die Zimmermann bereits vor einiger Zeit aufgeklärt hat.

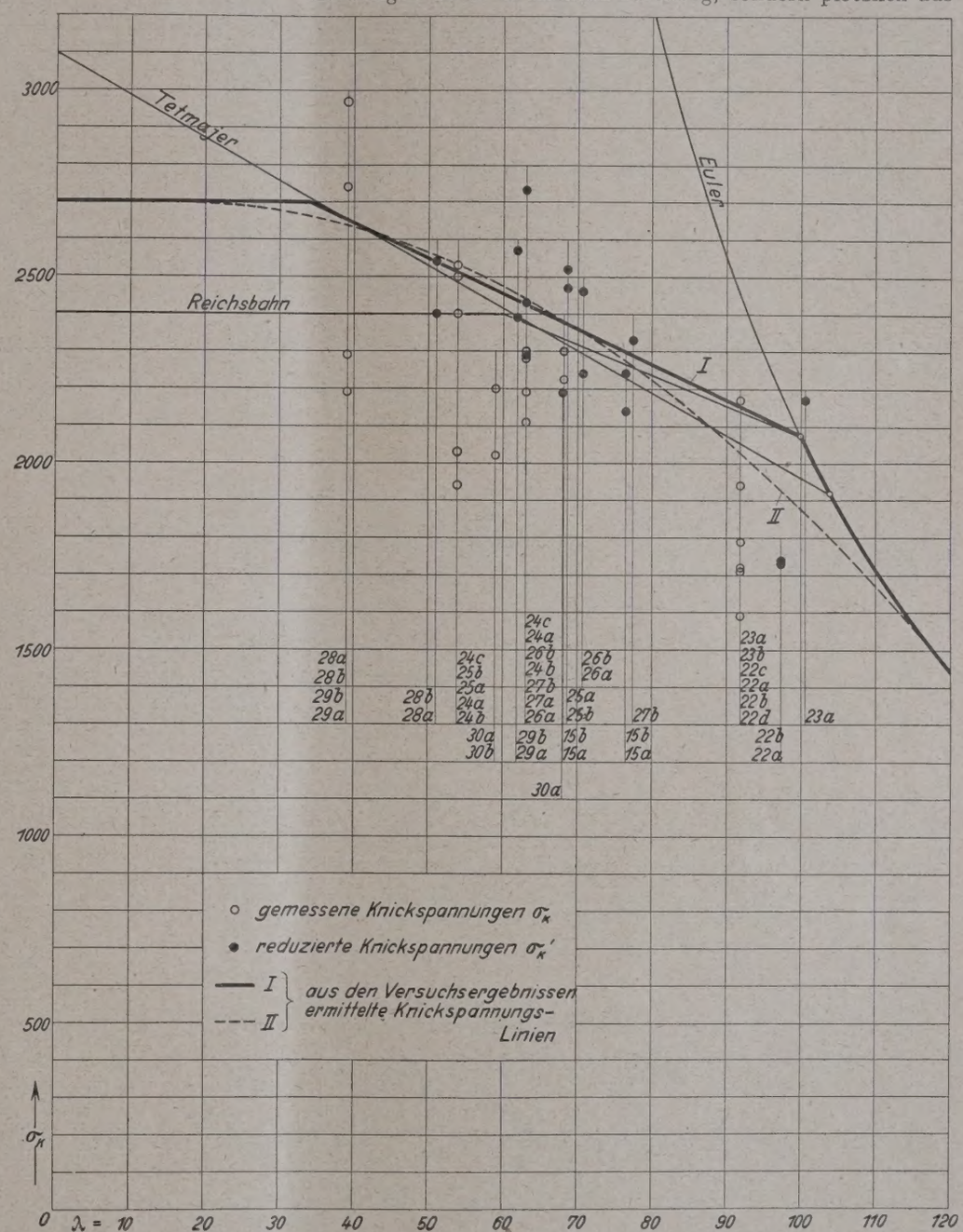


Abb. 17. Versuchsergebnisse.

III. Untersuchung des Einflusses der Gliederung[3]).

Zur genaueren Nachrechnung der Rahmenstäbe benutzte Müller-Breslau die Formel 82 auf Seite 400 der 5. Auflage seiner

[2]) Unter Abweichung von der Bezeichnung Müller-Breslaus, da sich λ inzwischen als Bezeichnung des Schlankheitsgrades eingebürgert hat.

[3]) Die Berechnungen dieses Abschnittes stammen bis auf geringe Ergänzungen aus dem Nachlaß Müller-Breslaus.

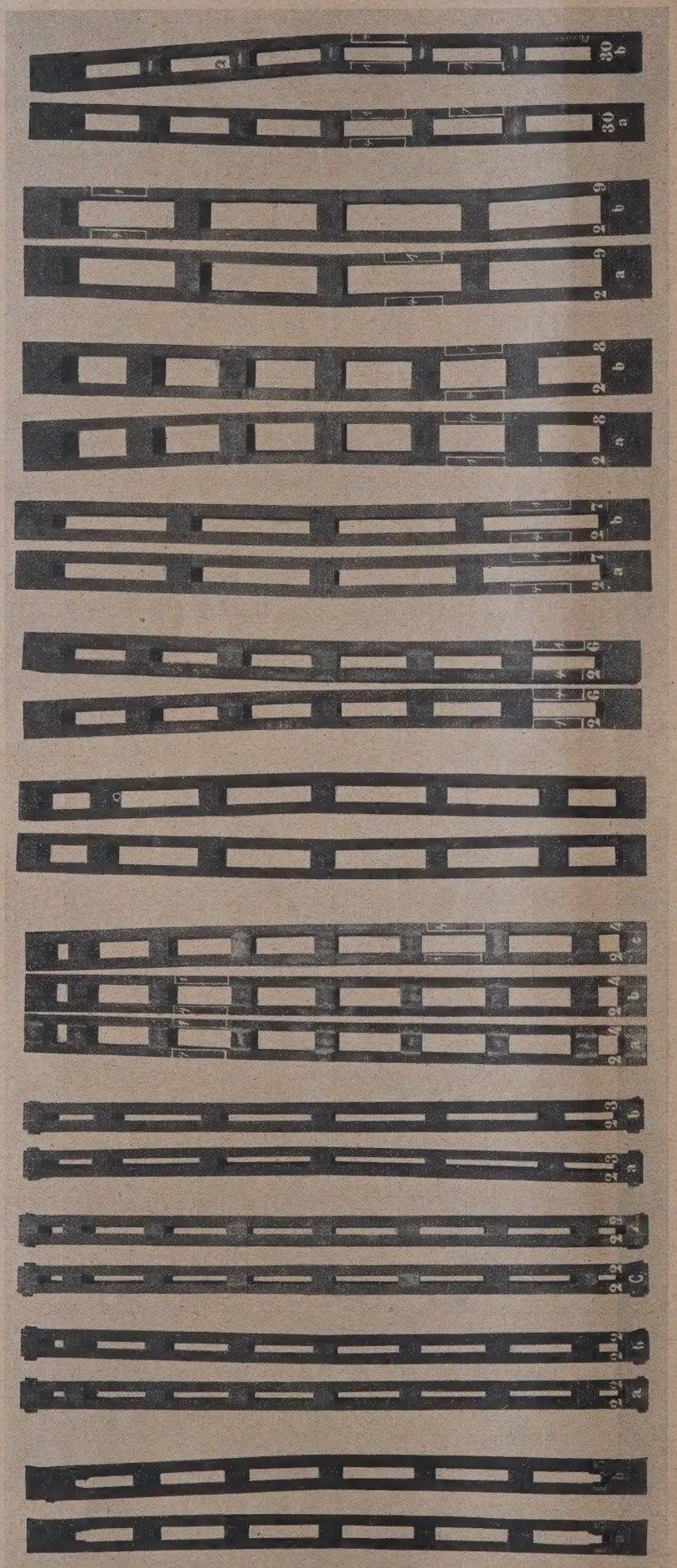


Abb. 18—28. Die geknickten Stäbe.

„Neueren Methoden der Festigkeitslehre und der Statik der Baukonstruktionen“:

$$P_K = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \cdot \frac{\mu}{\left(1 + 0{,}4 \frac{J_1 + 2J}{n^2 J} \mu\right)\left(1 + \frac{5}{4}\varepsilon\right)}.$$

Hierin ist

$$\mu = \left(\frac{2n}{\pi}\right)^2 \operatorname{tg}^2 \frac{\pi}{2n}; \qquad n = \frac{l}{a};$$

$$\varepsilon = \frac{4 F h}{n F_b l}\left(3 + \frac{h h'}{b^2}\right).$$

F_b ist der Querschnitt der Bindebleche; die Bedeutung von h, h′ und b ergibt sich aus Abb. 16.

Der Faktor μ stellt den Einfluß der Felderzahl, ε den der Elastizität der Bindebleche dar.

Setzt man für 0,4 den genaueren Wert $\frac{\pi^2}{24}$ und γ für $1 + \frac{5}{4}\varepsilon$ und kürzt den Bruch in der Formel durch μ, dann geht sie über in

$$P_K = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{\mu} + \frac{\pi^2}{24} \cdot \frac{J_1 + 2J}{n^2 J}\right)\gamma}$$

$$= \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \cdot \frac{1}{\frac{\pi^2}{n^2}\left(\frac{1}{4}\operatorname{ctg}^2 \frac{\pi}{2n} + \frac{1}{12} + \frac{J_1}{24 J}\right)\gamma};$$

mit $l^2 = n^2 a^2$ und $\frac{1}{4}\operatorname{ctg}^2 \frac{\pi}{2n} + \frac{1}{12} = \beta$ lautet sie:

$$(5) \qquad P_K = \frac{E J}{a^2} \cdot \frac{1}{\left(\beta \frac{J}{J_1} + \frac{1}{24}\right)\gamma}$$

oder

$$P_K = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\pi^2}{n^2}\beta + 0{,}4112 \frac{J_1}{n^2 J}\right)\gamma};$$

mit $\frac{\pi^2}{n^2}\beta = \alpha$:

$$(6) \qquad P_K = \frac{\pi^2 E J_1}{l^2} \cdot \frac{1}{\left(\alpha + 0{,}4112 \frac{J_1}{n^2 J}\right)\gamma}$$

oder

$$(6a) \qquad P_K = \frac{\pi^2 E J_v}{l^2};$$

mit $J_v = J_1 \varphi$ und $\varphi = \frac{1}{\left(\alpha + 0{,}4112 \frac{J_1}{n^2 J}\right)\gamma}$.

Die Werte β und α sind für $n = 3 \div 20$ in Tafel 2 zusammengestellt.

Damit ist die Berechnung des zweiteiligen Rahmenstabes vom Trägheitsmoment J_1 zurückgeführt auf die des Vollstabes vom Trägheitsmoment J_v; φ ist der Abminderungsfaktor für das Trägheitsmoment, der den Einfluß der Felderzahl n, des Verhältnisses $\frac{J_1}{J}$, also des Gurtabstandes, und der Nachgiebigkeit der Bindebleche darstellt.

Die Formeln (5) und (6) gelten für den elastischen Knickbereich. Für den unelastischen nahm Müller-Breslau an, daß der abmindernde Einfluß der genannten Faktoren ebenso groß ist, also der Multiplikator φ denselben Wert hat. Er berechnete φ, dann aus $J_v = J_1 \varphi$ den zugehörigen Trägheitshalbmesser $i_v = \sqrt{\frac{J_v}{2F}}$, den Schlankheitsgrad $\lambda_v = \frac{l}{i_v}$ und danach unter Benutzung der Reichsbahnformel

$$\sigma_{Kv} = 2890{,}5 - 8{,}175\,\lambda_v$$

die Knicklast

$$P_K = \sigma_{Kv} \cdot 2F.$$

Tafel 2.

n	$\beta = \frac{1}{4}\operatorname{ctg}^2\frac{\pi}{2n} + \frac{1}{12}$	$\alpha = \frac{\pi^2}{n^2}\beta$	$\Delta\alpha$
3	5/6	0,913 852	
4	1,540 440 2	0,950 221	36 369
5	2,451 367 3	0,967 761	17 540
6	3,565 384 1	0,977 470	9 709
7	4,882 254 6	0,983 386	5 916
8	6,401 868 9	0,987 249	3 863
9	8,124 192 6	0,989 908	2 659
10	10,049 197 8	0,991 816	1 908
11	12,176 878 9	0,993 231	1 415
12	14,507 203 4	0,994 308	1 077
13	17,040 237 3	0,995 150	842
14	19,775 883 1	0,995 817	667
15	22,714 116 3	0,996 353	536
16	25,855 165 4	0,996 798	445
17	29,198 642 1	0,997 159	361
18	32,744 855 1	0,997 465	306
19	36,493 728 3	0,997 725	260
20	40,445 244 7	0,997 946	221

Die Rechnung nach diesem Verfahren sei an dem Beispiel von Stab 22 erläutert; hier ist (vgl. Tafel 1 u. Abb. 7)

$l = 500$ cm, $a = 62{,}5$ cm, $n = \frac{500}{62{,}5} = 8$;

$\alpha = 0{,}987$ nach Tafel 2;

$F = 32{,}2$ cm²;

$J = 148$ cm⁴, $J_1 = 1912$ cm⁴;

$b = 15$ cm;

$F_b = 2 \cdot 15 = 30$ cm²;

$h = 10{,}02$ cm, $h' = 14$ cm;

Danach ist

$$\gamma = 1 + \frac{5 \cdot 32{,}2 \cdot 10{,}02}{8 \cdot 30 \cdot 500}\left(3 + \frac{10{,}02 \cdot 14}{15^2}\right) = 1{,}049;$$

$$\varphi = \frac{1}{\left(0{,}987 + 0{,}4112 \cdot \frac{1912}{8^2 \cdot 148}\right) \cdot 1{,}049} = 0{,}891;$$

$$J_v = 1912 \cdot 0{,}891 = 1703 \text{ cm}^4;$$

$$i_v = \sqrt{\frac{1703}{2 \cdot 32{,}2}} = 5{,}14 \text{ cm};$$

$$\lambda_v = \frac{500}{5{,}14} = 97{,}3;$$

$$\sigma_{Kv} = 2890{,}5 - 8{,}175 \cdot 97{,}3 = 2095 \text{ kg/cm}^2;$$

$$P_K = 2{,}095 \cdot 2 \cdot 32{,}2 = \sim 135 \text{ t}.$$

In Tafel 1 sind die Größen φ, J_v, λ_v, σ_{Kv} und P_K zum Vergleich mit den nach den oben genannten Formeln errechneten und den gemessenen Werten eingetragen.

V. Untersuchung des Einflusses der Streckgrenze.

Die gemessenen Knickspannungen und Knicklasten weichen bei mehreren Stäben gleicher Bauart erheblich voneinander ab; die Streuung ist größer als unter der Voraussetzung gleichen Baustoffes zu erwarten war, ja einige Stäbe haben sogar trotz größerer Feldlänge mehr getragen als Stäbe gleichen Querschnitts und kleinerer Feldlänge. Diese zunächst sehr befremdliche Tatsache konnte nur eine Folge von Verschiedenheiten des Baustoffs sein, und um sie aufzuklären, wurden aus jedem Stabe, und zwar aus den am wenigsten verformten Teilen, Proben autogen herausgeschnitten und geprüft. Aus jedem Stabe wurden sechs Proben entnommen, drei aus jedem Gurt, davon eine aus dem Steg und je eine aus den Flanschen. Es wurde Proportionalitäts-, Streck-, Bruchgrenze und Elastizitätsmodul festgestellt. Die Ergebnisse sind in Tafel 3 zusammengestellt. Die Proben 1—3 jedes Stabes stammen aus dem beim Ausknicken am stärksten gedrückten Gurt, 4—6 aus dem schwächer gedrückten; 1, 2, 4 und 5 sind aus den Flanschen, 3 und 6 aus den Stegen entnommen. Die Streckgrenze schwankt sehr stark, bei den Flanschproben zwischen 2,06 und 3,45, bei den Stegproben zwischen 2,32 und 3,88 t/cm². Als Mittelwert ergab sich für erstere 2,69, rd 2,70, und für letztere 3,07 t/cm².

Ein Vergleich der Streckgrenzen — in Spalte 20, Tafel 1, sind die Mittelwerte der Streckgrenzen eingetragen, die die Prüfung der Flanschproben des stärkst gedrückten Gurtes ergeben hat — mit den Knickspannungen läßt ohne weiteres erkennen, daß die Höhenlage der Streckgrenze auf die Knickspannung von Einfluß gewesen sein muß, was inzwischen durch die Lichterfelder Versuche des Deutschen Eisenbauverbandes bestätigt und in den Vorschriften der Reichsbahn für verschiedene Eisenarten berücksichtigt worden ist.

Infolge dieses starken Wechsels in der Höhe der Streckgrenze ist ein unmittelbarer Vergleich mit den obengenannten Formeln und auch den Ergebnissen der genaueren Rechnung nach Müller-Breslau, die die Art der Gliederung berücksichtigt, nicht möglich, da sie alle eine unveränderliche feste Streckgrenze voraussetzen. Es ist demnach noch der Einfluß des Wechsels der Streckgrenze auszuschalten, und das ist in folgender Weise versucht worden.

Die Reichsbahnvorschriften setzen bekanntlich für die in Frage kommenden Eisenarten im Bereiche $\lambda = 0 \div 60$ Knickspannung = Streckgrenze und lassen von $\lambda = 60 \div 100$ die Knickspannungslinie geradlinig weiter verlaufen bis zu dem betreffenden Punkte der Eulerkurve.

Die Gleichung dieser Geraden lautet allgemein für ein Material mit der Streckgrenze σ_S:

$$\sigma_{K,\sigma_S} = a_{\sigma_S} - b_{\sigma_S}\lambda. \tag{7}$$

Da sie bei $\lambda = 60$ und 100 die Ordinaten σ_S und 2073 kg/cm² haben muß, ergeben sich die Konstanten zu

$$a_{\sigma_S} = 2073 + 100\, b_{\sigma_S} = \sigma_S + 60\, b_{\sigma_S};$$

$$b_{\sigma_S} = \frac{\sigma_S - 2073}{40}.$$

Für ein Material mit der mittleren Streckgrenze von 2700 kg/cm² wird

$$a_{2700} = 3640{,}5;$$

$$b_{2700} = 15{,}675;$$

$$\sigma_{K,2700} = 3640{,}5 - 15{,}675\,\lambda. \tag{8}$$

Die beim Versuch gemessene Knickspannung σ_K ließe sich also nur vergleichen mit dem Sollwert nach Formel (7), in die die Streckgrenze des betreffenden Stabes einzuführen wäre. Statt dessen kann man sie auch mit dem nach Formel (8) errechneten Werte vergleichen, der aber mit einem Reduktionsfaktor χ zu multiplizieren ist, der sich aus der Bedingung

$$\sigma_{K,\sigma_S} = \chi\, \sigma_{K,2700}$$

ergibt zu

$$\chi = \frac{\sigma_{K,\sigma_S}}{\sigma_{K,2700}} = f(\sigma_S, \lambda).$$

Eine für eine übersichtliche zeichnerische Darstellung geeignetere Vergleichsmöglichkeit ergibt sich aber, wenn man statt dessen den gemessenen Wert σ_K multipliziert mit

$$\psi = \frac{1}{\chi} = \frac{\sigma_{K,2700}}{\sigma_{K,\sigma_S}}$$

und diese reduzierte Knickspannung

$$\sigma'_K = \psi\, \sigma_K$$

Tafel 3.

Prüfungsergebnisse der Materialproben.

Stab	Nr. der Probe	σ_P t/cm²	σ_S i. Flansch t/cm²	σ_S i. Steg t/cm²	σ_B i. Flansch t/cm²	σ_B i. Steg t/cm²	E t/cm²
15a	1	1,6	2,88		4,22		2060
	2	2,0	2,88		4,20		2100
	3	2,1		3,23		4,51	2100
	4	2,1	2,85		4,18		2090
	5	2,1	2,84		4,20		2090
	6	2,0		3,28		4,58	2080
15b	1	2,1	2,81		4,19		2090
	2	1,7	2,82		4,22		2070
	3	1,9		3,37		4,57	2090
	4	1,7	2,86		4,21		2080
	5	2,3	2,81		4,15		2110
	6	2,1		3,32		4,66	2100
22a	1	1,9	2,56		3,93		2190
	2	2,1	2,55		3,85		2160
	3	2,1		2,75		4,27	2130
	4	2,0	2,45		3,92		2110
	5	2,3	2,48		3,87		2130
	6	2 2		2,79		4,16	2090
22b	1	1,7	2,14		3,53		2220
	2	1,5	2,06		3,49		2180
	3	1,9		2,42		4,71	2120
	4	1,9	2,11		3,50		2160
	5	1,7	2,11		3,48		2160
	6	1,6		2,32		3,86	2160
22c	1	1,5	2,63		3,87		2000
	2	1,4	2,79		3,96		1990
	3	1,6		3,02		4,21	1970
	4	1,6	2,31		3,17[1]		1950
	5	—	—		—		—
	6	2,0		3,00		4,21	1950
22d	1	2,0	2,78		4,04		2110
	2	1,8	2,81		4,02		2100
	3	1,9		2,86		4,09	2050
	4	1,7	2,66		4,04		2110
	5	1,6	2,96		4,06		2100
	6	1,6		3,29		4,38	2000
23a	1	2,5	3,27		4,71		2020
	2	2,6	3,11		4,46		2100
	3	2,5		3,33		4,94	2110
	4	2,5	3,12		4,48		2120
	5	2,3	3,16		4,65		2130
	6	1,8		3,61		5,08	2110
23b	1	1,8	3,02		4,43		2080
	2	2,6	3,20		4,59		2110
	3	2,3		3,63		4,99	2050
	4	2,4	3,19		4,53		2100
	5	2,7	3,32		4,59		2090
	6	2,0		3,61		5 08	2120
24a	1	1 7	2,26		3,62		2110
	2	1,6	2,20		3,65		2050
	3	1,4		2,39		3,91	2040
	4	1,4	2,63		3,99		2010
	5	1,5	2,89		4,14		2080
	6	1,7		3,25		4,41	2170
24b	1	1,5	2,31		3,54		2030
	2	1,7	2,21		3,56		2050
	3	1,8		2,61		3,85	2090
	4	1,9	2,55		3,95		2080
	5	1,9	2,52		3,94		2090
	6	1,8		2,62		4,17	2090
24c	1	1,5	2,51		3,91		2050
	2	1,7	2,47		3,95		2080
	3	1,8		2,71		4,07	2040
	4	1,7	2,66		3,98		2000
	5	1,9	2,71		4,06		2040
	6	1,9		3,19		4,38	2070
25a	1[2]	1,74	2,45		3,75		2064
	2	1,6	2,63		3,87		2080
	3	2,0		3,21		4,33	2130
	4[2]	1,74	2,48		3,75		2066
	5	2,2	2,63		3,81		2090
	6	2,3		3,27		4,34	2100
25b	1[2]	2,03	2,64		3,96		2018
	2	1,8	2,84		4,08		2090
	3	2,0		3,24		4,36	2070
	4[2]	1,56	2,75		3,89		2059
	5	1,9	2,74		3,98		2050
	6	1,9		3,18		4,31	2070
26a	1[2]	1,72	2,48		3,71		2062
	2	1,6	2,52		3,75		2090
	3[2]	2,17		2,87		3,94	2064
	4[2]	1,88	2,50		3,70		2050
	5	1,6	2,48		3,79		2130
	6	1,8		2,96		3,98	2010
26b	1[2]	1,57	2,48		3,74		2066
	2	1,4	2,48		3,72		2060
	3[2]	1,88		2,95		4,02	2053
	4[2]	2,04	2,61		3,82		2075
	5	1,9	2,67		3,84		2120
	6	1,9		3,07		4,08	2100
27a	1[2]	2,19	2,66		3,90		2062
	2	1,5	2,51		3,93		2070
	3[2]	2,18		3,12		4,37	2050
	4[2]	2,19	2,79		3,86		2047
	5	2,0	3,09		4,08		2110
	6	1,9		3,12		4,14	2080

[1]) Geringe Dehnung, ohne Einschnürung gerissen, bei der Mittelbildung nicht berücksichtigt.

[2]) Im Materialprüfungsamt Dahlem geprüft.

Tafel 3.

(Fortsetzung.)

Stab	Nr. der Probe	σ_P t/cm²	σ_S i. Flansch t/cm²	σ_S i. Steg t/cm²	σ_B i. Flansch t/cm²	σ_B i. Steg t/cm²	E t/cm²
27b	1[2])	1,57	2,66		3,98		2068
	2	1,5	2,55		3,91		2040
	3[2])	2,18		3,12		4,35	2071
	4[2])	1,88	2,66		3,80		2068
	5	1,8	2,60		3,86		2050
	6	2,1		3,04		4,09	2090
28a	1[2])	2,02	3,22		4,58		2047
	2	2,4	3,45		4,70		2090
	3[2])	1,24		3,88		5,12	2070
	4[2])	2,50	3,28		4,67		2068
	5	2,7	3,41		4,74		2110
	6	1,7		3,82		5,17	2100
28b	1[2])	1,71	2,80		4,29		2047
	2	1,9	3,01		4,32		2110
	3[2])	1,25		3,61		4,95	2083
	4[2])	2,03	2,97		4,38		2062
	5	1,7	3,02		4,36		2110
	6	2,0		3,55		4,90	2090
29a	1	1,4	2,35		3,92		2060
	2	1,9	2,56		3,88		2090
	3	2,0		2,95		4,37	2050
	4	1,3	2,44		3,98		2030
	5	1,6	2,42		3,95		2060
	6	1,8		2,92		4,42	2030
29b	1	1,2	2,30		3,66		2000
	2	2,2	2,48		3,72		2090
	3	2,3		2,80		4,15	2040
	4	1,5	2,26		3,66		2080
	5	1,5	2,16		3,63		2070
	6	2,1		2,78		4,17	2070
30a	1		2,72		4,05		
	2		2,67		4,01		
	3			3,08		4,28	
	4		2,87		4,04		
	5			2,81		4,02	
	6			3,01		4,23	
	7		2,73		4,05		
30b	1		2,75		4,09		
	2		2,72		4,11		
	3			2,93		4,20	
	4		2,81		4,01		
	5			2,51		3,81	
	6			2,94		4,17	
	7		2,75		4,08		
Zahl		125	91	48	90	48	125
Mittelwerte		1,88	2,69	3,07	4,01	4,36	2078

gegenüberstellt dem Wert, der sich aus Gleichung (8) oder der Tetmajer- oder der Reichsbahnlinie ergibt. Die Zulässigkeit dieses Verfahrens ergibt sich ohne weiteres aus folgender Proportion:

$$\sigma_K : \sigma_{K,\sigma_S} = \sigma_K : \sigma_{K,\sigma_S} \frac{\sigma_{K,2700}}{\sigma_{K,2700}}$$

$$= \sigma_K : \chi\, \sigma_{K,2700} \quad \text{mit } \chi = \frac{\sigma_{K,\sigma_S}}{\sigma_{K,2700}}$$

$$= \psi\, \sigma_K : \sigma_{K,2700} \quad \text{mit } \psi = \frac{1}{\chi}$$

$$= \sigma'_K : \sigma_{K,2700}\,.$$

Der Wert σ'_K darf als die Knickspannung angesehen werden, die der Stab erreicht hätte, wenn er statt der Streckgrenze σ_S die Streckgrenze 2700 gehabt hätte. Durch diese Multiplikation mit ψ ist die gemessene Knickspannung eines Stabes mit der Streckgrenze σ_S zurückgeführt auf die eines Stabes mit der Streckgrenze von 2700 kg/cm², und damit ist der Einfluß der wechselnden Streckgrenze ausgeschaltet und die Gesamtheit der Versuchsergebnisse auch hinsichtlich der Streckgrenze auf eine einheitliche Grundlage gestellt, so daß nunmehr ein Vergleich mit den Linien Tetmajers und der Reichsbahn möglich ist.

In Tafel 4 sind die Größen zur Berechnung von ψ zusammengestellt, in Tafel 1 die Größen ψ und σ'_K eingetragen.

Tafel 4. Die Werte ψ.

Stab	λ_v	σ_S kg/cm²	$b_{\sigma_S} = \frac{\sigma_S - 2073}{40}$	$a_{\sigma_S} = 2073 + 100\, b_{\sigma_S}$	$\sigma_{K\sigma_S}$	$\sigma_{K\,2700}$	ψ
15a	76,5	2880	20,175	4090,5	2547	2441	0,958
b	,,	2820	18,675	3940,5	2512	,,	0,972
22a	97,3	2560	12,175	3290,5	2106	2115	1,004
b	,,	2100	0,675	2140,5	2075		1,019
24a	63,1	2230	3,925	2465,5	2218	2651	1,195
b	,,	2260	4,675	2540,5	2246	,,	1,180
c	,,	2490	10,425	3115,5	2458	,,	1,079
25a	68,7	2540	11,675	3240,5	2438	2564	1,052
b	,,	2740	16,675	3740,5	2595	,,	0,988
26a	70,8	2500	10,675	3140,5	2385	2531	1,061
b	,,	2480	10,175	3090,5	2370	,,	1,068
27b	77,5	2610	13,425	3415,5	2375	2426	1,021
28a	51,1	3340	31,675	5240,5	3340	2700	0,808
b	,,	2910	20,925	4165,5	2910	,,	0,928
29a	62,0	2460	9,675	3040,5	2441	2669	1,093
b	,,	2390	7,925	2865,5	2374	,,	1,124
30a	68,1	2710	15,925	3665,5	2581	2573	0,997

In Abb. 17 sind die σ'_K als Ordinaten zu den Abszissen λ_v durch volle schwarze Kreise dargestellt. Die stark ausgezogene Linie I stellt die als Ausgleichslinie dafür konstruierte Knickspannungslinie dar, deren Konstanten für den mittleren Bereich unter der Bedingung des Durchganges durch den Punkt der Eulerkurve bei $\lambda = 100$ nach der Methode der kleinsten Quadrate bestimmt wurden und deren Gleichung lautet:

für $\lambda < 33{,}7$ $\quad \sigma_K = 2700$ kg/cm²;

„ $33{,}7 < \lambda < 100$ $\quad \sigma_K = 3019 - 9{,}463\,\lambda$ in kg/cm².

Dabei wurden die Versuchsergebnisse der Stäbe, deren Durchbiegung $\delta > 1$ mm war, wegen nicht genügend genauer achsrechter Einstellung nicht berücksichtigt. Die stark ausgezogene Linie I stellt also die entsprechend den Voraussetzungen der Reichsbahnlinie aus den Versuchsergebnissen abgeleitete Knickspannungslinie für Vollstäbe mit einer Streckgrenze von 2,7 t/cm² dar.

Die gestrichelte Linie II, die außerdem noch eingetragen ist, stellt die aus den Versuchsergebnissen nach dem vom Verfasser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1923 gemachten Vorschlage ermittelte Knickspannungslinie dar, die die Unstetigkeiten an den Grenzen der drei Bereiche vermeidet und von der stark ausgezogenen Linie zum Teil nur wenig abweicht. Sie gilt von $\lambda = 16 \div 120$ und ihre Gleichung lautet:

$$\sigma_K = 2671 + 3{,}742\,\lambda - 0{,}1167\,\lambda^2.$$

VI. Schlußbemerkungen.

Aus den Ergebnissen der Versuche lassen sich nachstehende Folgerungen ziehen:

1. Für die Berechnung von Rahmenstäben wird das in Abschnitt IV erörterte Verfahren Müller-Breslaus empfohlen. In Verbindung mit den Spannungswerten der neuen Linien I und II oder der Reichsbahnlinie liefert es sehr brauchbare Werte.

2. Die aus den Versuchsergebnissen ermittelte Knickspannungslinie I liegt, im mittleren Bereich nur wenig, oberhalb der Reichsbahnlinie, bei Rechnung nach dieser bewegt man sich auf der sicheren Seite.

3. Da sämtliche Versuchsstäbe als Gesamtstäbe geknickt sind, nicht durch Nachgeben des Einzelstabes, scheint für dessen Schlankheitsgrad der Wert 40 zulässig zu sein. Zur genaueren Klärung dieser Frage dürften die vorliegenden Versuche jedoch nicht ausreichen.

Da die Schlankheitsgrade λ_v der Mehrzahl der untersuchten Stäbe zwischen 50 und 78 liegen und außerdem nur zwei Stabpaare mit $\lambda_v = 97{,}3$ und 100,6 untersucht sind, dürfte es sich empfehlen, die ausgeführten Versuche durch einige weitere zu ergänzen, bei denen der Schlankheitsgrad in die bisher nicht erfaßten Bereiche fällt.

Die Stäbe $22 \div 29$ sind von den Firmen Breest & Co., J. Gollnow & Sohn, Gutehoffnungshütte, Hein Lehmann & Co., C. H. Jucho. Aug. Klönne, Fried. Krupp, Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg und Steffens & Nölle unentgeltlich geliefert worden. Es sei mir gestattet, ihnen auch an dieser Stelle namens der Versuchsanstalt dafür besonders zu danken, ebenso dem Deutschen Eisenbauverbande, der diese Lieferung in entgegenkommendster Weise vermittelt hat, und dem Materialprüfungsamt Dahlem, das die Maschinen der Versuchsanstalt mehrere Male geeicht und einen Teil der Materialproben geprüft hat.

BRÜCKENEINSTURZ LIEBENWALDE.

Zeitungsnachrichten zufolge ist am 6. November 1926 eine Eisenbetonbrücke über den Zweigkanal bei Liebenwalde eingestürzt. Vor Abschluß der eingeleiteten Untersuchungen können die zur Zerstörung der Brücke führenden Ursachen nicht näher dargelegt werden. Laut Mitteilung von unterrichteter Seite ist schon jetzt festzustellen, daß sich der Einsturz der Brücke nicht auf die Bauweise oder die Ausführung der Brücke zurückführen läßt. Vielmehr scheinen andere nicht mit dem Brückenbauwerk zusammenhängende Maßnahmen in Verbindung mit dem Hochwasser der Havel die Zerstörung des Bauwerks bewirkt zu haben. Die Verwendung der Eisenbetonbauweise hat jedenfalls mit dem Vorfall nichts zu tun.

Deutscher Beton-Verein E. V.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Das Arbeitsgerichtsgesetz.

In der Sitzung vom 13. Dezember 1926 hat der Reichstag das Arbeitsgerichtsgesetz, über dessen Ausgestaltung jahrelang gestritten wurde, und zu dem ein erster Referentenentwurf bereits im Jahre 1922 vorlag, in dritter Lesung angenommen. Der Reichstag hat sich dabei im wesentlichen an die Fassung gehalten, die der Rechtsausschuß des Reichstages beschlossen hatte. Der Antrag, die Arbeitsgerichte an die ordentlichen Gerichte anzugliedern, wurde mit Stimmenmehrheit abgelehnt. Die Arbeitsgerichte sind also Sondergerichte; eine gewisse Beziehung zu den ordentlichen Gerichten ist höchstens dadurch hergestellt, daß die Bestimmung aufgenommen wurde, daß der Vorsitzende des Arbeitsgerichtes regelmäßig ordentlicher Richter sein soll. Die Vorsitzenden der Landesarbeitsgerichte und des Reichsarbeitsgerichtes werden von der Landesjustizverwaltung bzw. dem Reichsjustizministerium berufen; letzteres bestimmt auch die richterlichen Beisitzer beim Reichsarbeitsgericht.

Eine weitere bis zuletzt heftig umstrittene Frage war die Zulassung der Rechtsanwälte als Parteivertreter beim Arbeitsgericht. Ein diesbezüglicher Antrag wurde mit knapper Mehrheit abgelehnt. Auch solche Rechtsanwälte sind nicht zugelassen, die Vertreter von Verbänden sind, aber außerdem den Beruf eines Rechtsanwaltes ausüben.

Im Rechtsausschuß war der Antrag gestellt worden, die Innungsschiedsgerichte auszuschalten, aber obligatorische Handwerksgerichte vorzusehen, die im wesentlichen die gleichen Befugnisse haben sollten, die bisher den Innungsschiedsgerichten zustanden. Dieser Antrag ist nur in eingeschränkter Fassung durchgedrungen. Es sind nunmehr Innungsausschüsse vorgesehen, deren Zuständigkeit sich auf Handwerkslehrlinge beschränkt. Gegen die Entscheidung des Innungsausschusses ist die Möglichkeit der Berufung an das Arbeitsgericht gegeben.

Das Arbeitsgerichtsgesetz verfolgt die Grundtendenz möglichst alle Fragen des Arbeitsrechts unter eine einheitliche Gerichtsbarkeit zu stellen. Der Begriff der arbeitsrechtlichen Streitigkeit ist dabei so weit als möglich gefaßt worden. U. a. gehören auch Streitigkeiten über unerlaubte Handlungen, soweit sie mit dem Arbeitsverhältnis in Berührung stehen, zur Zuständigkeit der Arbeitsgerichte. Ferner kann vereinbart werden, daß bürgerliche Rechtsstreitigkeiten zwischen juristischen Personen und deren gesetzlichen Vertretern vor die Arbeitsgerichte gebracht werden.

Großhandelsindex.

10. 11.	16. 11.	24. 11.	1. 12.	8. 12.	15. 12.
133,0	131,8	130,6	130,6	131,3	130,7

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 16. Dezember.)

Gesetz zur Änderung der Verordnung über Erwerbslosenfürsorge vom 10. Dezember 1926. (RGBl. I S. 493.)

Rechtsprechung.

Vergütung für die Anfertigung von Bauzeichnungen, Baubeschreibungen und Kostenanschlägen. Bereits in einem Urteil — 22. Januar 1924 — VII/393/23 — hatte das Reichsgericht die Ansicht vertreten, daß an einen Unternehmer, der die Ausführung des von ihm bearbeiteten Projektes nicht übertragen erhält, für die Anfertigung der Bauzeichnungen, Baubeschreibungen, Kostenanschläge usw. nur dann eine Vergütung gemäß § 632 BGB. zu entrichten sei, wenn hierüber entweder eine ausdrückliche Abrede getroffen oder wenn aus den Umständen des Einzelfalles zu entnehmen ist, daß die Beteiligten die Herstellung der Vorarbeiten, wenn auch stillschweigend, zum Gegenstand eines Vertrages machen wollten. Es wurde als belanglos angesehen, daß dem Unternehmer bekannt gewesen sei, ob der Auftraggeber eine Art Submissionsverfahren veranstaltet hatte oder nicht. Das Reichsgericht hat zu dieser Frage in einer neuen Entscheidung vom 29. Oktober 1926 — VI. 207/26 — Stellung genommen.

Die klagende Bauunternehmung hatte von dem Auftraggeber die Entrichtung einer Vergütung für ein von ihr im Herbst 1924 angefertigtes Garagenobjekt nebst Zeichnungen und Kostenanschlag verlangt. Die Beklagte hatte ihre Verpflichtung bestritten, weil sie der Baufirma die Fertigung des Projektes nicht vertraglich übertragen habe und weil in üblicher Weise und auf Grund der Verkehrssitte eine Vergütung für die geleistete Arbeit nicht gefordert werden könne.

Während das Landgericht Berlin den Vergütungsanspruch als berechtigt anerkannt hatte, war die Klage vom Kammergericht abgewiesen worden. Vom Reichsgericht ist die Entscheidung des Kammergerichts mit folgender Begründung aufgehoben worden:

„War von dem Besteller ein Wettbewerb dergestalt veranstaltet, daß er eine Anzahl von Architekten und Unternehmern zur Einreichung von Entwürfen für den Bau aufforderte, so braucht er in der Regel keine Vergütung für die Arbeiten zu leisten, falls es nicht zur Ausführung des Werkes auf Grund des eingereichten Bauentwurfes kommt. Die Pflicht zur Bezahlung besteht selbst dann nicht, wenn der Entwurf außer der Zeichnung und dem Kostenanschlag noch eine Rentabilitätsrechnung enthält. Dagegen ist eine Vergütung zu leisten, wenn der Auftrag zur Ausarbeitung eines Projektes vertraglich erteilt worden ist. Eine Vergütung gilt dann auch ohne ausdrückliche Verabredung als stillschweigend vereinbart, wenn die Arbeit nach den Umständen des Falles nur gegen Vergütung zu erwarten war. Das Oberlandesgericht unterstellt im gegenwärtigen Falle die Unentgeltlichkeit des Projektes, weil die Beklagte eine Reige von Firmen mit der Ausarbeitung beauftragt hatte, so daß es sich um einen Wettbewerb zwischen verschiedenen Firmen handelte. Aber das Oberlandesgericht hat übersehen, daß es der Klägerin erkennbar sein mußte, daß es sich um einen Wettbewerb handelte. Erst wenn das festgestellt ist, kann die Beklagte sich auf die hierfür anwendbaren Rechtsgrundsätze berufen. Da diese Feststellungen fehlen, mußte das Urteil aufgehoben und die Sache zur anderweitigen Verhandlung und Entscheidung an das Kammergericht zurückverwiesen werden."

Das Reichsgericht hat, wie dies seiner ständigen Übung entspricht, wiederum anerkannt, daß die Entrichtung einer Vergütung gemäß § 632 BGB. als stillschweigend vereinbart gelten muß, wenn die Herstellung der Projektarbeiten nach den Umständen des Falles nur gegen eine Vergütung zu erwarten war. Das ist z. B. der Fall, wenn dem Unternehmer nicht erkennbar war, daß er seine Arbeiten usw. im Rahmen eines Entwurfs- oder Ausführungswettbewerbes vorlegen sollte, sondern wenn er vielmehr glauben mußte, daß es sich um einen ihm erteilten Einzelauftrag handelte. Insoweit weicht die Entscheidung des Reichsgerichts vom 29. Oktober 1926 etwas von derjenigen vom 22. Januar 1924 ab. Einen weiteren Anhaltspunkt, ob eine kostenlose oder entgeltliche Vorlage der Projektarbeiten erwartet werden muß, wird auch der Umfang der Arbeiten bieten müssen, insbesondere, ob umfangreiche Zeichnungen, statische Berechnungen usw. gefordert werden, die nicht im Rahmen einer Submission bearbeitet zu werden pflegen.

Auf alle Fälle scheint es empfehlenswert, in Bewerbungsschreiben zum Ausdruck zu bringen, daß die Ausarbeitung umfangreicher Angebote nur gegen Entrichtung einer Vergütung vorgenommen werden könne, wie dies auch den vom Reichsverdingungsausschuß bearbeiteten „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen" Teil A § 21 Abs. 3 der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" entspricht.

Aufwertung und Verjährung. Der Rechtsprechung des Reichsgerichts geht dahin, daß eine Verjährungsfrist für Aufwertungsansprüche aus den Jahren 1922 und Anfang 1923 nicht vor Ende 1923 in Lauf gesetzt werden kann, weil zu dieser Zeit eine Aufwertungsklage nicht hätte durchdringen können. Es liegt mithin ein Fall vor, der rechtsähnlich dem der Hemmung der Verjährung ist, woraus weiterhin zu schließen ist, daß auch für Aufwertungsansprüche aus der Zeit vor Januar 1923 die Verjährungsfrist erst am 1. Januar 1924 beginnen konnte.

Nunmehr hat das oberste Landesgericht München sich in einer Entscheidung vom 20. Mai 1926 (Ber. Reg. L 254/26 R) dahin ausgesprochen, daß die grundsätzliche Entscheidung des Reichsgerichts vom 28. November 1923 sich in der Rechtsprechung der Untergerichte erst mit ihrem Bekanntwerden ausgewirkt und in der Folge die feste Grundlage gebildet habe für die Beurteilung von Aufwertungsansprüchen auch aus anderen Rechtsverhältnissen. Die Rechtsunsicherheit über die Zulässigkeit von Aufwertungsansprüchen sei nicht vor Ablauf der ersten Monate des Jahres 1924 weggefallen, so daß erst mit diesem Zeitpunkt die Hemmung der Verjährung aufgehört und nach Abschluß des Jahres 1924 der Lauf der zweijährigen Verjährungsfrist für Aufwertungsansprüche gegen private Auftraggeber und der vierjährigen Frist gegen Schuldner, für deren Gewerbebetrieb die Leistung erfolgt war, begonnen hat.

Hiernach würde bei Aufwertungsansprüchen die zweijährige Verjährungsfrist erst am 31. Dezember 1926, die vierjährige Verjährungsfrist am 31. Dezember 1928 ablaufen.

Garantieverpflichtung in der Bilanz. Der Hersteller eines Bauwerks haftet nach § 836 BGB. fünf Jahre nach der Abnahme für Mängel seines Werkes. Durch Vertrag wird die Verpflichtung häufig sowohl zeitlich als auch sachlich weiter ausgedehnt. In welchem Maße durch die Verpflichtung Kosten entstehen, ist in den einzelnen Betrieben sehr verschieden und richtet sich nach der Sorgfalt, mit der gearbeitet wird, nach den Verpflichtungen, die durch den Vertrag übernommen werden, aber auch nach der Art der Bauwerke.

Um diesen Verpflichtungen in der Bilanz Rechnung zu tragen, ist die Bildung eines Rückstellungskontos auf der Passivseite geboten. Die Bezeichnung kann lauten „Verpflichtungen aus Bauverträgen" oder „Garantie- bzw. Haftpflichtkonto". Derartige Rückstellungen sind vom Reichsgericht bereits in einer Entscheidung vom 4. November 1925 (Bd. 17 S. 332) mit folgender Begründung als zulässig erklärt worden:

„Der buchführende Kaufmann ist in den Fällen, in welchem am Bilanzstichtag die Verpflichtungen aus schwebenden Geschäften die Forderungen übersteigen, berechtigt und nach den Grundsätzen ordnungsmäßiger Buchführung sogar verpflichtet, diese Vermögensminderung in der Bilanz zum Ausdruck zu bringen. Es greift hier der auch steuerrechtlich anerkannte Grundsatz der Berücksichtigung nicht realisierter Verluste ein."

Der Reichsfinanzhof hat nunmehr in einer Entscheidung vom 24. Juni 1926 — VI. A. 212/26 — diese Entscheidung bestätigt. Bei der Aufstellung eines derartigen Haftpflichtkontos müssen die Erfahrungen über die Garantieverpflichtungen des vorhergehenden Steuerabschnittes berücksichtigt werden, ebenso auch die Erfahrungen, die im Laufe des Steuerabschnittes, innerhalb dessen die Aufstellung erfolgt, über die Garantieverpflichtungen gemacht sind, die aus diesem Steuerabschnitt herrühren. Für die Höhe der als derzeitiger Wert der Verpflichtungen einzustellenden Beträge lassen sich allgemeine Richtlinien kaum geben. In jedem Betrieb müssen, wie dies auch der Anschauung des Reichsfinanzhofes entspricht, über den Umfang dieser Verpflichtungen „Erfahrungssätze" gebildet werden, nach denen die Schätzung mehr gefühlsmäßig erfolgen kann.

Die genannten Rückstellungen sind bei der Steuerveranlagung steuerfrei zu lassen, sofern sie in ihrer Höhe nach zu rechtfertigen sind. Zu hohe Abschreibungen würden als stille Reserven angesehen werden, die der Steuerpflicht unterliegen.

Bauleiter und fahrlässige Tötung. Bei dem Bau einer Garage in Berlin verunglückte ein Arbeiter tödlich. Der verantwortliche Bauleiter wurde vom Landgericht Berlin wegen fahrlässiger Tötung zu drei Monaten Gefängnis verurteilt. Der Angeklagte hatte gesehen, daß drei Arbeiter an der gefährlichen Stelle arbeiteten und hatte sie unter Hinweis auf die Gefährlichkeit an eine andere Stelle verwiesen. Während zwei Arbeiter der Aufforderung Folge leisteten, arbeitete der dritte, der schwerhörig war, weiter. Das Landgericht war der Ansicht, daß sich der Angeklagte der fahrlässigen Tötung schuldig gemacht hat. Die einfache Aufforderung an die Arbeiter, von der Stelle wegzugehen, genügte nicht; vielmehr mußte der Angeklagte unter Einsetzung aller ihm zu Gebote stehenden Machtmittel erreichen, daß alle Arbeiter die gefährdete Stelle verließen. Das Reichsgericht hat diesen Standpunkt des Landgerichts gebilligt und die vom Angeklagten eingelegte Revision verworfen. (2 D 623/26.—23. September 1926.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 18. November 1926.

Kl. 5 c, Gr. 1. T 32 220. Tiefbau und Kälteindustrie Akt.-Ges. vorm. Gebhard & Koenig u. Dr.-Ing. Hugo Joosten, Nordhausen. Verfahren zur Verfestigung von Gebirgsschichten. 14. VIII. 26.

Kl. 5 c, Gr. 9. Sch 72 846. Franz Schlüter, Akt.-Ges., Dortmund. Streckenausbau aus Steinen oder Formstücken. 27. I. 25.

Kl. 19 a, Gr. 20. St 38 558. Otto Strüder, Oberbrechen, Bez. Wiesbaden. Rillenschiene mit auswechselbaren Leitschienen. 20. X. 24.

Kl. 19 a, Gr. 30. St 71 075. Fa. Les Fils d'Albert Collet, Paris, Vertr.: R. Scherpe, Pat.-Anw., Charlottenburg. Fahrbare Schwellenstopfvorrichtung, bei welcher die Werkzeuge an Zugmitteln hängen. 7. VIII. 25. Frankreich 11. X. 24.

Kl. 20 a, Gr. 18. G 63 709. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Seilschwebebahn. 9. III. 25.

Kl. 20 i, Gr. 5, W 72 786. Walter Wetzel, Charlottenburg, Spreestraße 56. Aufschneidbare Umstellvorrichtung für Straßenbahnweichen. 7. VI. 20.

Kl. 37 b. Gr. 3. K 91 198. Max Kind, Nürnberg, Kopernikusplatz 10. Betonfuß für Holzmaste. 4. X. 24.

Kl. 37 c, Gr. 5. Gr 56 674. William Harry Griffiths, Hereford; Engl.; Vertr.: P. Müller, Pat.-Anw., Berlin W 15. Bedachung aus Blech oder Wellblech. 22. V. 22.

Kl. 37 f, Gr. 7. T 29 342. Anton Thiel u. Peter Rimmark, Berlin Potsdamer Str. 26a. Zusammenlegbarer Unterstand 29. IX. 24.

Kl. 20 k, Gr. 4. A 44 834. Fa. Allgemeine Elektricitäts-Gesellschaft, Berlin. Einrichtung zur automatischen Spannungsregulierung einer aus mehreren Teilstrecken bestehenden Bahnanlage, bei der die Teilstrecken mit den Signalabschnitten zusammenfallen. 28. IV. 25.

Kl. 80 b, Gr. 25. A 44 182. Asphalt Cold Mix (1925) Limited, London; Vertr.: Hugo Dummer u. Dipl.-Ing. Rich. Ifferte, Pat.-Anwälte, Dresden. Verfahren zur Herstellung bituminöser Emulsionen. 10. II. 25. Großbritannien. 14. II. 24.

Kl. 84 a, Gr. 3. B 110 807. Maschinenbau Akt.-Ges. vorm. Starke & Hoffmann, Hirschberg, Schles. Abdichtung bei Segmentschützen für Druckwasserstollen. 20. VIII. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 46 vom 18. November 1926.

Kl. 5 c, Gr. 9. 437 873. Fa. Schlesische Bergbau-Gesellschaft m. b. H., Beuthen, O.-S. Eisenbetonstollenausbau. 11. X. 23. Sch 71 174.

Kl. 37 b, Gr. 3. 438 005. Fa. Breest & Co., Berlin. Anschluß von Trägern an Unterzüge oder Stützen. 12. VII. 24. B 114 840.

Kl. 84 b, Gr. 2. 437 905. Reichsfiskus (Reichswasserstraßenverwaltung) vertreten durch den Regierungspräsidenten als Chef der Verwaltung der märkischen Wasserstraßen, Potsdam. Selbstsperrender Antrieb für Schiffshebewerke; Zus. z. Pat. 422 565. 21. XII. 23. R 60 876.

Kl. 85 b, Gr. 2. 437 967. Dipl.-Ing. Iwan Arbatsky, Berlin, Anhaltstraße 12. Verfahren zur Kontrolle der Zusammensetzung von Gebrauchswasser mit Benutzung färbender Indikatormittel und saurer oder alkalischer Reagentien. 9. IX. 24. A 42 997.

Kl. 85 c, Gr. 6. 437 968. D.-Ing. Max Prüß, Essen, Ruhr, Semperstraße 6. Einrichtung zum Schlammausräumen aus mehreren Flachklärbecken mittels verfahrbaren Saugebaggers. 29. X. 24. P 50 374.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Behälterbau. Ein Handbuch für die Berechnung und Ausführung eiserner Flüssigkeits- und Gasbehälter. Von Ernst Broschat. Verlag von Otto Spamer, Leipzig. Vollständig in 6 Teilen zu je RM 7,50.

Zunächst liegt der erste Teil vor, der die Konstruktionselemente behandelt, 96 S. mit zahlreichen Tabellen und Abbildungen. In ihm sind behandelt: Der Baustoff, Bleche, Formeisen, gepreßte Böden und Deckel, Rohre und Absperrvorrichtungen, Niete und Nietverbindungen, Schrauben und Schraubenverbindungen, Dichtungen usw. Teil II wird die Berechnungsgrundlagen, Teil III Reservoire und Kessel, IV Tankanlagen, V Hochbehälter, VI Gasbehälter bringen. Soweit der vorliegende erste Teil eine Beurteilung gestattet, handelt es sich um ein ebenso großzügig angelegtes wie mit bestem Verständnis für die Praxis geschriebenes Werk, das bisher in unserer technischen Literatur fehlte und somit dazu bestimmt ist; eine Lücke zu füllen. Text und Abbildungen des ersten Teils sind einwandfrei, klar und lassen erkennen, daß hier ein Verfasser aus praktischer Tätigkeit und Erfahrung heraus dem Eisenbau ein Werk übergeben will, das im besonderen für die Fachgenossen, die sich mit dem Behälterbau zu befassen haben, ein wertvoller Ratgeber in allen hierher gehörenden Fragen ist. Eine umfassende Würdigung der wissenschaftlichen und praktischen Bedeutung soll bis zum Vorliegen des Gesamtwerkes, von dem jedes Vierteljahr einen neuen Teil bringen soll, vorbehalten bleiben. M. F.

Volkscharakter und Wirtschaft. Von Prof. Dr. Hermann Levy. Verlag B. G. Teubner, Leipzig 1926.

Der Wert des Buches ist zunächst ein methodologischer. Es will dazu beitragen, den Einfluß der sogenannten „historischen Schule" —deren Verdienste gerade um die hier zu behandelnde Frage Verf. nicht genügend kennzeichnet — zu überwinden und eine möglichst exakte Kenntnis der gegenwärtigen Morphologie der Volkscharaktere zu geben durch Darlegung dessen, was die verschiedenen volkscharakterologischen Eigenschaften für die Wirtschaft, was umgekehrt das Wirtschaftliche für den Einfluß auf den Volkscharakter bedeutet. Es kommt, worin dem Verf. zuzustimmen ist, darauf an, daß man „die eigentlichen wirtschaftlichen Qualitäten des Volkscharakters, wie sie allgemein für den homo oeconomicus bezeichnend sind, in eine spezifische Beziehung bringt zu sonstigen Eigenschaften des Volkes, die hemmend oder fördernd auf den wirtschaftlichen Geist und die wirtschaftliche Beteiligung einzuwirken vermögen". Dies als Probe der Schreibweise, die durch Einfachheit gewonnen hätte, während anderseits der Inhalt bereichert worden wäre, wenn Verf. angeknüpft hätte an die Vorarbeiten Riehls und wenn er schiefe Verallgemeinerungen wie die, daß der deutsche Liberalismus keine Weltanschauung gewesen sei oder daß die Verteilungsgesichtspunkte auf einer pessimistischen Auffassung aufgebaut wären, vermieden hätte. Daß von dem Unterschied des Produktivitätsstandspunktes und des Verteilungsprinzips ausgegangen wird, ist ergiebig und hätte noch ergiebiger werden können, wenn Verf. systematischer vorgegangen wäre. Aber solcher Kritik gegenüber kann er sich darauf berufen, daß er ein „wirtschaftsphilosophisches Essay" habe bieten wollen. Dies beruht auf weitgehender Kenntnis der deutschen, englischen und amerikanischen Wirtschaftswelt, die in gelegentlichen Bemerkungen mehr in Erscheinung tritt als z. B. in dem Kapitel über den weltwirtschaftlichen Charakter der Völker, das nicht über Allgemeinheiten hinauskommt. Die Anregungen, die Verf. gibt, werden hoffentlich durch spätere Ausführungen wirksamer werden, wie anderseits bereits manche frühere Arbeit herangezogen werden kann. Die Ausstattung des Buches durch den Verlag verdient alle Anerkennung. Prof. Gehrig.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Nachträge und Berichtigungen zum Mitgliederverzeichnis des Jahrbuches der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen.

La Baume, Heinrich, Dipl.-Ing., Magistratsbaurat b. Magistrat Berlin, Brückenbauamt, Berlin-Friedenau, Wielandstr. 22, Fernspr.: Rheingau 3598.

Blunk, Friedrich, Oberingenieur, z. Zt. Offenburg (Baden), Löhlstr. 5, III.

Kesselheim, Julius, Dr.-Ing. E. h., Vorsitzender d. Vorstandes d. Ph. Holzmann A.-G., Frankfurt a. M., Schumannstr. 49.

Klempt, Helmut, Dipl.-Ing., Hamburg 33, Langenfort 54, II.

Moses, N., Dipl.-Ing., Berlin N 54, Kastanien-Allee 38.

Natzschka, Werner, Dipl.-Ing., Glauchau (Sa.), Jägerstr. 1, II.

Oehler, Johannes, Dipl.-Ing., Wanne (Westf.), Freisenstr. 41.

Otlinghaus, Carl, Dipl.-Ing., Reg.-Bmstr. a. D., Abtlg. f. Wasserkraftanlagen b. d. S. S. Werken, Charlottenburg 1, Lohmeyerstr. 11, I.

Paetzold, Ludwig, cand. ing., Dresden A 24, Leubnitzerstr. 24.

Ritter, Jakob, Dipl.-Ing., Reichsbahnbauführer, Reichsbahngesellschaft, Nieder-Walluf (Rheingau) Bahnhof.

Schreiber, Gerhard, Dipl.-Ing., Santa Maria/Guatemala (via New York) Construccion Ferrocarril des los Altos Depart. Quezaltenango.

Schwarz, Kurt H., Dr.-Ing., Köln, Worringerstr. 3—5.

Spener, Rudolf, Reg.-Baumstr., Hilfsarbeiter d. Preuß. Ministerium f. Landwirtschaft, Berlin-Schmargendorf, Sylterstr. 4, I.

Wiedecke, Georg, Dr.-Ing., Berlin-Steglitz, Bismarckstr. 47 A.

Zimmer, Wilhelm, Dipl.-Ing., München, Friedrichstr. 11/01.

Jahrbuch der D. G. f. B.

Wir weisen unsere Mitglieder darauf hin, daß die im Jahrbuch 1926 der D. G. f. B. Seite 223 erwähnten „Vorschriften des norwegischen Ingenieurvereins für Eisenbetonkonstruktionen und Betonkonstruktionen 1926" wegen Platzmangel erst in einem der ersten Januar-Nummern des „Bauingenieur" erscheinen werden.

Werbt Mitglieder.

Wir bitten unsere Mitglieder, für unsere Gesellschaft in ihren Bekanntenkreisen zu werben. Neu hinzutretende Mitglieder, die den Jahresbeitrag für 1926 noch bezahlen, können das „Jahrbuch 1926" und das Buch „Rationalisierungsprobleme im Bauwesen" nachgeliefert erhalten. Die Mitglieder erhalten die Zeitschrift „Der Bauingenieur" bei Bestellung durch die Gesellschaft zu einem gegenüber dem Ladenpreis um 25 % ermäßigten Vorzugspreis.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geheimrat Dr.-Ing. E. h. M. Foerster, Dresden. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.

Textliche Beilage zu
„DER BAUINGENIEUR", Heft 24 vom 11. Juni 1926.
Aus „WERFT • REEDEREI • HAFEN" 1926, Heft 11.

Achte ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft zu Bremen.

Vom Gesellschaftsvorstand autorisierter Bericht.

Die Tagung begann am Donnerstag, dem 13. Mai, mit einem von der Handelskammer Bremen in den Gesellschaftsräumen des Hauses Schütting gegebenen Begrüßungsabend, zu dessen Beginn der Präsident der Handelskammer Bremen, Herr Johann von Düring, die Teilnehmer der Tagung namens der Bremer Handelskammer begrüßte. Hierbei wurde auf die Bedeutung der technischen Verbesserung der Häfen und der Verbilligung des Umschlages unserer seewärtigen Güter hingewiesen und auf die große Bedeutung der durch Franzius genial durchgeführten Unter-Weser-Vertiefung.

Namens der Hafenbautechnischen Gesellschaft antwortete deren Ehrenvorsitzender, Se. Königl. Hoheit Prinz Heinrich von Preußen. Auch er wies auf das große Werk von Franzius und auf die bewunderswerte Entwicklung der bremischen Hafenanlagen hin. — Am Freitag, dem 14. Mai, wurde im unteren Saale des Gewerbehauses die geschäftliche Sitzung der Gesellschaft abgehalten, wonach die Hauptversammlung im oberen Saale des Gewerbehauses eröffnet wurde.

Nach der Eröffnungsansprache des Prinzen Heinrich begrüßten die Herren Senator Dr. Apelt, Präsident des Norddeutschen Lloyd Dr. h. c. Heineken und Ministerialdirektor Gährs als der Vertreter des Reichsverkehrsministeriums die Erschienenen. Hierauf fanden die programmgemäßen Vorträge der Tagung statt. Zunächst wurde der Doppelvortrag über die Vergesellschaftung der Häfen gehalten, und zwar sprach als erster Referent Herr Dr. Lübbers, Syndikus der Handels- und Industriekammer zu Emden, über die Vergesellschaftung von Seehäfen, wobei folgendes entwickelt wurde:

Die Vergesellschaftung der Seehäfen.

Vorgetragen von Dr. Lübbers, Syndikus der Handels- und Industriekammer Emden.

Die technische Entwicklung des Strom- und Hafenbaues der neuesten Zeit, das Wachsen der Schiffsgrößen, die Mechanisierung des Güterumschlags und die Verschärfung des Konkurrenzkampfes der Seehäfen untereinander, verleiht der Frage, welche Hafenpolitik als zweckmäßig einzuschlagen ist, erhöhte Bedeutung. Die „Vergesellschaftung der Häfen" ist eine der Formen, welche für die Hafenbewirtschaftung in Betracht kommen.

Die Untersuchung des Gesamtproblems ergibt, daß die Hafenpolitik sich nicht von theoretischen Erwägungen leiten lassen darf, vielmehr die konkreten Verhältnisse maßgebend sein müssen, weil Lage und Art der Seehäfen, die Struktur der am Hafen beteiligten Erwerbskreise und der sich in den Häfen vollziehende Verkehr überall sehr verschieden sind.

Es kann als feststehend behauptet werden, daß die Wahrung der staatlichen Hoheitsrechte: die politische Polizei, die Gesundheitspolizei, die Sicherheitspolizei, der Zolldienst, die Überwachung der Ein- und Auswanderung, die Tarifhoheit für den öffentlichen Hafenverkehr u. a. m. Sache der Behörde bleiben muß, zu deren Zuständigkeit sie gehören, daß man sie also von der Bewirtschaftung der Seehäfen grundsätzlich getrennt hält, wenn diese Dritten übertragen wird.

Die Durchführung der Hafenbauten, die Unterhaltung der Häfen (Erneuerungs- und Erweiterungsarbeiten) erfordern bei dem derzeitigen Stande der Hafenbautechnik meistens so große Mittel, daß die Privatwirtschaft nicht imstande ist sie aufzubringen oder das Risiko der Anleihe zu übernehmen. Da das Allgemeininteresse eines Landes oder eines größeren Landesteils, z. B. eines Stromgebiets oder eines wichtigen Industriezentrums, den Ausbau und die technische Vervollkommnung eines Hafens und seiner Umschlagseinrichtungen selbst dann notwendig macht, wenn eine Verzinsung der Anlagen nicht gewährleistet ist oder sogar Verluste zu erwarten stehen, empfiehlt sich die Schaffung und Erhaltung der Anlagen auf Kosten des Staates, wofern die Hafengemeinde nicht selbst ein so bedeutendes Interesse hat und so leistungsfähig ist, daß sie selbst dafür Sorge tragen kann. Die Ansicht, daß die öffentlichen, der Wirtschaft dienenden Einrichtungen sich selbst sollen tragen können, darf bei den Seehäfen, die dem internationalen Wettbewerbe ausgesetzt sind und unentbehrliche Funktionen für die Allgemeinheit erfüllen, nicht in die Praxis übertragen werden.

Eine Rationalisierung der Seehäfen verbietet sich aus dem Grunde, weil eine Auslese unter den Seehäfen zur Ausschaltung wichtiger Organe der Wirtschaft führen, und eine durch rechtliche Bindung vorgeschriebene Arbeitsteilung der Häfen den Unternehmungsgeist, der sich nur in voller Freiheit und unter Anlehnung an althergebrachte Verhältnisse auswirken kann, lähmen und wertvolle Kräfte der Wirtschaft des Gesamtstaates brachlegen würde.

Die Übertragung des Ausbaues eines Hafens an eine gemeinwirtschaftliche Gesellschaft (Vergesellschaftung) wird meistens nur ein Umweg zu dem Ziele sein, die beste Lösung zu finden, weil äußerstenfalls doch der Staat, und zwar mit Recht, für die Kosten des Hafenbaues aufzukommen hat.

Die eigentliche Hafenbewirtschaftung (der Hafenbetrieb) läßt sich, was die Wahl der richtigen Form anbetrifft, ebenfalls nicht schematisieren. Einfache Funktionen können Staat oder Stadt als Eigentümer selbst übernehmen, und es werden in einem großen Hafen mit kompliziertem Verkehr zweckmäßig nur die Teile von der öffentlichen Hand betrieben, welche diese Voraussetzung erfüllen. Funktionen, bei denen die schnelle Entschlußkraft und größte Anpassungsfähigkeit die Hauptsache sind, sollten Privatunternehmungen überlassen werden. Immer aber haben Staat oder Stadt das Aufsichtsrecht auszuüben, damit die unparteiische Behandlung aller Verkehrtreibenden und die Festsetzung der Tarife unter ausreichender Berücksichtigung des öffentlichen Interesses gewährleistet wird.

Die Übertragung des Hafenbetriebes an ein gemischtwirtschaftliches Unternehmen empfiehlt sich dann, wenn der Verkehr erst neu aufgebaut werden muß und alle Teile, Staats- und städtische Behörden sowie die Verkehrtreibenden hierin aufeinander angewiesen sind, weil weder der Staatsbetrieb noch das reine Privatunternehmen alle dazu nötigen Eigenschaften in sich vereinigt. Aber auch bei der Übertragung des Hafenbetriebes an ein gemischtwirtschaftliches Gesellschaftsunternehmen sind diejenigen Verkehrsfunktionen auszusondern, bei denen die Erfahrungen und Beziehungen des Einzelunternehmers durch eine Stelle nicht ersetzt werden können. Ferner sind der Vergesellschaftung räumlich Schranken gesetzt, vor allem dann, wenn, wie in den ganz großen Häfen, die kaufmännische und technische Handhabung der Verkehrsvorgänge eine Dezentralisation des Betriebes vorteilhaft erscheinen lassen. Daß das Aufsichtsrecht der öffentlichen Gewalt im Falle der Vergesellschaftung seine Bedeutung behält, um Privatinteressentenmonopole zu verhüten und die Unparteilichkeit zu sichern, dürfte ohne weiteres einleuchten.

Die Vorteile der „Vergesellschaftung" gegenüber dem reinen Staatsbetriebe liegen vor allem darin, daß das gemischtwirtschaftliche Unternehmen bedeutend elastischer ist, auch eine größere Kontinuität des Verwaltungsprinzips hat, indem ein Wechsel der Leitung bei der Stärke der

anderen Organe (Aufsichtsrat, Verwaltungsrat) kaum eine Änderung des Systems bewirkt, während der Staat besonders in der neuesten Zeit von politischen Strömungen und dem Wechsel der grundsätzlichen Stellung seines Parlaments zu der Behandlung wirtschaftlicher Dinge abhängig ist.

Bei der Mannigfaltigkeit der Art, der Lage und der Verkehrsvorgänge unserer Seehäfen empfiehlt es sich, an das System der Vergesellschaftung mit Vorsicht heranzugehen, da es noch nicht genügend erprobt ist. Nachdem eine Reihe von Versuchen in verschiedenen deutschen und ausländischen Seehäfen eingeleitet ist, sollte man zunächst die Ergebnisse dieser Versuche abwarten, und inzwischen die anderen Methoden verbessern, wofern und soweit sie verbesserungsbedürftig sind.

Als zweiter Referent sprach Herr Dr. Bartsch, Beigeordneter der Stadt Mannheim, über die Vergesellschaftung von Binnenhäfen und führte hierbei aus:

Die Vergesellschaftung der Binnenhäfen,

Vorgetragen von Dr. H. Bartsch, Beigeordneter der Stadt Mannheim.

Die Neugestaltung der Finanzgebarung in Reich, Ländern und Gemeinden, die Verselbständigung der Reichsbahn und ihre autonome Tarifpolitik, sowie die damit parallel gegangene Neugestaltung des Wasserstraßenwesens im Reichsverkehrsministerium führen zwingend zu einer Neuorganisation der Binnenhäfen. Während für die bautechnischen Aufgaben und die Geländeverwertung auch in Zukunft der Regiebetrieb dem Privatbetrieb vorzuziehen ist, wird der Hafenbahnbetrieb wahrscheinlich ebensogut Sache eines Privatunternehmens sein können, auf jeden Fall wird aber das wichtigste Aufgabengebiet der Binnenhäfen, nämlich das Umschlags- und Lagereigeschäft aus Gründen möglichst rationeller Wirtschaft dem beweglichen Privatunternehmertum zuzusprechen sein. Versuche in dieser Richtung sind bisher gemacht in Berlin, Magdeburg, Worms und Duisburg.

Als allgemeines Ziel einer umfassenden Neuorganisation der Binnenhäfen werden folgende Forderungen aufgestellt: 1. Zusammenfassung sämtlicher Aufgaben eines Binnenhafens in einem einheitlichen, möglichst einfachen Verwaltungskörper; 2. Umwandlung der behördlich-bürokratischen Verwaltung in eine geschäftlich-kaufmännische, Herauslösung aus dem Verwaltungsorganismus von Staat oder Gemeinde und weitgehende finanzielle Verselbständigung; 3. Befreiung der Binnenhäfen von jeglicher Beeinflussung durch politische Körperschaften und von zu weitgehender Bevormundung durch obere Instanzen; 4. Bildung gemischtwirtschaftlicher Unternehmungen unter Beteiligung von Reich, Ländern und privatem Kapital.

Neben diesen inneren Organisationsfragen des einzelnen Hafenbetriebes, die ein rein betriebswirtschaftliches Problem darstellen, darf aber eine äußere Gefahr für die Zukunft der Binnenhäfen nicht vergessen werden: der Einfluß der Tarifpolitik der Reichsbahn. Die hier drohende Gefahr kann nach Ansicht des Redners nur abgewehrt werden durch eine äußere Neuorganisation des Wasserstraßen- und Binnenhafenwesens im Rahmen der gesamten Volkswirtschaft.

Um einen Anhaltspunkt für die zukünftigen Aufgaben des Binnenhafens zu gewinnen, wird der Versuch gemacht, die voraussichtliche Wirtschaftsgestaltung der Zukunft zu schildern:

Die deutsche Wirtschaft entwickelt sich zunächst noch sehr langsam, dann aber rascher aufwärts, der Außenhandel nimmt stark zu, die heimische Produktion an Nahrungsmitteln wächst und der innere Güteraustausch (Warenverkehr) hebt sich.

Die Technik der Krafterzeugung und -übertragung macht Riesenfortschritte. Die Gewinnung elektrischer Kraft aus den deutschen Gewässern vollendet sich. Die Gezeiten und die Luft liefern neue Antriebskräfte. Die Verflüssigung der Kohle gelingt. Kohle als Massentransportgut verschwindet allmählich.

Das Transportwesen wird gründlich umgestellt. Zunächst machen sich bei jedem Verkehrsmittel technische Fortschritte geltend, die sich bei Eisenbahn und Schiffahrt die Wage halten werden, dagegen im Luftverkehr und Lastkraftwagenverkehr — der sich mit einem planmäßigen Autostraßennetz riesig entwickeln wird — so stark auftreten werden, daß die letzteren beiden Verkehrsmittel die ersteren beiden erheblich beeinflussen werden. Gegenüber der Eisenbahn wird sich das notwendig als eine Schädigung geltend machen, gegenüber der Binnenschiffahrt wird der Luftgüterverkehr bedeutungslos sein, während sie der Lastkraftwagenverkehr ergänzen wird.

Der jetzt so im Brennpunkt des Streites stehende Zubringer- und Abfuhrverkehr der Eisenbahn wird zusammenschrumpfen, da der Lastkraftwagen im Bereich von 100 bis 150 km Entfernung die Eisenbahn, besonders in der Beziehung zur Wasserstraße, verdrängen wird. Betriebe, die Massengüterverkehr haben, werden sich immer stärker an den Wasserstraßen ansiedeln. Die Wasserstraßen werden von den Eisenbahnen immer unabhängiger werden und um so selbständiger, je mehr sie zu zusammenhängenden Netzen (Systemen) ausgebaut werden.

Im Zusammenhange mit der Entwicklung der Technik und der Umwandlung der Wirtschaft muß eine gründliche Änderung der Siedlung vor sich gehen. Im Siedlungswesen liegt allenthalben die Tendenz zur Auflösung oder Auflockerung. Die großen Städte werden bleiben und sich weiter entwickeln, weil nur sie die großen finanziellen Leistungen werden aufbringen können, um Geistes- und Kulturzentren darzustellen. In ihnen aber wird eine immer planmäßigere Scheidung von Geschäfts-, Industrie- und Wohnbezirken vor sich gehen. Ein Teil der Industrie wird die Ansiedlung auf dem platten Lande vorziehen und dabei die Lage an einer Wasserstraße bevorzugen, weil die Warenbeförderung auf der Wasserstraße schneller und billiger als heute vor sich gehen und der Güterumschlag zwischen Wasserstraße und Industriebetrieb oder Lager und Industriebetrieb sehr vereinfacht sein wird (Lastauto, Hängebahnen usw.).

Hiermit werden die Binnenhäfen aus vorwiegend Güterverteilungszentren, d. h. sogenannten Umschlags-„Eisenbahn"-Häfen mehr und mehr zu ursprünglichen Versand- und Empfangshäfen werden. Aus dem Umschlagshafen wird mit der Zeit immer stärker der Erzeugungs- und Verbrauchshafen und der Industriehafen sich entwickeln. Hand in Hand damit werden Änderungen in der technischen Anlage, im Verladebetrieb und in der wirtschaftlichen Organisation vor sich gehen, die das Problem der Vergesellschaftung der Binnenhäfen aus anderen Gründen und in einer neuen Form aufrollen.

Zur Aussprache über beide Vorträge lag nur eine Wortmeldung vor. Der Redner erörterte die Mißgriffe, welche sich ergeben können, wenn es gelegentlich einer Hafenvergesellschaftung verabsäumt wird, einen geschulten Hafenbautechniker für die Betreuung des zuständigen Ressorts zu behalten.

Der Nachmittag brachte einen Vortrag des Herrn Oberbaurat Hedde über: „Die baugeschichtliche Entwicklung der bremischen Hafenanlagen". Von besonderem Interesse in diesem Vortrag war die Geschichte Bremerhavens, dessen Ufergelände für Bremen im Jahre 1829 durch einen Vertrag mit Hannover gesichert wurde, der von bremischer Seite durch den hochverdienten Bürgermeister Johann Smidt geschlossen wurde. Bremerhaven wurde entscheidend für die Entwicklung Bremens dadurch, daß die erste von Amerika aus organisierte und subventionierte Postdampferlinie von New York nach einem europäischen Hafen im Wettbewerb gegen Le Havre, Amsterdam, Rotterdam, Glückstadt, Bordeaux, Lissabon u. a. Bremen zufiel. Der erste Amerikadampfer, ein hölzerner Raddampfer von 22 m Breite, landete im Jahre 1847 auf der Reede von Bremerhaven. Zehn Jahre später wurde der Norddeutsche Lloyd gegründet, welcher von da ab die Entwicklung der Hafenanlagen in Bremerhaven in gemeinsamer Arbeit mit Bremen förderte.

Die Entwicklung dieser Anlagen ist bekannt. Der Vortragende wies besonders darauf hin, daß alle bisherigen Hafenanlagen unter Schleusenschutz aus künstlichen Hafenbecken gebildet worden waren, während jetzt direkt am offenen Weserstrom die Columbuskaje erbaut worden sei, um den größten Fracht- und Passagierdampfern eine sofortige Landungsmöglichkeit zu jeder Zeit zu geben, während die Kaiserschleuse für die größten Schiffe nur noch als Dockschleuse zu Hochwasserzeiten benutzt werden soll.

Den letzten Vortrag der Tagung hielt Dipl.-Ing. Gettert, Duisburg, über die Verwendung von Déri-Motoren im Kranbetriebe. Der Vortragende empfahl die Verwendung von Déri-Motoren unter geeigneten Begründungen und unter Vorführung von Bildern ausgeführter Anlagen.

Die Aussprache über die Nachmittagsvorträge ergab keinen Redner zu dem baugeschichtlichen Vortrag, während zu dem letzten Vortrag der Direktor der A. E. G., Berlin, Herr Schieber und Herr Direktor Behne von den Bergmann-Elektrizitätswerken, Berlin, das Wort nahmen, um verschiedene Einwände gegen die Darlegungen des Vortragenden zu erheben, bezw. die Empfehlungen des Déri-Motors unter entsprechenden sachlichen Begründungen einzuschränken. Ebenso wurden auch Einwände

gegen die Stromverbrauchsmessungen erhoben. Im Schlußwort suchte der Vortragende die gegnerischen Einwände durch entsprechende Darlegungen zu entkräften.

Am Abend der Hauptversammlung waren die Teilnehmer der Hafenbautechnischen Gesellschaft Gäste des Bremer Senats im Rathaus, wo sie von dem Präsidenten des Senats, Herrn Bürgermeister D o n a n d t, begrüßt wurden, während der Ehrenvorsitzende der Gesellschaft, Se. Königl. Hoheit P r i n z H e i n r i c h v o n P r e u ß e n, dem Dank der Gesellschaft Ausdruck verlieh. Im Laufe der nachfolgenden geselligen Vereinigung ergriff P r i n z H e i n r i c h nochmals das Wort, um den Dank der H. T. G. dem Bremer Senat auszusprechen. Auf diese Rede antwortete der R a t s k e l l e r - H e r r Bremens, Herr Senator M e y e r, der den Ratskeller als Hafen mit sicherem Ankergrund empfahl, wobei er allerdings bemerkte, daß die Navigation i n diesen Hafen leichter sei, als das A u s laufen nachher!

Sonnabend, der 15. Mai, war Besichtigungen gewidmet, welche von bremischer, bzw. Bremerhavener Seite ausgezeichnet organisiert waren und sich unter Zuhilfenahme von Dampfern, Dampfbarkassen und Flugzeugen naturgemäß in und über den Hafenanlagen Bremens und Bremerhavens bewegten. — An Land wurden besonders die Fruchtschuppen, die in und nach dem Kriege geschaffene große Getreideanlage, sowie die neue Hafenanlage in Bremen besichtigt. Am Spätnachmittag wurde den neuen Hafenanlagen von Wesermünde und der Columbuskaje ein Besuch abgestattet.

Die Hauptversammlung war in ihrer Gesamtheit durch den Bremer Ortsausschuß in Verbindung mit den zuständigen Dienststellen und in Zusammenarbeit mit der Geschäftsführung der Gesellschaft in vorbildlicher Weise organisiert und hinterläßt allen Teilnehmern auch im fachtechnischen Sinne die Erinnerung reicher Tage.

Druck von H. S. Hermann & Co., Berlin, Beuthstr. 8.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Ingenieurhaus

5. Jahrgang | 15. Januar 1926 | Nr. 1

INHALT:

Normblattentwürfe: DIN E 1056 Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher, freistehender Schornsteine . . . . . 1—3

DIN E 1024 T-Eisen. Abmessungen und statische Werte 4

Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher, freistehender Schornsteine

DIN 1056

Inhalt:

I. Allgemeines
§ 1. Geltungsbereich
§ 2. Bauvorlagen
§ 3. Vorläufiger Festigkeitsnachweis
§ 4. Baustoffe
§ 5. Prüfungszeugnisse
§ 6. Mörtel

II. Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit
§ 7. Eigenlast
§ 8. Winddruck
§ 9. Form und Ausdehnung der Berechnungen
§ 10. Zulässige Spannungen

III. Schornsteinausstattung
§ 11. Steigeisen
§ 12. Blitzschutzanlagen
§ 13. Schutzfutter
§ 14. Mündungsabdeckung
§ 15. Ringanker
§ 16. Temperaturmessung

IV. Anzeigen an die zuständige Behörde und Ingebrauchnahme
§ 17. Anzeigen
§ 18. Ingebrauchnahme

I. Allgemeines

Vorbemerkung

Die in der vollen Breite einer Spalte gedruckten Bestimmungen gelten für gemauerte Schornsteine und Eisenbetonschornsteine,

die auf der linken Hälfte nur für gemauerte Schornsteine.

die auf der rechten Hälfte nur für Eisenbeton-Schornsteine.

§ 1. Geltungsbereich

1. Die Grundlagen sind maßgebend für:

alle gemauerten, freistehenden Schornsteine aus Ziegeln, Kalksandsteinen und anderen geeigneten Steinen sowie aus Betonsteinen ohne die Standfestigkeit erhöhende, senkrechte Eiseneinlagen.

alle freistehenden Schornsteine, bei denen Beton in Verbindung mit gewalztem Eisen (Stahl) derart verwendet wird, daß beide Baustoffe gemeinsam zur Übertragung der äußeren Kräfte nötig sind. Die Schornsteine können dabei zwischen Schalung gegossen oder gestampft oder aus besonderen Beton-Formsteinen aufgemauert werden.

2. Für die Berechnung und Ausführung der Beton- und Eisenbetonbauteile der Schornsteine sind die jeweils gültigen amtlichen Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton [1]) sinngemäß maßgebend.

§ 2. Bauvorlagen

1. Für jeden Schornsteinbau, sowie für das nachträgliche Einbrechen von Öffnungen in die Wandungen bestehender Schornsteine, z. B. zur Herstellung neuer Fuchsöffnungen und dergl. sind bei der zuständigen Behörde die nach den jeweiligen Baupolizei-Vorschriften maßgebenden zeichnerischen und rechnerischen Unterlagen und Nachweise beizubringen, insbesondere auch hinsichtlich der gewährleisteten Druckfestigkeiten.

In den Bauvorlagen sind die durch DIN 1044 und 1350 festgesetzten allgemeinen einheitlichen Bezeichnungen für Festigkeitsberechnungen und Zeichnungen anzuwenden.

2. Bei noch unerprobter Bauweise insbesondere bei Schornsteinen aus Betonformsteinen mit ausgegossenen Hohlräumen kann die zuständige Behörde die Zulassung vom Ausfall von Probeausführungen und Belastungs-Bruchversuchen (Systemprüfung) abhängig machen.

§ 3. Vorläufiger Festigkeitsnachweis

1. Der Unternehmer ist bei Annahme größerer als der in § 10, Ziff. 2, angegebenen Werte verpflichtet, auf Anfordern der zuständigen Behörde vor Genehmigungserteilung nachzuweisen, daß das Mauerwerk aus den für den Schornstein in Aussicht genommenen Baustoffen die gewährleistete Druckfestigkeit ergibt.

Der Unternehmer ist verpflichtet, auf Anfordern der zuständigen Behörde vor Genehmigungserteilung nachzuweisen, daß die für den Bau in Aussicht genommenen Mischungen die vorgeschriebenen Würfelfestigkeiten (§ 10, Ziff. 2) ergeben.

2. Dieser Nachweis ist durch Beibringung vorschriftsmäßiger Prüfungszeugnisse (§ 5) über die als Mittel aus mindestens 3 Proben ermittelte Bruchfestigkeit von:

Mauerkörpern nach 28 tägiger Erhärtung zu führen. Die Probekörper sind mit ringausschnittförmiger Grundfläche von mindestens 50 cm mittlerer Seitenlänge und annähernd gleicher Höhe sowie im gleichen Verbande aufzumauern. Die Mörtelstoffe haben den für die Ausführungen gewählten zu entsprechen.

Betonwürfeln nach den Vorschriften zu führen. Für die Proben gelten die „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (DIN 1048). Bei Schornsteinen aus Betonformsteinen gelten die gleichen Bestimmungen wie für gemauerte Schornsteine.

§ 4. Die Baustoffe

1. Die Eigenschaften der zu verwendenden Baustoffe sind auf Anfordern der zuständigen Behörde durch vorschriftsmäßige Prüfungszeugnisse (siehe § 5) nachzuweisen.

2. Für die einzelnen Baustoffe gilt dabei allgemein folgendes:

a) Ziegel, Kalksandsteine, Beton- und andere Steine dürfen nur dann zum Schornsteinbau verwendet werden, wenn sie brauchbar und zuverlässig sind. Hierzu sind folgende vorschriftsmäßige Prüfungszeugnisse (§ 5) beizubringen:

1. über die Druckfestigkeit [2]) der Ziegel, Kalksandsteine, Beton- und andere Steine; über die Wasseraufnahmefähig-

[1]) Letzte Fassung September 1925, und zwar:
A Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton (DIN 1045)
C Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton (DIN 1047)
D Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (DIN 1048).

[2]) Hierbei sind entsprechend der Beanspruchung im Mauerwerk die Querschnitte voll, also ohne Abzug der Löcher in Rechnung zu stellen.

Einspruchsfrist bis 1. März 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Einspruchsfrist bis 1. März 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

keit und die Frostbeständigkeit. Die Prüfung ist nach DIN 105 vorzunehmen, wobei das Mittel aus je 10 Proben maßgebend ist.

2. über das Vorhandensein in Wasser leicht löslicher Salze, sowie schädlicher Beimengungen (Kalk und Schwefelkies);

3. über die als Mittel aus je mindestens 10 Proben normengemäß bestimmte Druck- und Zugfestigkeit des zu den Probekörpern verwendeten kellengerecht einzufüllenden Mörtels nach 28 tägiger Erhärtung.

b) Für die Verwendungsfähigkeit von Zement, Sand, Kies, Grus, Steinschlag, Wasser und Eisen gelten die „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton" (DIN 1045).

3. Die für die Beurteilung der Eignung der Schornsteinziegel, Kalksandsteine, Beton- und dergleichen Steine maßgebenden grundlegenden Prüfungen nach § 3, Ziff. 2 und § 4, Ziff. 2, Abs. a_3, sind in der Regel nur einmal durchzuführen. Die übrigen in § 4, Ziff. 2, Abs. a_1 und a_2, genannten Prüfungen sind alle 5 Jahre zu wiederholen. In besonderen Fällen sind alle Prüfungen auf Anfordern der zuständigen Behörde auch in kürzeren Zeiträumen zu wiederholen.

§ 5. Prüfungszeugnisse

Als vorschriftsmäßige Prüfungszeugnisse werden nur Urzeugnisse oder wiederholte Zeugnisausfertigungen über Prüfungen anerkannt, welche vor nicht länger als 5 Jahren in einer reichsdeutschen staatlichen oder in einer anderen als gleichwertig anerkannten technischen Prüfungsanstalt vorgenommen worden sind.

§ 6. Mörtel

Der Mörtel soll aus 1 Raumteil Zement, 3 bis 4 Raumteilen Kalk und 10 bis 12 Raumteilen Sand bestehen.

Bei Herstellung der Schornsteine aus einzelnen Betonformsteinen soll der Mörtel aus 1 Raumteil Zement und 3 Raumteilen Sand bestehen, wobei bei den Mauerfugen bis zu ¼ des Zementes durch einen gleichen Raumteil Weißkalk ersetzt werden kann.

II. Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit

§ 7. Eigenlast

1. Bei der Standfestigkeitsberechnung ist die Eigenlast des Schornsteines nach der wirklichen Einheitseigenlast des zu verwendenden Mauerwerks zu ermitteln.

2. Wird die Eigenlast bei Verwendung von

a) Ziegeln oder Kalksandsteinen zu mehr oder weniger als 1800 kg/m³,

b) Betonformsteinen ohne Eiseneinlage zu mehr als 2200 kg/m³

angegeben, so ist die Richtigkeit dieser Werte nachzuweisen. Dieser Nachweis ist durch vorschriftsmäßige Prüfungszeugnisse über das Raumgewicht des Mauerwerks zu erbringen. Ermittelt an ganzen Mauerwerkkörpern der im § 3, Ziff. 2, genannten Größe.

Die Einheitseigenlast des Eisenbetons ist in der Regel mit 2400 kg/m³ in Rechnung zu stellen. Abweichungen sind nachzuweisen.

§ 8. Winddruck

1. Als maßgebender in wagerechter Richtung wirkender Winddruck ist der Wert:

$$w = 120 + 0{,}6.h \text{ (in kg/m², auf volle kg gerundet)}$$

in Rechnung zu stellen, wobei h (in m) die gesamte Schornsteinhöhe vom anliegenden Gelände ab gemessen bedeutet.

2. Etwaiger Einfluß der Saugwirkung auf der der Windrichtung entgegengesetzten Seite ist in diesem Werte w enthalten.

3. Der durch anstoßende oder benachbarte Gebäude gewährte Schutz des Schornsteins gegen den Winddruck ist unberücksichtigt zu lassen.

4. Als Winddruckfläche ist die lotrechte Achsschnittfläche einer Schornsteinsäule anzusehen. Bei eckigen Schornsteinen ist dieser Schnitt rechtwinklig zu zwei gegenüberliegenden Flächen zu legen.

5. Bedeutet F den Flächeninhalt dieses Schnittes in m², so ist die Windkraft $W = n \cdot F \cdot w$.

Der Wert n ist anzunehmen:

bei runden Schornsteinen zu: $n = 0{,}67$,
„ achteckigen Schornsteinen zu: $n = 0{,}71$,
„ quadratischen oder rechteckigen Schornsteinen zu: $n = 1{,}00$.

6. Diese Werte gelten auch dann, wenn der Wind über Eck weht. Diese Windrichtung ist für die Bestimmung der Randspannung eckiger Schornsteine maßgebend.

7. Als Angriffspunkt der auf eine Schornsteinsäule wirkenden Windkraft ist der Schwerpunkt des lotrechten Achsschnittes dieser Säule anzusehen.

§ 9. Form und Ausdehnung der Berechnungen

1. Die Berechnung ist ziffernmäßig auszuführen und hat sich auf die Ermittlung der in den einzelnen Schornsteinteilen auftretenden Höchstspannungen zu erstrecken. Dies hat mindestens zu erfolgen: für die Grundbausohle, die Sockelaufstandsfuge, für die durch Fuchs- und Räumöffnungen geschwächten Sockelquerschnitte und für sämtliche übrigen Sockelabsätze, für die in Dachhöhe liegende Fuge teilweise eingebauter Schornsteine und für alle übrigen Absätze — Trommeln — des Schaftes. Bei gleichen Trommelhöhen kann von weiteren Spannungsnachweisen abgesehen werden, wenn die Spannungen der Abnahme der Windstärken entsprechend stetig abnehmen.

2. Für Schornsteine, deren Unterbau im regelrechten Verbande mit den Konstruktionsmauern des zugehörigen Gebäudes aufgeführt wird, ist die Berechnung in der Regel nur für den freistehenden Oberteil erforderlich.

3. Die Wandstärke der Schornsteinsäule muß mindestens 18 cm betragen.

mindestens 15 cm

4. Die Wärmespannungen sind zur Bestimmung der Stärke der Ringbewehrungen bei Annahme einer Außentemperatur von -10^0 rechnerisch nachzuweisen. (Vgl. „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton" [DIN 1045] § 16, Ziff. 2 Abs. 1.)

§ 10. Zulässige Spannungen

A. Mauerwerk

1. Die Druckspannungen im Mauerwerk sind unter Berücksichtigung des in § 8 festgesetzten Winddrucks unter Vernachlässigung der Zugspannungen zu berechnen. Die Fugen dürfen sich hierbei rechnungsmäßig aber höchstens bis zur Schwerpunktachse öffnen.

2. Bezeichnet $\sigma_{d\,zul}$ die größte im Mauerwerk zulässige Druckspannung in kg/cm² und h′ die Entfernung der betrachteten Fuge in m von der Schornsteinmündung ab gemessen, so darf die unter Beachtung von Ziff. 1 berechnete Druckspannung σ_d — unter der Voraussetzung kunstgerechter und sorgfältiger Ausführung sowie ausreichender Erhärtung des Mörtels — an der am stärksten belasteten Kante eines Querschnittes höchstens den Wert

$$\sigma_d = 0{,}40 \cdot \sigma_{d\,zul} + 0{,}15 \cdot h'$$

erreichen, sofern dieser Wert nicht größer ist als $\sigma_{d\,zul}$.

Der Wert $\sigma_{d\,zul}$ ist in der Regel anzunehmen mit:

a) für gewöhnliches Ziegelmauerwerk in Kalkmörtel aus 1 Raumteil Kalk zu 3 bis 4 Raumteilen Sand:
$\sigma_{d\,zul} = 7$ kg/cm²,

b) für das gleiche Mauerwerk in dem in § 6 vorgeschriebenen Mörtel:
$\sigma_{d\,zul} = 10$ kg/cm²,

c) für Mauerwerk aus Hartbrandziegeln von mindestens 250 kg/cm² nachgewiesener Steinfestigkeit und dem in § 6 vorgeschriebenen Mörtel:
$\sigma_{d\,zul} = 14$ kg/cm²,

d) für Mauerwerk aus Ringziegeln (Klinkern) von

A. Eisenbeton

1. Die in dem Eisenbeton-Verbundkörper auftretenden Zug- und Druckspannungen sind unter Berücksichtigung des in § 8 festgesetzten Winddruckes zu berechnen, wobei die Zugspannungen nur vom Eisen aufzunehmen sind.

2. Die zulässigen Beanspruchungen des Betons sind von den Würfelfestigkeiten W_{e28} und bei Verwendung weichen Betons W_{b28} abhängig.

Dabei bedeuten:

W_{e28} = Würfelfestigkeit erdfeuchten Betons nach 28 Tagen,

W_{b28} = Würfelfestigkeit von Beton in der gleichen Beschaffenheit, wie er im Bauwerk verarbeitet wird, nach 28 Tagen.

Die Würfelfestigkeiten sind festzustellen nach den „Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton" (DIN 1048) und müssen mindestens betragen:

a) bei Verwendung von Handelszement:
$W_{e28} = 200$ kg/cm²
und außerdem:
$W_{b28} = 100$ kg/cm²

b) bei Verwendung von hochwertigem Zement:
$W_{e28} = 275$ kg/cm²
und außerdem:
$W_{b28} = 130$ kg/cm².

mindestens 350 kg/cm² nachgewiesener Steinfestigkeit und dem in § 6 vorgeschriebenen Mörtel:

$\sigma_{d\,zul} = 18$ kg/cm²,

e) für Mauerwerk aus Kalksandsteinen, Beton- und anderen Steinen: $\sigma_{d\,zul} = 1/8$ der jeweilig nachgewiesenen Mauerwerkfestigkeit.

3. Kommen für das vorstehend unter a) bis d) aufgeführte Mauerwerk höhere Werte in Ansatz, so ist der in § 3, Ziff. 2, geforderte Nachweis beizubringen. Hierbei darf der Wert aber $1/8$ der nachgewiesenen Mauerwerkfestigkeit nicht überschreiten.

3. Bei Berechnung auf reine Biegung und Biegung mit Längskraft gelten die zulässigen Beanspruchungen der folgenden Tafel in:

Spalte a und b: bei monolitischen Betonschornsteinen,

Spalte c und d: bei Eisenbetonschornsteinen aus Betonformsteinen,

Spalte a und c: bei Berücksichtigung der Eigen- und Windlast sowie der Wärmewirkung,

Spalte b und d: ohne Berücksichtigung der Wärmewirkung.

		Zulässige Beanspruchungen in kg/cm²			
		a	b	c	d
1.	Handelszement: $W_{e_{28}} \geq 200$ kg/cm² und außerdem: $W_{b_{28}} \geq 100$ kg/cm²	50	40	45	35
2.	Hochwertiger Zement: $W_{e_{28}} \geq 275$ kg/cm² und außerdem: $W_{b_{28}} \geq 150$ kg/cm²	60	50	55	40
3.	Handelseisen auf Zug	1200	1200	1100	900

4. Die vorstehend festgesetzten Werte sind als Grenzwerte zu betrachten.

5. Außerdem ist für jeden Schornstein für alle berechneten Fugen bis zur Geländehöhe nachzuweisen, daß der nach der Formel[3])

$$p = \frac{w \cdot R}{a}$$

berechnete Kippwinddruck p nicht kleiner ist als der Wert:

$$p_o = 150 + 2 \cdot h'.$$

In diesen Formeln bedeuten:

w = Winddruck in kg/m² (§ 8, Ziff. 1);

R = Halbmesser des dem äußeren Umfange des betr. Querschnittes eingeschriebenen Kreises in m;

a = Ausschlag des Druckmittelpunktes $= \frac{M}{G}$ in m;

h' = Entfernung der betr. Fuge von der Schornsteinmündung in m.

4. Die Schubspannung τ_0 des Betons darf bei Handelszement 4 kg/cm², bei hochwertigem Zement 5,5 kg/cm² nicht überschreiten.

5. Die zulässige Haftspannung τ_1 (Gleitwiderstand) beträgt 5 kg/cm².

B. Betongründungen

6. Für Gründungen aus Zementbeton gelten die jeweiligen amtlichen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton" (DIN 1047).

C. Baugrund

7. Die höchste Randspannung, mit der unter Berücksichtigung des Windmomentes der Baugrund belastet wird, darf bei gutem Baugrund in der Regel 3 kg/cm² nicht übersteigen und nur in Ausnahmefällen 4 kg/cm² erreichen.

8. Dabei ist die Bedingung zu erfüllen, daß sich die Grundplatte auf der Windseite nicht vom Boden abhebt, wobei die auf den Gründungsabsätzen aufliegende Erdlast nicht in Rechnung gestellt werden darf.

[3]) Diese Kippformel berücksichtigt die Stoßwirkung des Windes. Vgl. H. Jahr: Anleitung zum Entwerfen und zur Berechnung der Standfestigkeit von Fabrikschornsteinen. 1920. S. 50—51.

III. Schornsteinausstattung

§ 11. Steigeisen

Jeder Schornstein ist mit inneren und äußeren Steigeisen zu versehen. Die zweckentsprechend zu gestaltenden Steigeisen sollen gegen das Rosten ausreichend geschützt sein. Sie sind im Höchstabstande von 45 cm anzubringen und mindestens 13 cm tief in die Wandungen einzubinden. Schornsteine von mehr als 50 m Höhe sind außen in Abständen von mindestens 5,0 m mit gut verzinkten Schutzbügeln zu versehen.

§ 12. Blitzschutzanlagen

Für die Herstellung und Unterhaltung der Blitzschutzanlagen sind die einschlägigen Normen des Verbandes deutscher Elektrotechniker maßgebend.

§ 13. Schutzfutter

1. Schornsteine für Dampfkessel und ähnliche Feuerungen haben ein Schutzfutter von mindestens 12 cm Stärke zu erhalten, das mindestens bis zu $1/3$ der Schornsteinhöhe, bei Schornsteinen über 75 m Höhe und bei Verfeuerung von Rohbraunkohle aber bis zu $3/5$ der Schornsteinhöhe reichen soll. Bei Schornsteinen für Hüttenwerke (z. B. Martinöfen und dergl.) sowie zur Abführung saurer Gase ist das Futter bis zur Schornsteinmündung zu führen. Durch geeignete Vorkehrungen ist dafür zu sorgen, daß sich das Futter ungehindert ausdehnen kann.

2. Das Futter ist wenigstens alle 4 Jahre auf seinen Zustand hin zu untersuchen, vgl. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton (DIN 1045), § 14, Ziff. 5, Abs. 2. Bei Verfeuerung von Braunkohle ist das Futter bis zur Schornsteinmündung durchzuführen.

§ 14. Mündungsabdeckung

Die Schornsteineinmündungen sind mit einer ausreichend starken Platte aus Gußeisen oder säure- und feuerbeständigem Steinzeug abzudecken.

§ 15. Ringanker

An allen Stellen, wo die Schornsteine durch Wärmespannungen besonders stark beansprucht werden, sind ausreichend starke, in sich geschlossene Ringanker anzuordnen. Dies gilt insbesondere über größeren Öffnungen und über dem oberen Ende des Schutzfutters.

§ 16. Temperaturmessung

Im Fuchskanal oder im Schornsteinfuß sind Einrichtungen vorzusehen, mit denen die Temperatur der in den Schornstein eintretenden Gase jederzeit gemessen werden kann.

IV. Anzeigen an die zuständige Behörde und Ingebrauchnahme

§ 17. Anzeigen

1. Der Bauausführende hat der zuständigen Behörde rechtzeitig den beabsichtigten Beginn des Grundbaues und des Aufbaues anzuzeigen.

2. Der zuständigen Behörde ist schriftlich anzuzeigen:

a) der beabsichtigte Beginn der Betonarbeiten,

b) die beabsichtigte Entfernung der Schalungen und Stützen,

c) der Wiederbeginn der Betonarbeiten nach längeren Frostzeiten.

Die Anzeigen müssen, sofern die zuständige Behörde nicht ausdrücklich anders bestimmt, spätestens 48 Stunden vor dem Beginn der Arbeiten oder vor der beabsichtigten Entfernung der Schalungen und Stützen der zuständigen Behörde vorliegen.

§ 18. Ingebrauchnahme

Die Schornsteine dürfen erst nach genügender Austrocknung und nach vorsichtiger, allmählich gesteigerter Anwärmung sowie nach vorheriger Abnahme durch die zuständige Behörde in Gebrauch genommen werden.

Entwurf: Einspruchsfrist bis 1. März 1926.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

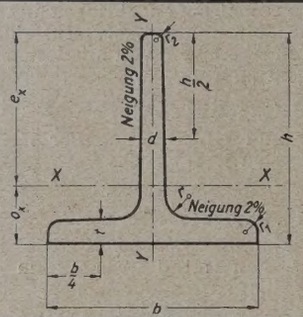
Noch nicht endgültig

T-Eisen

Abmessungen und statische Werte

DIN Entwurf 1 E 1024

Einspruchsfrist bis 1. März 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten)



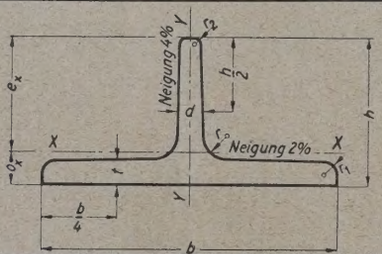
Hochstegige T-Eisen h : b = 1 : 1

d = 0,1 h + 1 mm; r = d; $r_1 = \frac{r}{2}$; $r_2 = \frac{r}{4}$ (auf halbe mm abgerundet)

J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
i = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert

Bezeichnung ⊥	Abmessungen mm b = h	d = t	r	r_1	r_2	Querschnitt F cm²	Gewicht G kg/m	Abstände von der x—x Achse o_x cm	e_x cm	Für die Biegungsachse x—x J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	y—y J_y cm⁴	W_y cm³	i_y (min) cm	k	Bezeichnung ⊥
1½	15	3	3	1,5	1	0,82	0,65	0,46	1,04	0,15	0,14	0,43	0,08	0,11	0,32	8,31	1½
2	20	3	3	1,5	1	1,12	0,88	0,58	1,42	0,38	0,27	0,58	0,20	0,20	0,42	6,27	2
2½	25	3,5	3,5	2	1	1,64	1,29	0,73	1,71	0,87	0,49	0,73	0,43	0,34	0,51	6,25	2½
3	30	4	4	2	1	2,26	1,77	0,85	2,15	1,72	0,80	0,87	0,87	0,58	0,62	5,87	3
3½	35	4,5	4,5	2,5	1	2,97	2,33	0,99	2,51	3,10	1,23	1,04	1,57	0,90	0,73	5,62	3½
4	40	5	5	2,5	1,5	3,77	2,96	1,12	2,88	5,28	1,84	1,18	2,58	1,29	0,83	5,51	4
4½	45	5,5	5,5	3	1,5	4,67	3,67	1,26	3,24	8,13	2,51	1,32	4,01	1,78	0,93	5,44	4½
5	50	6	6	3	1,5	5,66	4,44	1,39	3,61	12,1	3,36	1,46	6,06	2,42	1,03	5,29	5
6	60	7	7	3,5	2	7,94	6,23	1,66	4,34	23,8	5,48	1,73	12,2	4,07	1,24	5,17	6
7	70	8	8	4	2	10,6	8,32	1,94	5,05	44,5	8,79	2,05	22,1	6,32	1,44	5,08	7
8	80	9	9	4,5	2,5	13,6	10,7	2,22	5,78	73,7	12,8	2,33	37,0	9,25	1,65	5,00	8
9	90	10	10	5	2,5	17,1	13,4	2,48	6,52	119	18,2	2,64	58,5	13,0	1,85	5,00	9
10	100	11	11	5,5	3	20,9	16,4	2,74	7,26	179	24,6	2,92	88,3	17,7	2,05	4,95	10
12	120	13	13	6,5	3,5	29,6	23,2	3,28	8,72	366	42,0	3,51	178	29,7	2,45	4,92	12
14	140	15	15	7,5	4	39,9	31,3	3,80	10,2	660	64,7	4,07	330	47,2	2,88	4,82	14
16	160	15	15	7,5	4	45,8	35,9	4,20	11,8	1010	85,5	4,68	490	61,3	3,27	4,28	16
18	180	18	18	9	4,5	61,7	48,3	4,80	13,2	1720	130	5,27	857	95,2	3,73	4,04	18



Breitfüßige T-Eisen b : h = 2 : 1

$b = \frac{b}{2}$; d = 0,15 + 1 mm; r = d; $r_1 = \frac{r}{2}$; $r_2 = \frac{r}{4}$ (auf halbe mm abgerundet)

J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
i = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k = \frac{F^2}{J_x}$ = Knickwert

Bezeichnung ⊥	Abmessungen mm b	h	d = t	r	r_1	r_2	Querschnitt F cm²	Gewicht G kg/m	Abstände von der x—x-Achse o_x cm	e_x cm	Für die Biegungsachse x—x J_x cm⁴	W_x cm³	i_x (min) cm⁴	y—y J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	k	Bezeichnung ⊥
6/3	60	30	5,5	5,5	3	1,5	4,64	3,64	0,67	2,33	2,58	1,11	0,75	8,62	2,87	1,36	8,35	6/3
7/3½	70	35	6	6	3	1,5	5,94	5,66	0,77	2,73	4,49	1,65	0,87	15,1	4,31	1,59	7,86	7/3½
8/4	80	40	7	7	3,5	2	7,91	6,21	0,88	3,12	7,81	2,50	0,99	28,5	7,13	1,90	8,01	8/4
9/4½	90	45	8	8	4	2	10,2	8,01	1,00	3,50	12,7	3,63	1,11	46,1	10,2	2,12	8,19	9/4½
10 5	100	50	8,5	8,5	4,5	2	12	9,42	1,09	3,91	18,7	4,78	1,25	67,7	13,5	2,38	7,70	10/5
12/6	120	60	10	10	5	2,5	17	13,4	1,30	4,70	38,0	8,09	1,49	137	22,8	2,84	7,61	12/6
14/7	140	70	11,5	11,5	6	3	22,8	17,9	1,51	5,49	68,9	12,6	1,74	258	36,9	3,36	7,55	14/7
16/8	160	80	13	13	6,5	3,5	29,5	23,2	1,72	6,28	117	18,6	1,99	422	52,8	3,78	7,44	16/8
18/9	180	90	14,5	14,5	7,5	4	37	29,1	1,93	7,07	185	26,2	2,24	670	74,4	4,25	7,40	18/9
20/10	200	100	16	16	8	4	45,4	35,6	2,14	7,86	277	35,2	2,47	1000	100	4,69	7,44	20/10

Breitfüßige Wagenbau-T-Eisen h und d weichen von der Regelform ab

⊥W $\frac{100 \cdot 90}{10}$ [1]	100	90	10	10	5	2,5	17,9	14,0	2,25	6,75	111	16,4	2,49	79,4	15,9	2,11	4,04	⊥W $\frac{100 \cdot 90}{10}$ [1]
⊥W $\frac{120 \cdot 80}{10}$	120	80	10	10	5	2,5	18,9	14,8	1,80	6,20	84,4	13,6	2,11	138	23,0	2,70	4,23	⊥W $\frac{120 \cdot 80}{10}$

Breitfüßiges Schiffbau-T-Eisen h und d weichen von der Regelform ab

⊥S $\frac{200 \cdot 150}{19}$	200	150	19	19	9,5	5	62,5	49,1	3,60	11,4	1020	88,7	4,05	1190	119	4,36	3,83	⊥S $\frac{200 \cdot 150}{19}$

[1]) Für ⊥W $\frac{100 \cdot 90}{10}$ ist i_y der kleinste Trägheitshalbmesser und $k = \frac{F^2}{J_y}$

Januar 1926 Deutsche Normalprofilbuchkommission

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Ingenieurhaus

5. Jahrgang | **12. Februar 1926** | **Nr. 2**

INHALT:

Normblattentwürfe
DIN E 1986 Technische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen 5
Erläuterungen zu den Normblattentwürfen
DIN E 1986 Technische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen 9
DIN 1028 Gleichschenklige Winkeleisen 9
Vorstandsvorlagen
DIN 1028 Gleichschenklige L-Eisen, Abmessungen und statische Werte 10
DIN 1072 Straßenbrücken, Belastungsannahmen, Erläuterungen 11
Einführung der Normen in die Praxis 12
Stoffnormung im Bauwesen 12
Neu erschienene Normblätter 12

Noch nicht endgültig

Technische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen

DIN Entwurf 1 E 1986

Inhalt:

A. Die Brauchwässer und die Abortabgänge werden unterirdisch nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt

1. Art der Genehmigungszeichnung
2. Rohrleitungen
   a) lichte Weite
   b) Richtung, Gefälle, Lage und Verbindungen
   c) Baustoffe
   d) Dichtung
3. Wasserablaufstellen
4. Spülaborte
5. Schächte
6. Reinigungsöffnungen
7. Prüfungsstücke
8. Lüftung
9. Schutz gegen Rückstau
10. Abscheider
11. Beseitigung nicht mehr benutzter Entwässerungsanlagen
12. Verfüllen der Rohrgräben und Baugruben
13. Verbindung der Wasserleitung mit der Entwässerungsanlage
14. Instandhaltung und Reinhaltung der Grundstücksentwässerungsanlage

B. Die Abortabgänge werden nicht nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt

C. Die Brauchwässer und die Abortabgänge werden nicht nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt

A. Die Brauchwässer und die Abortabgänge werden unterirdisch nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt

1. Art der Genehmigungszeichnung

1. Die einzureichenden zwei Zeichnungen müssen in den Abmessungen der Reihe A auf DIN 476 eingereicht werden und aus Pausleinwand bestehen oder auf Leinen aufgezogen sein. Eine von beiden muß auf Format A 4 (210 × 297 mm) gefalzt und mit Heftrand versehen sein.

2. Die Zeichnungen müssen in Tusche ausgeführt sein und enthalten:

a) den Lageplan des ganzen Grundstückes einschließlich der Höfe und Gärten und der daraufstehenden Gebäude, sowie Angaben über die Nachbargrundstücke und die Baufluchtlinie im Maßstab 1 : 500, wo nicht angängig 1 : 1000,

b) die Grundrisse der mit Entwässerungsanlagen zu versehenden Geschosse und Geschoßteile im Maßstab 1 : 100 bei übereinanderliegenden Entwässerungsanlagen jedoch nur den Grundriß des untersten Geschosses,

c) die Schnitte der zu entwässernden Gebäudeteile, Höfe und Gärten in der Richtung der Hauptgrundleitung mit Angabe der genauen Höhenlage zur Straße und der öffentlichen Entwässerungsanlage im Maßstab 1 : 100,

d) Angaben über die Bestimmung der einzelnen Gebäude und Gebäudeteile (Wohn-, Wirtschafts-, Werkstättengebäude und dergleichen) und der einzelnen Räume,

e) die unbebauten Flächen und die Art ihrer Befestigung,

f) die Maßstäbe,

g) auf Verlangen der Verwaltung die Darstellung besonderer Entwässerungsgegenstände im Maßstab 1 : 10,

h) die Unterschrift des Grundstückseigentümers oder seines gesetzlichen Vertreters, gegebenenfalls des Bauherrn,

i) den Namen des Unternehmers, der mit der Ausführung beauftragt ist.

3. Insbesondere sind ersichtlich zu machen: die Anzahl und Art der Abläufe, die lichte Weite der Rohre, die Gefälleverhältnisse, die Höhenlage der Kellersohle und der Straßenkrone, die Tiefenlage und der Baustoff der Leitung[1]).

[1]) Auskunft über Lage und Höhe der Anschlußstellen an die öffentliche Entwässerungsanlage sowie erforderlichenfalls über die Höhenlage der nächsten Festpunkte und der künftigen Straßenkrone gibt:

4. In der Zeichnung sind darzustellen:
die vorhandenen Anlagen ..... schwarz
die neuen Anlagen ..... farbig,
insbesondere Steinzeugrohre ..... braun,
Eisenrohre ..... blau,
Bleirohre ..... gelb.

Andere Baustoffe der neuen Anlage sind besonders zu bezeichnen. Die für den Prüfungsvermerk bestimmte grüne Farbe darf in den Zeichnungen nicht verwendet werden.

2. Rohrleitungen

a) Lichte Weite

1. Sofern zur Abführung der anfallenden Regenwassermengen keine größeren lichten Weiten erforderlich sind, hat die lichte Weite der Hauptgrundleitung mindestens 100 mm, wenn jedoch mehr als 3 Spülaborte angeschlossen sind, 150 mm zu betragen. Die Nebengrundleitungen müssen mindestens 100 mm im Lichten weit sein.

2. Die Fallrohre sind so zu bemessen, daß die Abwassermenge abgeleitet werden kann, ohne daß ein Absaugen der Geruchverschlüsse erfolgt. Für die Weite der Brauchwasserfallrohre sind folgende Zahlen Mindestmaße:

50 mm für den Anschluß von 3 Küchenausgüssen oder 1 Bad oder 1 Küchenausguß und 1 Bad,
70 mm für den Anschluß von 7 Küchenausgüssen oder 4 Bädern oder 4 Küchenausgüssen und 2 Bädern,
100 mm für eine größere Anzahl der genannten Anschlüsse oder für Spülaborte.

3. Fallrohre für Regenwasser müssen mindestens 70 mm im Lichten weit sein, jedoch kann bei kleinen Balkonen und Vordächern eine lichte Weite von 50 mm zugelassen werden.

b) Richtung, Gefälle, Lage und Verbindungen

1. Alle Rohrleitungen sind von der Wasseraufnahmestelle an in tunlichst gerader Linie nach der Anschlußleitung zu führen.

2. Die Rohre sind mit der Muffe der Richtung des Wasserabflusses entgegen zu verlegen.

3. Sind in der Rohrleitung Richtungsveränderungen nicht zu vermeiden, so sind sie unter Anwendung von Formstücken zu bewirken. 90°-Bogen sind nur mit Reinigungsöffnungen zugelassen.

4. Jede Einleitung einer Rohrleitung in eine andere muß mit Formstücken, und zwar im spitzen Winkel, erfolgen. Er hat — von Zementbetonrohren abgesehen — 45° zu betragen. Bei Fallsträngen können in besonderen Fällen auch Winkel bis 70° zugelassen werden.

5. Das Durchschlagen der Rohrwandung — Anhauschelle — zum Zwecke des Anschlusses einer andreen Leitung is verboten.

Einspruchsfrist bis 1. April 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

6. Die Zusammenführung von Leitungen mittels eines Schachtes im Freien kann von Fall zu Fall gestattet werden.

7. Die Einführung einer Leitung in eine engere Leitung ist verboten. Die Einführung einer Leitung in eine weitere Leitung hat durch geeignete Formstücke zu erfolgen.

8. Das Gefälle der Rohrleitungen ist durchgehend einheitlich, im übrigen zeichnungsgemäß auszuführen. Zweckmäßig ist es, den Rohrleitungen ein Gefälle von 1 : 50 zu geben. Geringere Gefälle als 1 : 100 und größere als 1 : 10 können nur ausnahmsweise zugelassen werden. Für größere Höhenunterschiede sind Abstürze — möglichst mit Reinigungsöffnungen — einzubauen. Bei Gefällen unter 1 : 100 muß häufige Spülung gewährleistet sein.

9. Außerhalb der Gebäude müssen die Rohrleitungen mindestens 80 cm Erddeckung haben. Die Hauptgrundleitung ist so tief zu legen, daß möglichst das ganze Anwesen später durch einfache Verlängerung der Hauptgrundleitung überall entwässert werden kann.

10. Die Rohrleitungen sind in ganzer Länge unwandelbar zu lagern.

11. Wegen Frostgefahr sind Leitungen sowie Spülbehälter mit den zu letzteren gehörigen Zu- und Ableitungen nicht an Außenmauern zu legen. Diese Leitungen sollen tunlichst nicht an gemeinsamen Brandmauern angebracht werden.

12. Freiliegende Leitungen, die der Beschädigung ausgesetzt sind oder eine Gefahr für den Verkehr bilden, sind in geeigneter Weise, z. B. durch Untermauerung und Schutzkästen zu sichern.

13. Fallrohre sollen nicht festeingemauert werden.

14. Durch Arbeitsräume von Bäckereien, Konditoreien, Fleischerien oder anderen Nahrungsmittelbereitungsstellen dürfen nur gußeiserne Rohre ohne Reinigungsöffnung geführt werden.

c) Baustoffe

1. Innerhalb der Gebäude sind Gußeisen-, Flußstahl- oder Bleirohre zu verwenden. Wenn innerhalb der Gebäude Rohrleitungen Stoß und Druck nicht ausgesetzt sind und zugleich unter der Kellersohle mehr als 30 cm Überdeckung aufweisen, können Steinzeugrohre verwendet werden. Außerdem sind Steinzeugrohre für Ableitung säurehaltiger Abwässer, sowie als Fallrohre für Trockenaborte zulässig. Bei Beseitigung von Trockenaborten sind deren Fallrohre zu entfernen. Für Fallrohre und dem Rückstau ausgesetzte Rohre dürfen Bleirohre nicht verwendet werden.

2. Außerhalb der Gebäude sind gußeiserne, Flußstahl- und Steinzeugrohre zu verwenden.

3. Sofern bei Mauerdurchgängen eine Belastung der Rohrleitungen nicht durch besondere Maßnahmen völlig sicher vermieden ist, ist an diesen Stellen bis auf 1,5 m Entfernung vom Mauerwerk nur Eisenrohr zu verwenden.

4. Regenfallrohre sind, wenn sie unmittelbar an der Straße oder an verkehrsreichen Höfen liegen, bis zu einer Höhe von mindestens 1,75 m über der Straße und mindestens 0,25 m unter der Straße aus Gußeisen herzustellen, im übrigen ist Zink- oder Kupferblech zugelassen.

5. Am Fuße der Fallrohre sind erforderlichenfalls eiserne Fußbogen einzubauen.

6. Für Lüftungsrohre ist außerhalb der Gebäude Zink- und Kupferblech zulässig.

7. Die Verwendung anderer Baustoffe als der vorstehend genannten, z. B. von Zementbeton, bedarf besonderer Genehmigung.

8. Für gußeiserne Leitungen sind die Abflußrohre der Deutschen Industrie-Normen (DIN 364, 538—545) zu verwenden.

9. Für Kleinsiedlungsbauten, für die die Länderbaugesetze Erleichterungen vorsehen, sind die „leichten Abflußrohre" zugelassen.

10. Flußstahlrohre müssen sicher durch Verzinkung gegen Rost geschützt sein.

11. Bleirohre müssen bei einer lichten Weite bis zu 50 mm wenigstens 2½ mm, darüber hinaus 3 mm Wandstärke haben.

12. Die Steinzeugrohre dürfen im Gegensatz zu Tonrohren höchstens 5 % Wasser aufnehmen, weder in der Längs-, noch in der Querrichtung verzogen oder rissig sein und müssen hart gebrannt, innen und außen glasiert sein. Bruchstellen müssen die Rohre als dicht gesintert erweisen. Sofern der Normenausschuß der deutschen Industrie für Steinzeugrohre Normen aufstellt, müssen sie in allen Punkten, insbesondere hinsichtlich Form, Baustoff und Güte diesen Normen entsprechen.

13. Zinkblech für Fallrohre muß eine Wandstärke von 0,66 mm und ein Gewicht von 4,62 kg/m² besitzen. Zinkrohre müssen sorgfältig und dicht verlötet hergestellt sein und dürfen nicht eingemauert werden.

14. Für Leitungen aus Zementbeton gilt DIN 1201 mit Beiblatt.

15. Metallteile von Entwässerungsanlagen dürfen nicht mit Metalle angreifenden Stoffen in Berührung gebracht werden. Insbesondere sind sie gegen Schwefel und Chlorsalz in Decken- und Fußbodenfüllungen durch einen starken, gut deckenden Asphaltüberzug zu sichern. Außerdem sind sie möglichst mit verlängertem Zementmörtel in einer Stärke von 2 cm zu umhüllen.

16. Der Übergang von Steinzeug auf Gußeisenrohrteile und von Gußeisen- auf Steinzeugrohrteile ist durch besondere Formstücke, der Übergang von Zinkrohr auf Steinzeugrohr durch Gußeisen zu bewirken.

d) Dichtung.

1. Die Dichtung der gußeisernen Rohre hat mit geteertem Hanfstrick und Blei zu erfolgen. Im besonderen Falle kann für die Falleitung an Stelle von Blei Asphalt zugelassen werden. Die Bleidichtung muß mindestens 2 cm Tiefe haben.

2. Bleirohre sind unter sich sachgemäß durch Verlöten zu verbinden. Für die Verbindung von Blei oder Zink mit Eisenrohr sind Gußmessingstutzen zu verwenden. Ist in besonderen Fällen Zinkrohr für Entlüftung im Dachboden zugelassen, so kann bei Verbindung von Zink mit Eisen die Asphaltdichtung an die Stelle der Verlötung treten.

3. Steinzeugrohre sind mit geteertem Hanfstrick und Asphalt zu dichten. In Ausnahmefällen kann statt des Asphalts auch Zementmörtel und in Bergsenkungsgebieten Ton zugelassen werden. Bei Gefahr des Eindringens von Wurzeln ist Ton jedoch in jedem Fall als Dichtungsstoff verboten.

3. Wasserablaufstellen

1. Mit Ausnahme der Fallrohre für Niederschlagswasser ist jede Ablaufstelle mit einem Geruchverschluß zu versehen. Wenn jedoch Fallrohre für Niederschlagswasser an Brauchwasserleitungen angeschlossen sind und unter oder in geringerer Entfernung als 2 m neben Fenstern oder Türen bewohnter Räume enden, so müssen sie einen Geruchverschluß an frostfreier Stelle mit Reinigungsöffnung erhalten.

2. Zu jeder Ablaufstelle gehört ein besonderer Geruchverschluß. Bei Gruppenwaschtischen und dergleichen können mit besonderer Genehmigung mehrere Ablaufstellen der gleichen Art einen gemeinsamen Geruchverschluß erhalten, wenn die Entfernung zwischen Ablaufstelle und Geruchverschluß nicht größer als 2 m ist.

3. Soll im Freien von einem Geruchverschluß Abstand genommen werden, so bedarf es besonderer Genehmigung.

4. Der Geruchverschluß muß folgenden Bedingungen entsprechen:

a) Er muß das Austreten von Kanalgasen einwandfrei verhindern.

b) Der Durchflußquerschnitt muß mindestens gleich dem des Abflußrohres sein.

c) Er muß leicht zu reinigen und daher mit einer leicht zugänglichen, luftdicht verschlossenen Putzöffnung, möglichst an der tiefsten Stelle, versehen sein.

d) Die Wirksamkeit darf nicht durch Entfernung einzelner Teile aufgehoben werden können.

e) Er ist aus Blei, Kupfer, Messing, Gußeisen, Steinzeug oder einem gleich guten Baustoff zu fertigen. Für die Zulässigkeit des Baustoffes in jedem Einzelfall sind die allgemein für die Herstellung der Entwässerungsanlagen und insbesondere der Rohrleitungen erlassenen Bestimmungen maßgebend. Geruchverschlüsse aus Zinkblech sind verboten.

f) Er soll mindestens die Wandstärke der Rohre gleichen Durchmessers und gleichen Baustoffes haben.

g) Er soll möglichst dicht unter der Ablaufstelle angebracht und mit seinem Ableitungsschenkel möglichst unmittelbar an das Fallrohr oder an die Ableitung angeschlossen werden.

h) Die Verschlußhöhe muß mindestens betragen:

bei Spülaborten, Deckensinkkästen und Bädern	60 mm,
bei Kellersinkkästen, Ausgüssen, Pißanlagen	80 mm,
bei Hofsinkkästen, Fettfängern und Ablaufstellen, die nur Niederschlagswasser führen	100 mm,
bei allen übrigen Abläufen	80 mm.

i) Die Rohrweite der Geruchverschlüsse soll mindestens betragen:

für Ausgüsse, Waschbecken und dergleichen	40 mm,
für Küchenausgüsse, Bäder, Pißanlagen und Fußbodeneinläufe	50 mm,
für Spülaborte, Massenspülaborte und Hofeinläufe	100 mm.

5. Ausgußbecken sind mit Zapfstellen der Wasserleitung auszustatten.

6. Unter jeder Zapfstelle in und an Gebäuden muß ein Ausgußbecken vorhanden sein.

7. Überläufe aus Wasserbehältern, Regenbehältern, Springbrunnen und dergleichen, Abläufe aus Fangschalen und überhaupt alle solche Über- und Abläufe, bei denen keine Sicherheit für die Erneuerung des Wassers im Geruchverschluß vorhanden ist, dürfen nicht unmittelbar an die Entwässerungsleitung angeschlossen werden, sondern sind durch ein Rohr zu entwässern, das über einem Ablauf oder einem Ausguß sichtbar ausmündet. Sicherheitsüberläufe sind in die Geruchverschlüsse oberhalb des Wasserspiegels einzuführen.

8. Eine Zuflußleitung der Wasserversorgungsanlage muß stets mindestens 2 cm über dem höchsten Wasserstande ausmünden. Ausnahmen können gestattet werden, z. B. bei Spülbecken, Waschtrommeln und Zeitspülern, wenn hochgelegene Wasserbehälter nicht tunlich sind und in der Zuflußleitung sich ein behördlich zugelassener Rohrunterbrecher mindestens 20 cm über dem oberen Rande des Ablaufes befindet.

9. Eisschränke, Fischkästen, Speiseschränke und ähnliche Behälter für Nahrungsmittel dürfen nicht unmittelbar mit der Abflußleitung verbunden werden.

10. Bei Ausgüssen, Waschbecken, Bädern und dgl. darf die Summe der Querschnitte der Abflußöffnungen in den Sieben oder Kreuzstäben die Hälfte des freien Querschnittes des Geruchverschlusses nicht übersteigen.

11. Abflußventile müssen unmittelbar an der Abflußöffnung sitzen, so daß der zwischen Abflußöffnung und Ventil entstehende Raum leicht gereinigt werden kann.

12. Bodenausgüsse, bei denen viel Sinkstoffe anfallen, müssen Schlammfänger erhalten. Wenn bei diesen ein Schlammfang gefordert wird, dann müssen die Sinkkästen und Schlammfänger von Hofabläufen wasserdicht sein. Der Wasserspiegel muß mindestens 80 cm unter Gelände liegen Die Hofsinkkästen müssen mindestens 30 cm im Lichten weit sein.

13. Die Einleitung von Wirtschaftsabwässern in Abläufe mit Schlammfang sowie in Spülaborte und Spülbecken ist verboten.

14. In die Fallrohre für Niederschlagswasser darf kein Schmutzwasser, in die Fallrohre für Schmutzwasser kein Niederschlagswasser eingeführt werden.

15. Stallanlagen sind in der Regel durch Einbau eines Sinkkastens unmittelbar an die Entwässerungsanlage anzuschließen, sofern für ausreichende Spülung gesorgt ist.

16. Das von den Dächern abfallende Regenwasser muß in Dachrinnen aufgefangen und in der Regel von den Fallrohren ab unterirdisch abgeführt werden. Im Einzelfall kann hierbei bei nicht unmittelbar am Bürgersteig oder nicht an der Fahrbahn gelegenen Fallrohren die Aufstellung von Regentonnen zugelassen werden, wenn sie abgedeckt sind, einer Durchfeuchtung des Mauerwerks vorgebeugt ist und das Überlaufwasser einwandfrei ablaufen kann.

17. Regenrohre von kleinen Dachflächen, Erkern, Balkonen usw. können in den Hof oder in die an der Straße liegenden Vorgärten frei ausmünden, falls an diesen Stellen kein Verkehr stattfindet und keine Übelstände entstehen. Die Einleitung solcher Regenrohre in Hofsinkkästen kann ausnahmsweise gestattet werden. Unmittelbar an der Straße gelegene Regenrohre von Balkonen und Loggien und dgl. sind stets an eine im Innern der Gebäude gelegene Leitung anzuschließen und mit einem frostsicheren Geruchverschluß zu versehen. Werden mehrere übereinander gelegene Balkone durch ein gemeinsames Fallrohr entwässert, so darf dieses nicht unterbrochen werden, die einzelnen Einläufe sind vielmehr durch Zweigleitungen anzuschließen.

18. An die Entwässerung anzuschließende Balkone müssen so angeordnet sein, daß das sich auf ihrem Boden sammelnde Wasser nicht in den anstoßenden Wohnraum eindringen kann.

19. Sofern der Normenausschuß der Deutschen Industrie für Ausguß- und Ablaufvorrichtungen Normen aufgestellt hat, sollen die Vorrichtungen in allen Punkten diesen Normen entsprechen. Unter anderem gilt für Kellersinkkästen DIN 590 und DIN 591, für Deckensinkkästen DIN 592. Ausnahmen sind zulässig.

4. Spülaborte und Pißanlagen

1. An die unterirdische Entwässerungsanlage dürfen Aborte nur angeschlossen werden, wenn sie mit Wasserspülung versehen sind.

2. Die Spülung muß nach jedesmaligem Gebrauch die vollständige Reinigung des Beckens und Geruchverschlusses bewirken. Sie darf im allgemeinen nur durch Anwendung von besonderen Spülbehältern oder Spülkästen erfolgen, die aus einer Wasserleitung gespeist werden. Für jeden Sitz eines Spülabortes müssen bei jedesmaligem Gebrauch mindestens 6 l Wasser in das Becken stürzen. Die Spülung muß bei einmaliger Betätigung unabhängig von ihrer Dauer sicher und rasch erfolgen. Ein Überlaufen von Spülwasser bei mangelhaftem Abfluß der Fülleinrichtung darf nur in das Becken erfolgen. Die Ausmündung der Wasserleitung in den Spülbehälter muß über dem höchsten Wasserstande des Spülbehälters erfolgen.

3. Zwischen der Oberkante des Beckens und der Unterkante des Spülbehälters ist in der Regel ein Abstand von mindestens 1,8 m einzuhalten. Das Fallrohr soll mindestens 30 mm weit sein. Das Abortbecken soll einen aufklappbaren Sitz erhalten, doch ist Vorsorge zu treffen, daß durch das Aufklappen das Spülrohr nicht beschädigt werden kann.

4. Die Becken müssen aus Steingut, innen weiß glasiertem Steinzeug oder gut emailliertem Gußeisen bestehen.

5. Sind Aborte und Pißräume nicht frostfrei, so sind die Spüleinrichtungen frostfrei anzulegen und die Geruchverschlüsse unterirdisch frostfrei in einem Schacht in die Abflußleitung einzubauen.

6. Die Spülaborte müssen aus einem freistehenden Becken bestehen. Die Abflußöffnung des Beckens muß sichtbar liegen und 100 mm lichte Weite haben. Die Verbindung zwischen Geruchverschluß und Anschlußmuffe muß jederzeit besichtigt und die Dichtung erforderlichenfalls leicht nachgebessert werden können.

7. Spülaborte, in denen die Auswurfstoffe durch mechanisch bewegte Teile gehen (Klappen-, Kolbenspülaborte und dgl.) sind verboten. Spülvorrichtungen, die durch Bewegung der Tür oder durch den Sitz in Gang gesetzt werden, sind nur mit besonderer Genehmigung zulässig.

8. Für größere Anstalten (Fabriken, Kasernen, Schulen und dgl.) können Massenspülaborte besonderer Bauweise mit besonderer Genehmigung für jeden einzelnen Fall zugelassen werden.

9. Bei solchen Massenaborten muß durch eine genügend kräftige Spülung die schleunige Entfernung aller Auswurfstoffe gewährleistet sein. Der Wasserstand in dem Becken muß ständig so groß sein, daß die Abfallstoffe sich im Wasser befinden.

10. Durch die Spülaborte dürfen nur menschliche Abgänge mit dem erforderlichen Spülwasser abgeleitet werden.

11. Standpißanlagen sind mit wasserdichter Bekleidung und dauernder oder selbsttätig unterbrechender Spülung auszuführen. Der wasserdicht herzustellende Fußboden muß mit Gefälle nach einem mit Geruchverschluß versehenen Ablauf angelegt sein.

12. Pißanlagen mit Ölgeruchverschluß in geschlossenen Räumen sind verboten.

5. Schächte

1. Alle Schächte sind im allgemeinen mit gußeisernen Rahmen und Deckeln zu verschließen. An Stelle von Abdeckungen aus Gußeisen werden auch solche aus Eisenbeton oder gegen Fäulnis getränkten Holzbohlen zugelassen.

2. Soll der Schacht bestiegen werden, so muß er mindestens 92 cm im Lichten weit sein oder eine gleich große Fläche haben und bei einer Tiefe von über 80 cm mit Steigeisen in regelmäßigem Abstand von etwa 30 cm versehen sein.

3. Die Sohle der Schächte mit offenem Durchfluß darf nicht tiefer liegen als die Sohlen der abgehenden Leitung, soll vielmehr so ausgebildet werden, daß das Wasser sich nicht ausbreitet und in geschlossenem Faden möglichst reibungslos weiterfließt.

4. Die Schächte müssen innen gefugt sein.

5. Innerhalb von Gebäuden sind die Rohre durch die Schächte geschlossen hindurchzuführen.

6. Für Ausführung der Schächte in Beton werden die Brunnenringe gemäß DIN 1202 empfohlen.

6. Reinigungsöffnungen

1. Reinigungsöffnungen sind in der Entwässerungsanlage so zahlreich anzubringen, wie zur Reinhaltung aller Leitungsstrecken erforderlich ist, und nötigenfalls noch nachträglich einzubauen Namentlich sind die Küchen- und Abortabfallrohre vor den An schlüssen an die Erdleitungen mit Reinigungsöffnungen zu versehen

2. Ist die Reinigungsöffnung nicht unmittelbar zugänglich so ist sie durch einen wasserdichten Schacht zugänglich zu machen.

3. Die Reinigungsöffnungen sind luft- und wasserdicht zu verschließen.

4. Für die Ausführung dieser Reinigungsrohre gilt DIN 539

7. Prüfungsstücke

1. Die Verwaltung kann bestimmen, daß auf dem Grundstück im allgemeinen unmittelbar hinter der Straßenfluchtlinie, in der Hauptgrundleitung Prüfungseinrichtungen eingebaut werden, wenn die Art der Benutzung dies bedingt.

2. Die Prüfungseinrichtungen müssen gestatten, die Beschaffenheit des abfließenden Wassers zu prüfen, insbesondere auf Säuregehalt und hohe Wärme. Es kann erlaubt werden, daß eine unmittelbar hinter der Grundstücksgrenze anzubringende Reinigungsöffnung als Prüfungseinrichtung nach besonderer Vorschrift ausgebaut wird. Die Vorrichtung besteht im allgemeinen aus einem Kasten von Gußeisen oder Zementbeton mit einem in die Sohle eingelassenen herausnehmbaren Prüfungsstück. Die Einrichtung kann von der Verwaltung unter Verschluß gelegt werden.

8. Lüftung

1. In die Hauptgrundleitung dürfen weder Geruchverschlüsse noch Absperrvorrichtungen (Rückstauverschlüsse) noch Schlammfänge eingebaut werden. Auch die unterirdisch in die Straßenleitungen entwässernden Regenfallrohre dürfen mit Geruchverschlüssen nur versehen werden, wenn sie unter oder in geringerer Entfernung als 2 m neben Fenstern oder Türen bewohnter Räume enden. Zum Zweck der Lüftung ist jedes Fallrohr ohne Querschnittverringerung luftdicht bis über das Dach zu führen. Lüftungsleitungen von geringerer Weite als 100 mm sind von einer 0,5 m unter Dach gelegenen Stelle an aufwärts auf 100 mm

zu erweitern. Bei Herstellung einzelner Anschlüsse in den Untergeschossen kann von der Entlüftung bis über Dach unter Umständen abgesehen werden.

2. Das Entlüftungsrohr ist mit einer Haube zu versehen.

3. Zwischen der Haube und dem Rohrende muß die Öffnung die doppelte Querschnittsfläche des Lüftungsrohres besitzen.

4. Die Entlüftungsleitungen müssen möglichst senkrecht und ohne Krümmungen hochgeführt werden. Wagerechte Entlüftungsleitungen sind unzulässig.

5. Mündet eine Entlüftungsleitung so aus, daß eine Belästigung in der Nähe befindlicher Wohnräume desselben Grundstücks oder eines benachbarten möglich ist, so ist die Entlüftungsleitung bis mindestens 1 m über dem Fenstersturz hochzuführen oder so zu verlegen, daß sie mindestens 2 m seitlich der gefährdeten Öffnung ausmündet.

6. Die Mitbenutzung der zur Lüftung von Räumen dienenden Luftschlote und der Schornsteine (mit Ausnahme von Fabrikschornsteinen) ist verboten.

7. Ist die Entfernung zwischen einer Ablaufstelle und ihrem Fallrohr größer als 3 m, so ist neben dem Fallrohr eine besondere Entlüftung bis über Dach zu schaffen. Das die Entlüftung bewirkende Rohr kann aber zum zugehörigen Fallrohr über der höchsten Ablaufstelle zurückgeführt werden. Es soll im Lichten so weit sein wie die Anschlußleitung zwischen Ablauf und Fallrohr am Beginn.

8. Mehrere nebeneinander liegende Fallrohre dürfen über der höchsten Ablaufstelle in ein gemeinschaftliches Lüftungsrohr zusammengeführt werden. Der Querschnitt muß dann mindestens gleich der Summe der einzelnen Fallrohrquerschnitte sein.

9. Schutz gegen Rückstau

1. Unter einer von der Verwaltung festzusetzenden Ebene gilt folgendes:

a) In Schächten, deren Deckel unter dieser Ebene liegt, sind die Rohrleitungen geschlossen durchzuführen oder die Deckel in geeigneter Weise gegen Austreten von Wasser zu dichten und gegen Abheben zu verschrauben.

b) Regenwassereinläufe sind verboten.

c) Brauchwassereinläufe sind durch eine von Hand zu bedienende dicht abschließende Absperrvorrichtung zu sichern, die nur bei Bedarf auf Gefahr des Hauseigentümers geöffnet werden darf, sonst aber dauernd geschlossen sein muß. Neben der von Hand zu bedienenden Rückstauvorrichtung ist noch eine selbsttätig wirkende Absperrvorrichtung einzubauen. Oberhalb einer solchen Absperrvorrichtung darf nur der zu schützende Brauchwassereinlauf angeschlossen sein. Wenn mehrere Brauchwassereinläufe durch eine solche Absperrvorrichtung geschützt werden sollen, bedarf es ausdrücklicher Genehmigung. Sind jedoch Abläufe in verschiedener Höhenlage gegen Rückstau zu sichern, so hat jeder von ihnen einen besonderen Rückstauschutz zu erhalten.

2. Die Rückstauverschlüsse sind so anzubringen, daß sie jederzeit bequem bedient werden können. Die Verschlüsse müssen so ausgebildet sein, daß sie sicher wirken und das Austreten von Kanalgasen unmöglich ist.

3. Liegen Kellerflächen oder andere Flächen so tief, daß ihre unmittelbare Entwässerung nach der Straßenleitung nicht möglich ist, so muß die Entwässerung im Bedarfsfalle durch künstliche Hebung des Abwassers bewirkt werden. Die hierzu verwendeten Sammelbehälter dürfen nicht mehr als 2 m³ Flüssigkeit aufnehmen können; bei Abwässern aus Aborten müssen sie aus Eisen von mindestens 7 mm Dicke sein und ringsum einen freien Gang von mindestens 30 cm Breite haben. Die Behälter müssen frei stehen, so daß etwaige Undichtigkeiten sofort bemerkt werden. Die Vorrichtung zum Heben der Abwässer unterliegt der Genehmigung der Verwaltung.

4. Sollte der Normenausschuß der Deutschen Industrie Normen für Absperrvorrichtungen aufstellen, so wird hiermit auf diese aufmerksam gemacht.

10. Abscheider

1. In die Entwässerungseinrichtungen von Betrieben, in denen viel Fett abfließt, wie Schlächtereien, Seifenfabriken, großen Küchen, sind Fettabscheider einzuschalten. Sie müssen entlüftet werden, sollen möglichst nahe an den Ablaufstellen liegen, luftdicht verschlossen sein, aus Gußeisen oder einem anderen gleichwertigen Baustoff bestehen, ausreichende Kühlflächen besitzen und mit zugänglichen Putzöffnungen versehen sein. Sie sollen ferner einen Flüssigkeitsinhalt von mindestens 50 l besitzen. Für große Betriebe können gemauerte Fettfänge zugelassen werden. Sie dürfen die Entlüftung der Leitungen nicht behindern.

2. Die Genehmigung des Abflusses von Ölen nach der Entwässerungsanlage kann vom Einbau geeigneter Abscheidevorrichtungen abhängig gemacht werden.

3. Die Einleitung von feuergefährlichen und explosiven Stoffen und Flüssigkeiten ist verboten. Ihr Abfluß nach einer Ablaufstelle der Entwässerungsanlage kann nur gestattet werden, wenn Vorrichtungen eingebaut werden, die mit Sicherheit diese Stoffe am Eindringen in die Leitung hindern. Die Prüfung des abfließenden Abwassers muß jederzeit möglich sein.

4. Bei sandhaltigen Wässern sind Sandfänge vorzusehen.

5. Regenfallrohre von Dächern, bei welchen die Gefahr der Verstopfung der Regenleitung vorliegt (z. B. von Bäumen umstandene oder in schlechtem Zustande befindliche Dächer) sind auf Verlangen der Verwaltung mit einem Laub- oder Dachsteinfänger zu versehen.

6. Die Abscheider dürfen sich nur in den Leitungen derjenigen Ablaufstellen befinden, für die der Abscheider gebaut ist. Andere Wässer dürfen ihnen nicht zugeführt werden.

11. Beseitigung nicht mehr benutzter Entwässerungsanlagen

Nicht mehr benutzte Gruben, z.B. Abort- und Desinfektionsgruben, sind, nachdem sie den gesetzlichen Bestimmungen entsprechend geräumt worden sind, unverzüglich entweder zu beseitigen oder in einen Zustand zu versetzen, in dem sie für andere Zwecke benutzbar sind.

12. Verfüllen der Rohrgräben und Baugruben

1. Beim Verfüllen der Gräben und Gruben ist möglichst Sand und Kies, niemals gefrorener Boden zu verwenden. Der Boden ist lagenweise in Schichten von etwa 25 cm Höhe gut abzurammen und, falls er durchlässig ist, und keine Bedenken bestehen, einzuschlämmen.

2. Mit dem Verfüllen soll in der Regel erst begonnen werden, nachdem von der Verwaltung hierzu Erlaubnis erteilt wurde.

13. Verbindung der Wasserleitung mit der Entwässerungsanlage

Jede unmittelbare Verbindung der Wasserleitung mit den Entwässerungsanlagen oder ihren Einrichtungen, wodurch ein Rücksaugen des Schmutzwassers oder der Luft aus diesen in die Wasserleitung möglich wäre, ist verboten.

14. Instandhaltung und Reinhaltung der Grundstücksentwässerungsanlage

1. Die Grundstücksentwässerungsanlage ist stets in gutem Zustande zu erhalten, zu reinigen und zu spülen. Insbesondere sind auch die nicht zur unmittelbaren Aufnahme von Schmutzstoffen dienenden Gruben und Schächte stets sauber zu halten.

2. Aus den Geruchverschlüssen, Sinkkästen, Schuttfängern, Abscheidern usw. sind die ausgeschiedenen Stoffe in angemessenen Zeiträumen zu entfernen, so daß ständig ein ordnungsmäßiger Betrieb gewährleistet ist.

3. Geruchverschlüsse, deren Abläufe während längerer Zeit nicht benutzt werden, sind von Zeit zu Zeit aufzufüllen.

B. Die Abortabgänge werden nicht nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt.

1. Wird vorgeschrieben oder genehmigt, daß die Abortabgänge nicht nach der unterirdischen öffentlichen Entwässerungsanlage abgeführt werden, so sind für sie wasserdichte und luftdicht abzudeckende Gruben oder Grundstückskläranlagen, in jedem Falle mindestens 10 m von Trinkwassersammelbrunnen entfernt, anzulegen.

2. Im allgemeinen sind Gruben anzulegen. In diesem Falle sind Wasserspülaborte und selbständige Spülpißanlagen nicht gestattet. Solche Gruben dürfen nicht gleichzeitig zur Aufbewahrung von Stallmist benutzt werden. Das zu einer solchen Grube führende Fallrohr muß mindestens 20 cm i. L. weit sein und zur Entlüftung in voller Weite bis über Dach geführt werden, damit bei allen Winden Saugwirkung zustande kommt.

3. Im Einzelfalle können statt der Gruben, wenn mindestens 50 qm Land für jeden ständig Anwesenden zur Verfügung stehen, Tonnen oder tönerne Becken mit gut schließendem Klappdeckel als Erd- oder Torfmullstreu-Aborte zugelassen werden. In allen Fällen muß, da ein Wasserverschluß zwischen Sitz und Grube bzw. Behälter nicht vorhanden ist, ein lüftbarer, womöglich durchlüftbarer Raum vor dem eigentlichen Aborte zur Verfügung stehen. Alle Teile müssen einfach und dabei haltbar gebaut sein, jederzeit besichtigt werden können und stets rein gehalten werden.

4. Die Gruben, Tonnen und tönernen Becken sind jeweils so zeitig zu räumen, daß die Oberfläche ihres Inhalts stets unter dem Deckel liegt.

5. Die Anlage von Grundstückskläranlagen bedarf im Einzelfalle der besonderen Genehmigung. Diese kann nur erteilt werden, wenn die Aborte mit Wasserspülung versehen sind und das Abwasser die Grundstückskläranlage frisch und nicht faulig verläßt.

6. Im übrigen gelten bei Anlage von Gruben, Tonnen, tönernen Becken und Grundstückskläranlagen sinngemäß die Bestimmungen unter A.

C. Die Brauchwässer und die Abortgänge werden nicht nach der öffentlichen unterirdischen Entwässerungsanlage abgeführt.

1. Wird vorgeschrieben oder genehmigt, daß die Brauchwässer und die Abortabgänge nicht unterirdisch aus dem Grundstück fortgeführt werden, so sind für die Brauchwässer und die Abortabgänge wasserdichte und luftdicht abzudeckende Gruben oder Grundstückskläranlagen, in jedem Falle mindestens 10 m von Trinkwassersammelbrunnen entfernt, anzulegen.

2. Die Anlage einer Untergrundberieselung bedarf einer besonderen Genehmigung der Verwaltung. Die Genehmigung kann nur an Hand einwandfreier Pläne erteilt werden, wenn der Nachweis geeigneter Bodenverhältnisse erbracht wird, mindestens 100 qm Land für jeden ständig Anwesenden zur Verfügung stehen und zwischen Geländeoberfläche und Grundwasser mindestens 2 m Abstand vorhanden ist, so daß jedwede Gefahr der Verschlickung und allmählichen Verseuchung des Untergrundes ausgeschlossen ist. Die Sickerrohre sind mit Schotter, Kleinschlag oder ähnlichem zu umpacken.

3. Für die Abortabgänge kann die Verwaltung im Einzelfalle, wenn mindestens 200 qm Land für jeden ständig Anwesenden zur Verfügung stehen, Tonnen oder tönerne Becken mit gutschließendem Klappdeckel als Erd- oder Torfmullstreu-Aborte zulassen.

4. Im übrigen gelten bei Anlage von Gruben, Tonnen, tönernen Becken und Grundstückskläranlagen sinngemäß die Bestimmungen unter B.

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1986. Technische Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen.

Nachdem der Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine die von ihm im Jahre 1899 aufgestellten „Normalien für Hausentwässerungsleitungen und deren Ausführungen" 1903 als „Deutsche Normal-Abflußrohre" (DNA 1903) herausgegeben hatte, hat er 1908 auch „Vorschriften für Herstellung und Betrieb von Grundstücksentwässerungen" festgestellt.

Sieht man davon ab, daß die Deutschen Normalabflußrohre für den Geschäftskreis des Preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten 1912 in wenigen Punkten geändert wurden, so sind seit dem Abschluß der auf Vereinheitlichung der Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen abzielenden Arbeiten des Verbandes Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine 17 Jahre vergangen. Große Umwälzungen haben sich vollzogen und der Krieg hat die alten Anschauungen erschüttert, so daß sich Änderungen in vielen Punkten nötig machten, außerdem zwingt die Not zu sparsamster Bauweise. Die Vorschriften aus dem Jahre 1908 sind daher nicht mehr zeitgemäß. Es ist nötig, der Neuzeit entsprechende einheitliche Bestimmungen aufzustellen.

In gewisser Beziehung hat bereits der NDI diese Vereinheitlichungen und Änderungen eingeleitet, indem er folgende Normenblätter herausgab:

Gußeiserne Abflußrohre DIN 364, 538—545,
Kellersinkkästen DIN 590/591,
Deckensinkkästen DIN 592,
Dachrinnen und Abfallrohre DIN 1099,
Zementrohre DIN 1201 und Beiblatt,
Brunnenringe DIN 1202.

Dann aber gab Herr Stadtbaudirektor Professor Dr.-Ing. Heilmann-Dresden auf Seite 71 des „Technischen Gemeindeblattes" vom 5. August 1923 die Anregung, allgemein nach Möglichkeit die Bestimmungen der Städte über die Entwässerung von Grundstücken zu vereinheitlichen. Diese Anregung wurde vom Normenausschuß der Deutschen Industrie aufgegriffen. Er wandte sich an die Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte mit der Anfrage, ob sie der obigen Anregung entsprechen und in Anlehnung an den Normenausschuß einen Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Grundstücksentwässerungsanlagen einsetzen wolle. Der Vorstand der Vereinigung technischer Oberbeamten Deutscher Städte folgte der Anregung und beauftragte Herrn Stadt-Oberbaurat Dr.-Ing. Schubert-Gotha, die Durchführung dieser Arbeiten in die Hand zu nehmen. Zur Mitarbeit wurden seitens der Vereinigung der technischen Oberbeamten Deutscher Städte außer dem Normenausschuß der Deutschen Industrie noch der Reichsverband des Deutschen Tiefbaugewerbes, Sitz Berlin, und der Reichsverband im Installateur- und Klempnergewerbe, Sitz Hannover, eingeladen. Beide Verbände nahmen die Einladung an. In den Arbeitsausschuß wurden abgeordnet

als Vertreter der Vereinigung technischer Oberbeamten Deutscher Städte die Herren Stadtbaurat Hartleb-Dortmund, Stadtbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Heilmann-Dresden, Stadtbauingenieur Ley-Düsseldorf, Stadtoberbaurat Luthardt-Gera-Reuß, Amtsbaurat Dr.-Ing. Roch-Chemnitz, Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert-Gotha (Obmann), Magistratsoberbaurat Wienecke-Berlin;

als Vertreter des Reichsverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes die Herren Hoch- und Tiefbauunternehmer Walter Ziegler-Berlin und Dipl.-Ing. Grohnert-Berlin (an seiner Stelle neuerdings Dipl.-Ing. Borm-Berlin);

als Vertreter des Reichsverbandes im Installateur- und Klempnergewerbe die Herren Ferdinand Bäuml-Nürnberg, Emil Hagen-Köln, Alfred Diestel-Hamburg, mit beratender Stimme und gegebenenfalls als Ersatzmann Otto Schmidt-Berlin;

als Vertreter des Normenausschusses der Deutschen Industrie Regierungsbaumeister Sander-Berlin.

Die Beratungen des Arbeitsausschusses begannen in Gotha am 19. und 20. Mai 1925. Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert-Gotha hatte die damals bestehenden technischen Vorschriften einiger Städte zu einem Entwurf von einheitlichen technischen Vorschriften für den Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen verarbeitet. Er diente der ersten Lesung als Beratungsunterlagen. Die zweite Lesung der in Gotha beschlossenen Fassung fand am 3. und 4. Dezember 1925 in Hannover statt.

Das Ergebnis dieser Beratung wird nunmehr der Fachwelt zur Kritik unterbreitet. Es wird gebeten, etwaige Änderungsvorschläge innerhalb der Einspruchsfrist in doppelter Ausfertigung der Geschäftsstelle des Normenausschusses der Deutschen Industrie, Berlin NW 7, Ingenieurhaus, zuzuleiten.

Neben diesen Technischen Vorschriften sind im Arbeitsausschuß „rechtliche und verwaltungstechnische Grundsätze für den Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" in Bearbeitung, deren erster Entwurf in die Hände von Herrn Stadtbaudirektor Heilmann-Dresden und Stadtbauingenieur Ley-Düsseldorf gelegt war. Die erste Lesung dieser Grundsätze ist am 2. Dezember 1925 in einem engeren Ausschuß durchgeführt worden. Die zweite Lesung wird voraussichtlich Ende Februar oder Anfang März d. J. erfolgen.

Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert.

Vorstandsvorlage

DIN 1028. Gleichschenklige Winkeleisen

Die Beratungsunterlagen für die gleichschenkligen Winkeleisen waren zum Teil vom Deutschen Eisenbau-Verband, zum Teil vom Normenausschuß zusammengetragen und wurden der Normalprofilbuchkommission in ihrer Sitzung am 1. Dezember 1925 in Düsseldorf — zu einem Vorschlag verarbeitet — zur Beschlußfassung vorgelegt.

Dr. Dahl empfahl, den vorliegenden Entwurf des NDI zu übernehmen mit der Ergänzung,

1. die alten Profile von 55, 110 und 140 mm Breite angesichts ihres hohen Bedarfs und
2. die Minimumdicke des Winkeleisens 100 . 100 mm mit 10 mm bestehen zu lassen, um die Beibehaltung der regelmäßigen Profilstaffelung zu wahren.

Darüber, ob nur gerade oder abwechselnde Schenkeldicken genormt und ob alle Schenkeldicken von der Min.- bis zur Max.-Dicke (1 mm Staffelung) in das Normblatt aufgenommen werden sollten, entstand eine lebhafte Aussprache, an der sich Prof. Kayser, Prof. Dr. Hertwig, Dr. Bohny, Obering. Süchting und Reichsbahnoberrat Dr. Kommerell beteiligten.

Oberingenieur Süchting empfahl die evtl. Übernahme der Fußnote nach dem „Verzeichnis der Schiffbauprofile", die lautet: „Nur die mit der geringsten Schenkeldicke angegebenen Profile sind eigentliche Normalprofile. Bei größeren Dicken sind die Schenkel entsprechend breiter". Dr. Dahl betonte, wenn die Zwischendicken in das Normblatt auch nicht aufgenommen würden, diese ohne Gewähr für Lagerhaltung jederzeit geliefert werden könnten. Der Eisenbau trat für die Verwendung von Normaldicken ein. Regierungsbaumeister Sander erklärte, daß eine solche Erläuterung, wie sie gegebenenfalls durch die vorerwähnte Fußnote beabsichtigt wird, im allgemeinen auf Dinormenblättern nicht erträglich sei.

Es wurde beschlossen:

1. Die Fußnote des Schiffbaues wird nicht übernommen.
2. Die Reihe nach Vorschlag NDI wird ergänzt durch die bestehenden Profile von 55, 110 und 140 mm Schenkellänge und als kleinste Dicke für das Winkeleisen von 100 mm Schenkellänge 10 mm festgesetzt.
3. Das Entwurfsblatt als solches wird nach den bekannten Richtlinien aufgestellt und dem NDI zur erstmaligen Veröffentlichung übermittelt.

Diesen Beschlüssen gemäß hat der Verein deutscher Eisenhüttenleute die Ausarbeitung des Normblattes als Vorstandsvorlage vorgenommen, das nunmehr der Fachwelt zur Kritik unterbreitet wird.

Etwaige Änderungsvorschläge bitten wir innerhalb der Einspruchsfrist (1. April 1926) der Geschäftsstelle des Normenausschusses in doppelter Ausfertigung zu übermitteln. NDI.

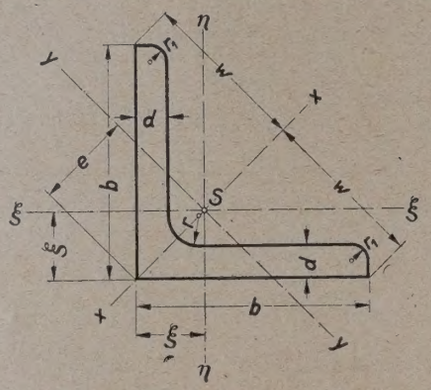
Vorstandsvorlage

Noch nicht endgültig

Gleichschenklige L-Eisen

Abmessungen und statische Werte

DIN 1028



J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
i = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k = \frac{F^2}{J_y}$ = Knickwert

$r_1 = \frac{r}{2}$ (auf halbe mm abgerundet)

Die Hauptachse x—x ist Winkelhalbierende

Kleinstes Widerstandsmoment: $W_x = \frac{J_x}{w}$; $W_y = \frac{J_y}{e}$; $W_\eta = \frac{J_\eta}{b-\xi}$

Bezeichnung L	Abmessungen mm b	d	r	r_1	Querschnitt F cm^2	Gewicht G kg/m	Abstände für den Schwerpunkt S cm e	w	ξ	Für die Biegungsachse x—x J_x cm^4	i_x cm	y—y J_y cm^4	i_y cm	ξ—ξ = η—η J_η cm^4	w_η cm^3	i_η cm	k	Bezeichnung L
15 · 15 · 3	15	3	3,5	2	0,82	0,64	0,67	1,06	0,48	0,24	0,54	0,06	0,27	0,15	0,15	0,43	11,2	15 · 15 · 3
15 · 15 · 4		4			1,05	0,82	0,73		0,51	0,29	0,53	0,08	0,28	0,19	0,19	0,42	13,8	15 · 15 · 4
20 · 20 · 3	20	3	3,5	2	1,12	0,85	0,85	1,41	0,60	0,62	0,74	0,15	0,37	0,39	0,28	0,59	8,36	20 · 20 · 3
20 · 20 · 4		4			1,45	1,14	0,90		0,64	0,77	0,73	0,19	0,36	0,48	0,35	0,58	11,1	20 · 20 · 4
25 · 25 · 3	25	3	3,5	2	1,42	1,12	1,03	1,77	0,73	1,27	0,95	0,31	0,47	0,79	0,45	0,75	6,50	25 · 25 · 3
25 · 25 · 4		4			1,85	1,45	1,08		0,76	1,61	0,93	0,40	0,47	1,01	0,58	0,74	8,56	25 · 25 · 4
30 · 30 · 3	30	3	5	2,5	1,74	1,36	1,18	2,12	0,84	2,24	1,14	0,57	0,57	1,41	0,65	0,90	5,33	30 · 30 · 3
30 · 30 · 4		4			2,27	1,78	1,24		0,89	2,85	1,12	0,76	0,58	1,81	0,86	0,89	6,78	30 · 30 · 4
30 · 30 · 5		5			2,78	2,18	1,30		0,92	3,41	1,11	0,91	0,57	2,16	1,04	0,88	8,50	30 · 30 · 5
35 · 35 · 4	35	4	5	2,5	2,67	2,10	1,41	2,47	1,00	4,68	1,33	1,24	0,68	2,96	1,18	1,05	5,75	35 · 35 · 4
35 · 35 · 6		6			3,87	3,04	1,53		1,08	6,50	1,30	1,77	0,68	4,14	1,71	1,04	8,46	35 · 35 · 6
40 · 40 · 4	40	4	6	3	3,08	2,42	1,58	2,83	1,12	7,09	1,52	1,86	0,78	4,48	1,56	1,21	5,10	40 · 40 · 4
40 · 40 · 6		6			4,48	3,52	1,70		1,20	9,98	1,49	2,67	0,77	6,33	2,26	1,19	7,52	40 · 40 · 6
45 · 45 · 5	45	5	7	3,5	4,30	3,38	1,81	3,18	1,28	12,4	1,70	3,25	0,87	7,83	2,43	1,35	5,69	45 · 45 · 5
45 · 45 · 7		7			5,86	4,60	1,92		1,36	16,4	1,67	4,39	0,87	10,4	3,31	1,33	7,82	45 · 45 · 7
50 · 50 · 5	50	5	7	3,5	4,80	3,77	1,98	3,54	1,40	17,4	1,90	4,59	0,98	11,0	3,05	1,51	5,02	50 · 50 · 5
50 · 50 · 7		7			6,56	5,15	2,11		1,49	23,1	1,88	6,02	0,96	14,6	4,15	1,49	7,15	50 · 50 · 7
50 · 50 · 9		9			8,24	6,47	2,21		1,56	28,1	1,85	7,67	0,97	17,9	5,20	1,47	8,85	50 · 50 · 9
55 · 55 · 6	55	6	8	4	6,31	4,95	2,21	3,89	1,56	27,4	2,08	7,24	1,07	17,3	4,40	1,66	5,50	55 · 55 · 6
55 · 55 · 8		8			8,23	6,46	2,32		1,64	34,8	2,06	9,35	1,07	22,1	5,72	1,64	7,24	55 · 55 · 8
55 · 55 · 10		10			10,1	7,90	2,43		1,72	41,4	2,02	11,3	1,06	26,3	6,97	1,62	9,03	55 · 55 · 10
60 · 60 · 6	60	6	8	4	6,91	5,42	2,39	4,24	1,69	36,1	2,29	9,43	1,17	22,8	5,29	1,82	5,06	60 · 60 · 6
60 · 60 · 8		8			9,03	7,09	2,50		1,77	46,1	2,26	12,1	1,16	29,1	6,88	1,80	6,74	60 · 60 · 8
60 · 60 · 10		10			11,1	8,69	2,62		1,85	55,1	2,23	14,6	1,15	34,9	8,41	1,78	8,44	60 · 60 · 10
65 · 65 · 7	65	7	9	4,5	8,70	6,83	2,62	4,60	1,85	53,0	2,47	13,8	1,26	33,4	7,18	1,96	5,48	65 · 65 · 7
65 · 65 · 9		9			11,0	8,62	2,73		1,93	65,4	2,44	17,2	1,25	41,3	9,04	1,94	7,03	65 · 65 · 9
65 · 65 · 11		11			13,2	10,3	2,83		2,00	76,8	2,42	20,7	1,25	48,8	10,8	1,91	8,42	65 · 65 · 11
70 · 70 · 7	70	7	9	4,5	9,40	7,38	2,79	4,95	1,97	67,1	2,67	17,6	1,37	42,4	8,43	2,12	5,02	70 · 70 · 7
70 · 70 · 9		9			11,9	9,34	2,90		2,05	83,1	2,64	22,0	1,36	52,6	10,6	2,10	6,44	70 · 70 · 9
70 · 70 · 11		11			14,3	11,2	3,01		2,13	97,6	2,61	26,0	1,35	61,8	12,7	2,08	7,87	70 · 70 · 11
75 · 75 · 8	75	8	10	5	11,5	9,03	3,01	5,30	2,13	93,3	2,85	24,4	1,46	58,9	11,0	2,26	5,42	75 · 75 · 8
75 · 75 · 10		10			14,1	11,1	3,12		2,21	113	2,83	29,8	1,45	71,4	13,5	2,25	6,67	75 · 75 · 10
75 · 75 · 12		12			16,7	13,1	3,24		2,29	130	2,79	34,7	1,44	82,4	15,8	2,22	8,04	75 · 75 · 12
80 · 80 · 8	80	8	10	5	12,3	9,66	3,20	5,66	2,26	115	3,06	29,6	1,55	72,3	12,6	2,42	5,11	80 · 80 · 8
80 · 80 · 10		10			15,1	11,9	3,31		2,34	139	3,03	35,9	1,54	87,5	15,5	2,41	6,35	80 · 80 · 10
80 · 80 · 12		12			17,9	14,1	3,41		2,41	161	3,00	43,0	1,53	102	18,2	2,39	7,45	80 · 80 · 12
80 · 80 · 14		14			20,6	16,1	3,51		2,48	181	2,96	48,6	1,54	115	20,8	2,36	8,68	80 · 80 · 14
90 · 90 · 9	90	9	11	5,5	15,5	12,2	3,59	6,36	2,54	184	3,45	47,8	1,76	116	18,0	2,74	5,03	90 · 90 · 9
90 · 90 · 11		11			18,7	14,7	3,70		2,62	218	3,41	57,1	1,75	138	21,6	2,72	6,12	90 · 90 · 11
90 · 90 · 13		13			21,8	17,1	3,81		2,70	250	3,39	65,9	1,74	158	25,1	2,69	7,21	90 · 90 · 13
100 · 100 · 10	100	10	12	6	19,2	15,1	3,99	7,07	2,82	280	3,82	73,3	1,95	177	24,7	3,04	5,05	100 · 100 · 10
100 · 100 · 12		12			22,7	17,8	4,10		2,90	328	3,80	86,2	1,95	207	29,2	3,02	5,98	100 · 100 · 12
100 · 100 · 14		14			26,2	20,6	4,21		2,98	372	3,77	98,3	1,94	235	33,5	3,00	6,98	100 · 100 · 14
110 · 110 · 10	110	10	12	6	21,2	16,6	4,34	7,78	3,07	379	4,23	98,6	2,16	239	30,1	3,36	4,56	110 · 110 · 10
110 · 110 · 12		12			25,1	19,7	4,45		3,15	444	4,21	116	2,15	280	35,7	3,34	5,43	110 · 110 · 12
110 · 110 · 14		14			29,0	22,8	4,54		3,21	505	4,18	133	2,14	319	41,0	3,32	6,32	110 · 110 · 14

Fortsetzung siehe Blatt 2

Einspruchsfrist bis 1. April 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Bezeichnung L	Abmessungen mm b	d	r	r_1	Querschnitt F cm^2	Gewicht G kg/m	Abstände für den Schwerpunkt S cm e	w	ξ	für die Biegungsachse x—x J_x cm^4	i_x cm	y—y J_y cm^4	i_y cm	ξ—ξ = η—η J_η cm^4	W_η cm^3	i_η cm	k	Bezeichnung L
120·120·11		11			25,4	19,9	4,75		3,36	541	4,62	140	2,35	341	39,5	3,66	4,61	120·120·11
120·120·13	120	13	13	6,5	29,7	23,3	4,86	8,49	3,44	625	4,59	162	2,34	394	46,0	3,64	5,45	120·120·13
120·120·15		15			33,9	26,6	4,96		3,51	705	4,56	186	2,34	446	52,5	3,63	6,18	120·120·15
120·120·20		20			44,2	34,7	5,24		3,70	887	4,48	236	2,31	562	67,7	3,57	8,26	120·120·20
130·130·12		12			30,0	23,6	5,15		3,64	750	5,00	194	2,54	472	50,4	3,97	4,64	130·130·12
130·130·14	130	14	14	7	34,7	27,2	5,26	9,19	3,72	857	4,97	223	2,53	540	58,2	3,94	5,40	130·130·14
130·130·16		16			39,3	30,9	5,37		3,80	959	4,94	251	2,52	605	65,8	3,92	6,15	130·130·16
140·140·13		13			35,0	27,5	5,54		3,92	1010	5,38	262	2,74	638	63,3	4,27	4,68	140·140·13
140·140·15	140	15	15	7,5	40,0	31,4	5,66	9,90	4,00	1150	5,36	298	2,73	723	72,3	4,25	5,37	140·140·15
140·140·17		17			45,0	35,3	5,77		4,08	1280	5,33	334	2,72	805	81,2	4,23	6,06	140·140·16
150·150·14		14			40,3	31,6	5,95		4,21	1340	5,77	347	2,94	845	78,2	4,58	4,68	150·150·14
150·150·16	150	16	16	8	45,7	35,9	6,07	10,6	4,29	1510	5,74	391	2,93	949	88,7	4,56	5,34	150·150·16
150·150·18		18			51,0	40,1	6,17		4,36	1670	5,70	438	2,93	1050	99,3	4,54	5,94	150·150·18
160·160·15		15			46,1	36,2	6,35		4,49	1750	6,15	453	3,14	1100	95,6	4,88	4,69	160·160·15
160·160·17	160	17	17	8,5	51,8	40,7	6,46	11,3	4,57	1950	6,13	506	3,13	1230	108	4,86	5,30	160·160·17
160·160·19		19			57,5	45,1	6,38		4,65	2140	6,10	558	3,12	1350	118	4,84	5,93	160·160·19
180·180·16		16			55,4	43,5	7,11		5,02	2690	6,96	679	3,50	1680	130	5,51	4,52	180·180·16
180·180·18	180	18	18	9	61,9	48,6	7,22	12,7	5,10	2970	6,93	757	3,49	1870	145	5,49	5,07	180·180·18
180·180·20		20			68,4	53,7	7,33		5,18	3260	6,90	830	3,49	2040	160	5,47	5,63	180·180·20
200·200·16		16			61,8	48,5	7,80		5,52	3740	7,78	943	3,91	2340	162	6,15	4,05	200·200·16
200·200·18	200	18	18	9	69,1	54,3	7,92	14,1	5,60	4150	7,75	1050	3,90	2600	181	6,13	4,55	200·200·18
200·200·20		20			76,4	59,9	8,04		5,68	4540	7,72	1160	3,89	2850	199	6,11	5,04	200·200·20

Januar 1926 — Deutsche Normalprofilbuchkommission

Einspruchsfrist bis 1. April 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Vorstandsvorlage

Straßenbrücken
Belastungsannahmen
Erläuterungen

DIN 1072 Beiblatt

Über einen Teil der Belastungsannahmen können für Straßen- und Eisenbahnbrücken übereinstimmende Festsetzungen getroffen werden. In diesen Fällen lehnt sich das Normenblatt eng an die 1925 für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen „Vorschriften für Eisenbauwerke" an[1]). Das gilt insbesondere von der ständigen Last, den Temperaturschwankungen (bei Eisenbrücken), dem Winddruck, den Reibungswiderständen beweglicher Lager, der Schneelast und den Einflüssen der Wirkung eines Ausweichens oder Setzens der Widerlager und Pfeiler. Die Angaben über den Einfluß der Bremskräfte von Straßenbahnen, die in besonderen Fällen, z. B. bei hohen Pfeilern, maßgebenden Einfluß ausüben können, sind den Bestimmungen der Reichsbahn über Bremskräfte der Eisenbahnzüge nachgebildet. Da das Normenblatt im Gegensatz zu den angezogenen Reichsbahnvorschriften auch massive und hölzerne Brücken behandelt, waren in dem Absatz über Temperaturschwankungen einige Zusätze über die bei diesen gebotene Rücksichtnahme auf Temperatur, Schwinden und Quellen erforderlich.

In die vorgesehene Klasseneinteilung der Straßenbrücken nach Maßgabe ihrer Tragfähigkeit (vgl. Zeitschrift für Bauwesen 1920, Spalte 121) lassen sich auch die bestehenden Brücken einreihen. Während Brücken der Klasse I im allgemeinen auch für Straßenbahnen ausreichend sind, wird man bei Brücken der Klasse II von Fall zu Fall prüfen müssen, ob sie für die Belastung durch eine Straßenbahn von gegebenem Belastungsgewicht ausreichen.

Bei der Auswahl der einzelnen Regellasten ist weniger maßgebend gewesen, ob ihre Gewichte und Abmessungen genau denjenigen der tatsächlich verkehrenden Fahrzeuge entsprechen, als vielmehr, daß sie mit möglichst wenigen und möglichst einfachen Grundformen alle für die betreffende Brückenklasse in Betracht kommenden Lasten zu vertreten geeignet sind. Durch eine Ermäßigung der für „Menschengedränge" vorgesehenen Belastungszahlen bei den Hauptträgern der Brücken von mehr als 50 m Spannweite soll dem Umstande Rechnung getragen werden, daß eine gleichzeitige volle Belastung sehr großer Strecken durch Menschengedränge, Viehherden oder dergleichen sehr unwahrscheinlich ist.

Im übrigen gelten die Regellasten grundsätzlich übereinstimmend für große und kleine Brücken, sowie für Fahrbahn und Hauptträger. Die für besondere Fälle vorgesehenen Einzelbestimmungen stellen nur Vereinfachungen der Rechnung dar, für deren Zulässigkeit der Umstand maßgebend ist, daß ihr Einfluß auf das Ergebnis gering bleibt.

Die in der Tafel angegebenen Ersatzlasten können bei der Berechnung der Hauptträger von mehr als 30 m Spannweite „im allgemeinen" benutzt werden; in besonderen Fällen, namentlich wenn es sich um Einflußlinienbeitragsstrecken von weniger als 6 m Länge handelt, wird man sich unter Berücksichtigung der Bestimmungen des letzten Absatzes unter I B 3 von Fall zu Fall zu entscheiden haben.

Die Lasten sind regelmäßig in die ungünstigste Stellung zu bringen z. B. sind bei der Berechnung des Hauptträgers einer dreispurigen Brücke die Regellasten (oder unter Umständen deren Ersatzlasten) in der Reihenfolge Dampfwalze, Lastkraftkraftwagen, Lastkraftwagen aufzustellen.

Um die Berechnung weiter zu vereinheitlichen und zu vereinfachen, werden aber noch besondere Angaben über die im einzelnen in Betracht zu ziehenden Stellungen der Lasten gemacht. Da, wie oben angegeben, die Regellasten weniger die tatsächlich vorkommenden Lasten darstellen, als vielmehr diese nur vertreten, bedeutet es keinen Verstoß gegen die Folgerichtigkeit, wenn zur Vereinfachung die 2,5 × 6 m große Grundfläche der Fahrzeuge nicht über die Schrammkante hinausgerückt wird, doch gilt das nicht für die Berechnung des Randträgers der Fahrbahn. Ähnliche Erwägungen haben dazu geführt, von hintereinanderstehenden Fahrzeugen und ebenso von mehr als drei nebeneinanderstehenden Fahrzeugen abzusehen.

Ferner gilt für die Berechnung von Längs- und Zwischenquerträgern die Einführung des schwersten Fahrzeuges in ungünstigster Stellung für ausreichend, „soweit es sich nicht um Träger von ungewöhnlich großer Spannweite handelt". Der Fehler infolge Vernachlässigung des Menschengedränges erreicht z. B. bei Längsträgern von 1,6 m Abstand das Maß von 5 %

für Klasse I bei rd 9 m,
„ „ II „ „ 8 „ und
„ „ III „ „ 6½ m

Trägerlänge. Als „ungewöhnlich groß" können etwa Trägerlängen angesehen werden, die über diese Werte hinausgehen.

Die Momente von symmetrischen Querträgern dürfen zur Vereinfachung stets für eine symmetrische Laststellung berechnet werden. Beispielsweise ist es bei einer zweispurigen Brücke ausreichend, den Querträger durch eine in der Mitte stehende Dampfwalze umgeben von Menschengedränge zu belasten.

[1]) Erschienen im Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Die Höhe des Verkehrsbandes ist auf 2 m festgesetzt (trotzdem viele Fahrzeuge höher sind), weil nicht damit zu rechnen ist, daß bei heftigstem Sturm eine fortlaufende Reihe von hohen Fahrzeugen die Brücke befährt und im übrigen auch stets Zwischenräume zwischen den Fahrzeugen verbleiben. Demgegenüber ist zur Vereinfachung auf eine Berücksichtigung des Windschattens teilweise verzichtet. Es ist davon abgesehen, die Untersuchung der Brücken auf Standsicherheit gegen Umkippen auch auf den Fall der Belastung mit leeren Fahrzeugen auszudehnen. Die Forderung einer 1,3-fachen Sicherheit gegen Umkippen und die empfohlene Erhöhung der Sicherheit auf 1,5 bei weit gestützten Überbauten sind den Reichsbahnvorschriften entnommen. Dort war die kleinere Zahl aus wirtschaftlichen Gründen gewählt worden, weil bei zahlreichen bestehenden kleineren Eisenbahnbrücken die Sicherheit unter 1,5 liegt, ohne daß daraus Unzuträglichkeiten entstanden wären.

Sonderangaben für bewegliche Brücken sind nicht aufgenommen, sollen vielmehr für ein später zu bearbeitendes Sonderblatt über bewegliche Brücken vorbehalten bleiben.

Als „Spannweite" gilt bei Gewölben und Bogen ohne Kämpfergelenke die Lichtweite, bei Gewölben und Bogen mit Kämpfergelenken der Abstand der letzteren, bei Balkenträgern auf zwei Stützen die Entfernung der Lager und bei Balkenträgern auf mehr als zwei Stützen die Entfernung der die einzelnen Öffnungen begrenzenden Lager.

Die zulässigen Baustoffbeanspruchungen sollen in besonderen Normenblättern festgesetzt werden. Ellerbeck.

Einführung der Normen in die Praxis.

Bek. d. Bayr. Staatsmin. d. Innern v. 28. 12. 25, Nr. 9100 a 75 über Verdingung, hier: techn. Vorschriften für Bauleistungen.

Der Reichsverdingungsausschuß hat für Bauleistungen technische Vorschriften aufgestellt, die von dem Normenausschuß der deutschen Industrie als Dinormen 1962—1985 übernommen wurden.

Diese Vorschriften sollen künftig bei Verdingung von Arbeiten und Lieferungen für Bauzwecke im Bereiche der Hoch-, Kultur- und Tiefbauverwaltung einschließlich der Reichswasserstraßenverwaltung versuchsweise angewendet werden, um ein Urteil wegen späterer einheitlicher Anwendung oder etwa nötiger Abänderung zu gewinnen; über die Erahrungen ist bis 1. Oktober 1926 zu berichten.

Den Hochbaureferaten der Regierungen, den Landbauämtern und Bauamtsaußenstellen und den Universitätsbauämtern wird vorerst je ein vollständiger Satz der obigen DIN-Blätter zugehen; die Tiefbau- und Kulturreferate der Regierungen, die Straßen- und Flußbauämter, die Kulturbauämter und die Sektionen für Wildbachverbauungen werden die für das Tiefbauwesen in Frage kommenden Vorschriften in einmaliger Fertigung erhalten.

Weiter nötige Blätter sind von den genannten Stellen bis zu anderweitiger Regelung durch Postkarte bei dem Staatsministerium des Innern (Oberste Baubehörde) anzufordern; sonstige Behörden und die Unternehmer können die Blätter von der südd. Verlagsanstalt München, Paul-Heyse-Straße 29, zum Preise von 10 Pfg. für das einfache und 20 Pfg. für das doppelte Blatt beziehen.

Die bisher in Verwendung befindlichen technischen Bedingnisse können während der Versuchsdauer neben den oben erwähnten technischen Vorschriften nach Ermessen der Außenbehörden im Wechsel weiter verwendet werden.

Stoffnormung im Bauwesen.

Bei der Normung der Stoffe des Bauwesens handelt es sich in der Regel darum, für die Erzeugnisse der Natur oder die verarbeiteten Stoffe die für die verschiedenen Verwendungszwecke erforderlichen Eigenschaften festzulegen, die Bezeichnungen und Begriffe zu klären und die Verfahren für die Prüfung zu vereinheitlichen. Ein Teil der Stoffe des Bauwesens wird vom Deutschen Verband für die Materialprüfung der Technik (DVM) als Fachnormen-Ausschuß bearbeitet.

Die bereits 1922 als Druckschrift des DVM herausgegebenen Normen für Trass wurden überarbeitet und sind in Nr. 13 der Baunormung als Vorstandsvorlage veröffentlicht. Versuche, die die Grundlagen für die Einführung einer Sieben-Tage-Probe schaffen sollen und Untersuchungen über die Bestimmung des Kieselsäuregehaltes sind im Gange. Ein Entwurf für die Normung des Trasskollerganges wird demnächst veröffentlicht werden.

In einem anderen Ausschuß des DVM werden Normen für die natürlichen Gesteine als Baustoff ausgearbeitet. Es bestehen hier Unterausschüsse für Werksteine, Pflastersteine und Schotterstoffe und für Schutzstoffe für natürliche Gesteine. Im Ausschuß „Glas" sind die Ausgangsstoffe für die Glasherstellung in Bearbeitung genommen. Das Verfahren für die Analyse der Schmelz- und Schleifsande wird nächstens als Entwurf veröffentlicht werden.

Für die Normung der bituminösen Stoffe für den Straßenbau ist ein Ausschuß tätig, der zunächst in Verbindung mit dem Hauptausschuß für Asphalt- und Teerforschung einheitliche Bezeichnungen für Asphalt und Teer und einheitliche Prüfverfahren bearbeitet.

Für die Normen für Gips und Gipsprodukte hat der Deutsche Gipsverein die Ausarbeitung übernommen. Arbeiten für die Normung von Bauholz, Porzellan und von Anstrichstoffen für Bauwerke sind eingeleitet.

In Verbindung mit den Arbeiten für die Normung der Stoffe wird die Vereinheitlichung der allgemein verwendeten oder für eine Gruppe von Stoffen gültigen Prüfverfahren betrieben. Es bestehen Ausschüsse für Festlegung der Verfahren für Verschleißwiderstand, für Wärmeleitfähigkeit und für die Ausführung von Brandversuchen mit Baustoffen und Bauteilen. De

Neu erschienene Normblätter

DIN	
409	Kacheln für Tonöfen, quadratisch
599	Kacheln für Tonöfen, rechteckig
1203	Steinzeugrohre
1204	„ , Bogen
1205	„ , Abzweige
1206	„ , Übergänge
1072	Straßenbrücken, Belastungsannahmen
1266	Eimerbagger, Übersicht und Sinnbilder
1267	„ , Eimerkette, Übersicht
1268	„ , Schaken
1269	„ , Schakenbuchsen
1270	„ , Bolzen und Splinte
1271	„ , Eimer
1272	„ , Durchfahrtprofil
1273	„ , Baggerräder
1274	„ , Gleitschienen
1275	„ , Leitrollen
1276	„ , Leitrollenwellen
1277	„ , Leitrollenlager
1278	„ , Lenkrollen
593	Aufsatz für Straßenabläufe mit Breitrost, Zusammenstellung
594	Aufsatz für Straßenabläufe mit Breitrost, Rahmen
595	Aufsatz für Straßenabläufe mit Breitrost, Rost L (mit Längsstäben)
596	Aufsatz für Straßenabläufe mit Breitrost, Rost Q (mit Querstäben).

Vor dem Abschluß stehen:

1044	Zeichen im Eisenbetonbau
1045	Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton
1046	Bestimmungen für Ausführung ebener Steindecken
1047	Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton
1048	Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Die Normblätter sind zu beziehen durch

Beuth-Verlag GmbH, Berlin SW 19

Beuthstr. 8.

Der Deutsche Normenausschuß auf der Leipziger Messe.

Die diesjährige Meßausstellung des Normenausschusses befindet sich in

Halle 9, Stand 667.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Ingenieurhaus

5. Jahrgang | 12. März 1926 | Nr. 3

INHALT:

Vereinheitlichung in der Ent- und Bewässerungstechnik 13
Sitzungsbericht 14
Änderung der schweizerischen Normen für Bindemittel
Die Normung im Rohrleitungsbau 14
Normblattentwürfe
DIN E 1634 Kleineisen, Liefervereinbarungen 15
DIN E 1636 Unbearbeitete Weichenplatten, Liefervereinbarungen 16
DIN E 1637 Radlenker, Liefervereinbarung 16
Erläuterungen zu den Normblattentwürfen 16

Vereinheitlichung in der Ent- und Bewässerungstechnik

Von Magistratsoberbaurat Wienicke, Berlin

Als der Normenausschuß im Jahre 1920 seine segensreiche Tätigkeit auf dem Gebiet der Kanalisation und Grundstücksentwässerungsanlagen begann, bearbeitete er naturgemäß zunächst die wichtigsten Gegenstände des Gebiets, die einer Vereinheitlichung am dringendsten bedurften. Normenblätter für Abflußrohre, Muffendeckel, Reinigungsrohre, Formstücke, DIN 364, 538—545, und Sinkkästen, DIN 590—592, Aufsätze für Hofabläufe, DIN 597—598, Normen für Steinzeugrohre, DIN 1203—1206, und anderes wurden der Öffentlichkeit bereits übergeben. Aufsätze für Straßenabläufe, Absperrschieber und Schachtdeckel unterliegen zur Zeit noch der Bearbeitung. Mit ihrer Erledigung kann aber die Aufgabe der Normung auf dem vorliegenden Gebiet noch nicht als beendet angesehen werden.

Nicht nur die auf der Hand liegenden Vorteile der Hersteller und Händler verlangen eine immer weitergehende Normung der für die Entwässerung der Grundstücke erforderlichen Gegenstände. In vielen Fällen wird sich auch für die Organe der überwachenden Polizeiverwaltung eine erhebliche Erleichterung bei der Beaufsichtigung ausgeführter Anlagen ergeben, insbesondere dann, wenn die genormten Gegenstände äußerlich als solche gekennzeichnet sind. Hingewiesen sei hier nur auf die Feststellung der Wasserverschlußtiefe bei Geruchverschlüssen, deren Konstruktion äußerlich nicht ohne weiteres zu erkennen ist. Dem Verbraucher werden die Nachteile der jetzigen regellosen Wirtschaft in besonderen Fällen handgreiflich vor Augen geführt, wenn er z. B. den abgenutzten Holzwulst seines Ausgusses erneuern will und die Kosten für Einzelanfertigung bezahlen muß, weil ein passendes Ersatzstück nicht zu bekommen ist, ebensowenig wie ein für seinen Spültisch passendes emailliertes Ersatzbecken. Im übrigen wird es ihm nur selten bewußt werden, welchen erheblichen Anteil an der Höhe der von ihm zu begleichenden Rechnung die hohen Hersteller- und Lagerkosten sowie umständliche Montage bei Neuausführungen und Instandsetzungen haben.

Welcher Luxus in bezug auf Reichhaltigkeit auf dem Gebiet der Kanalisationsgegenstände in Deutschland noch nach dem Verlust des Krieges herrscht, mag man daran erkennen, daß eine Firma nach dem von ihr herausgegebenen Katalog allein 20 verschiedene gußeiserne Ausgüsse auf Lager hält, nicht inbegriffen Ausgüsse mit Hahnloch und solche für Eckeinbauten. Dazu kommen dann noch 11 verschiedene, die zwar nicht auf Lager gehalten, wohl aber auf Bestellung geliefert werden. Hier ist eine Normung dringend erwünscht, die sich auf die Abflußstutzen, auf Höhe und Weite der Rückwand und die Lage des Hahnloches zu erstrecken hätte. Sind die Becken mit aufschraubbaren Holzwulsten versehen, so ist auch die Form des Beckenrandes zu normen. Das empfiehlt sich auch bei allen übrigen Becken für die Anbringung von Eimerstegen, die ebenfalls zu normen wären. Für Ausgußbecken ebenso wie für Waschbecken, Badewannen, Bidets usw., die eine Zuleitung von kaltem und warmem Wasser erhalten, ist auch die Entfernung der Lochmitten für die Anbringung der Hähne bzw. Mischbatterie einheitlich festzusetzen, nachdem zuvor die entsprechenden Maße für die Batterien selbst festgelegt sind. Ebenso wie die Ausgußbecken wären emaillierte gußeiserne Einsatzspültischbecken zu normen und von Waschbecken wenigstens die Abflußstutzen und die Weite der Abflußventile.

Für Klosetttrichter ist nicht nur eine Vereinheitlichung der Weite der Anschlußstutzen für Schmutz- und Spülwasser und ihrer Lage, sondern wegen des Auflegens der Klosettsitze, die jederzeit leicht auswechselbar sein müssen, auch der Form des oberen Beckenrandes nötig, naturgemäß im engen Zusammenhang mit der Form der Klosettsitze. Die Frage, ob die Anschlußstelle für zweiteilige gußeiserne Klosettkörper mit drehbarem Oberteil zu normen möglich ist, wäre zu prüfen.

Während die Normung der Bleigeruchverschlüsse einschließlich der Sonderkonstruktionen für beschränkte Bauhöhe sowie die der Bleirohre überhaupt erfolgen kann, sobald die Wandstärke der Bleirohre allgemein durch die bereits vorbereiteten neuen technischen Bestimmungen für den Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen endgültig festgelegt ist, empfiehlt es sich, die Normung der gußeisernen Geruchverschlüsse noch so lange hinauszuschieben, bis die infolge der wirtschaftlichen Lage Deutschlands aufgetauchte Frage, ob die Wandstärke der jetzigen deutschen Normalabflußröhren, abgesehen von der Muffe, nicht verringert werden kann, geklärt ist. Wünschenswert wäre es, an Stelle der jetzt allgemein vorrätig gehaltenen zwei Sorten Abflußröhren mit nur einer in allen Fällen auskommen zu können. Bis dahin wäre auch mit der Normung der Balkonabzweige und der Dunstrohrerweiterungen zu warten.

Weiter hätte sich die Arbeit des Normenausschusses auf die Vereinheitlichung der Fußbodeneinläufe ohne Sinkkasten zu erstrecken, die heute ähnlich wie die Ausgüsse ein gar buntes Bild abgeben.

Der schweren Schachtdeckel hat sich der Normenausschuß zwar schon angenommen, doch die Normung der leichten, für Zwecke aller Art steht noch aus, ist aber durchaus zweckmäßig, ebenso wie die der Hahngrubenabdeckungen. Nach der Normung der Steigeisen schließlich wäre alles erfaßt, was die Schächte überhaupt betrifft.

Schließlich sei noch auf die frostfreiliegenden Schutt- und Geruchverschlüsse für Regenröhren und auf die gußeisernen Trottoirrinnen hingewiesen.

Ein großes Feld für weitere Betätigung bietet sich also dem Normenausschuß. Doch eine Vorbedingung ist dafür zunächst zu erfüllen: Alle, die dazu berufen sind, müssen tatkräftig zugreifen, um den bereits genormten Gegenständen zu möglichst schneller Einführung zu verhelfen. Andernfalls kann es nicht ausbleiben, daß sich bei den Herstellern, denen in erster Linie zunächst neue Kosten erwachsen, eine gewisse Zurückhaltung schon bei der Beratung über die neu zu normenden Gegenstände bemerkbar macht zum Schaden für die Allgemeinheit und einzelnen Verbraucher.

Sitzungsbericht

über die Sitzung des Arbeitsausschusses zur Normung der Nägel und Drahtstifte am 23. Februar 1926 in Berlin

Das Blatt für runde, gewöhnliche Drahtstifte war bereits in der Baunormung am 3. Juli 1925 veröffentlicht und hat, wie die übrigen Vorschläge, in Erzeugerkreisen eine Vorberatung erfahren. Diese Besprechungen, zusammen mit den Verhandlungen im Gesamtausschuß, zeitigten folgende Ergebnisse:

Der Entwurf DIN E 1151 (Baunormung vom 3. Juli 1925) wurde geteilt in:

1. DIN 1151 = Runde gewöhnliche Drahtstifte, Kopf flach oder flach versenkt.
2. DIN 1152 = Runde gewöhnliche Drahtstifte, Kopf gestaucht.
3. DIN 1153 = Runde gewöhnliche Drahtstifte, Kopf tief versenkt.

Für die Blätter DIN 1151 und DIN 1152 sind die Abmessungen festgelegt. Die Ausarbeitung des Entwurfes DIN 1153 wurde von einem Mitglied des Arbeitsausschusses übernommen.

Weiter wurden folgende neu aufgestellte Normblattentwürfe durchberaten und zur Veröffentlichung freigegeben:

DIN 1154 = Stifte mit halbrundem Kopf, umfaßt die nunmehr genormten Stifte mit halbrundem Kopf, die bisher in den Listen des Eisenhandels unter den verschiedensten Bezeichnungen, wie Glaserstifte, Portemonnaiestifte usw., vorhanden waren.

DIN 1155 = Stifte ohne Kopf (Fischbandstifte, Rahmenstifte) zeigt im Gegensatz zur bisherigen Übung die Stifte nach der Form zusammengefaßt. In der ersten Tabelle sind Fischbandstifte, Rahmenstifte usw. enthalten; in der zweiten Tabelle die Verbandstifte aufgeführt, die in runder und vierkantiger Form geliefert werden.

DIN 1156 = Tapeziererstifte (Kammzwecken, Gurtstifte). Unter diesem Sammelnamen sind die Kammzwecken und Gurtstifte zusammengefaßt, die blank oder gebläut geliefert werden.

DIN 1157 = Hakenstifte umfaßt Telephonhaken, Rabitzhaken [rund oder vierkantig] und die Faßhaken [vierkantig, blank oder blau].

DIN 1158 = Krampen, enthält Krampen, Schlaufen und Pantoffelklammern in den verschiedensten Ausführungsarten.

DIN 1159 = Rohrstifte, legt Schiefer-, Rohr- und Pappstifte, sowie Stahlrohrstifte fest.

DIN 1160 = Keilstifte (Stemmnägel) und

DIN 1161 = Bügelstifte. Diese beiden Blätter wurden in der vorgeschlagenen Aufstellung ohne Änderung angenommen.

DIN 1162 = Kantige gewöhnliche Drahtstifte,
a) mit flachem Kopf,
b) mit gestauchtem Kopf,
c) mit Hufnagelkopf,
enthält eine Auswahlreihe des Blattes DIN 1151.

Die Sonderstifte für Schuhfabrikation wurden von einer Kommission der in Frage kommenden Fabrikanten zur Ausarbeitung übernommen:

Das Blatt über Formerstifte wurde dem Verein Deutscher Eisengießereien zur Bearbeitung überwiesen.

Bei der Behandlung der Verpackungsfrage wurde vereinbart, die alte Verpackungsart beizubehalten, die Größenstufung der Packungen aber für die verschiedenen Nägelsorten gleich groß zu wählen, so daß künftig eine Einheitspackung vorhanden ist.

Für alle Blätter wurde der Werkstoff festgesetzt. Sonderausführungen (vermessingt, gebläut, blank) sind bei Bestellung besonders anzugeben. Die in der Sitzung behandelten Normblattentwürfe sollen vom Normenausschuß der Deutschen Industrie redaktionell durchgearbeitet und nach Prüfung durch den Obmann und die Normenprüfstelle in der Fachpresse zur Veröffentlichung gebracht werden.

Änderung der schweizerischen Normen für Bindemittel.

Wie die Materialprüfungsanstalt der Eidgenössischen Technischen Hochschule bekannt gibt, haben die bei den schweizerischen Portlandzementen erreichten Qualitätsbesserungen, die seit der Aufstellung der Festigkeitsvorschriften vom Jahre 1920 zu verzeichnen sind, zu einer Erhöhung der bisher geltenden Normenfestigkeiten für Portlandzemente geführt. Gleichzeitig ergab sich die Notwendigkeit, auch die hochwertigen Zemente, die in den Vorschriften von 1920 nur angedeutet worden sind, einheitlich zu benennen und für sie ebenfalls Normenfestigkeiten aufzustellen.

Die vorgenommenen Änderungen und Ergänzungen wurden vorgängig vom Verein schweizerischer Zement-, Kalk- und Gipsfabrikanten und vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein durchberaten und in der vorliegenden Fassung angenommen. Die Revision, die sich ausschließlich auf Artikel 10 und Artikel 22 der Vorschriften von 1920 bezieht, schreibt vor:

A. Für Portlandzement werden die Festigkeitszahlen bei Wasserlagerung in Abänderung und Ergänzung von Artikel 22, folgendermaßen festgesetzt:

Lagerungsdauer	Zugfestigkeit in kg je Quadratzentimeter	Druckfestigkeit in kg je Quadratzentimeter
nach 7 Tagen	20	230
„ 28 „	28	325

B. Hochwertige Zemente: Die in Artikel 10 der bisher geltenden Vorschriften erwähnten Spezialzemente mit außergewöhnlich hohen Anfangsfestigkeiten werden in Zukunft als „Hochwertige Zemente“ (Ciments à hautes résistances) bezeichnet. Ihrer chemischen Zusammensetzung entsprechend werden sie eingeteilt in 1. Hochwertigen Portlandzement (Ciment Portland à haute résistance); 2. Tonerde- oder Schmelzzement (Ciment alumineux ou ciment fondu).

1. Hochwertiger Portlandzement entspricht in seiner Zusammensetzung dem Portlandzement und unterscheidet sich von demselben nur durch besondere Aufbereitung und schärfere Sinterung. — Mit Ausnahme der Normenzahlen für Zug- und Druckfestigkeit haben alle für Portlandzement gültigen Normenvorschriften auch für die hochwertigen Portlandzemente Geltung. Infolge der besonderen Anwendungsverhältnisse der hochwertigen Zemente werden für die nach Art. 22 erzeugten und gelagerten Probekörper folgende Mindestfestigkeiten festgesetzt:

Lagerungsdauer:	Zugfestigkeit in kg je Quadratzentimeter	Druckfestigkeit in kg je Quadratzentimeter
nach 3 Tagen	28	325
„ 7 „	35	500
„ 28 „	40	650

2. Tonerde- oder Schmelzzement ist in seiner Zusammensetzung von Portlandzement grundsätzlich verschieden; er ist das Schmelzprodukt aus tonerdereichem Material (Bauxit) und Kalk. — Da der Schmelzzement noch keine wesentliche Verwendung gefunden hat, erübrigt es sich, heute schon Normen für denselben aufzustellen.

Die Teilrevision der schweizerischen Bindemittelnormen ist am 1. Januar 1926 in Kraft getreten.

Die Normung im Rohrleitungsbau

Seit einiger Zeit mehren sich die Anfragen nach dem Stand der Arbeiten im Rohrleitungsbau in einem derartigen Umfange, daß es zur Entlastung der Geschäftsstelle des NDI notwendig ist, hierüber nachstehendes bekanntzugeben:

Bis einschließlich Nenndruck 40, d. h. bis einschließlich 32 kg/cm² Betriebsdruck für Heißdampf, sind die Normblätter über Druckstufen, Nennweiten, Rohre und Flansche vom Vorstande genehmigt.

Um eine möglichst weitgehende Abstimmung mit einigen Auslandsnormen zu erzielen, waren noch Verhandlungen erforderlich, die die Herausgabe der Blätter noch nicht ermöglichten. Mit dem Ausdruck der Blätter ist nunmehr begonnen, doch läßt sich der endgültige Termin für den Vertrieb dieser Blätter zur Zeit noch nicht bestimmen. Gebeten wird, über den Zeitpunkt der Herausgabe der Normblätter die Veröffentlichungen in den „Mitteilungen des NDI" in der Zeitschrift „Der Maschinenbau" zu verfolgen.

Über Nenndruck 40 konnten im Fachnormenausschuß für Rohrleitungen Verhandlungen noch nicht erfolgen. Zurzeit liegt den Mitgliedern des Fachnormenausschusses ein Entwurf vor. Wenn dieser Entwurf für einige Ausführungen von Auftraggebern für verbindlich erklärt wurde, so kann dies lediglich als private Lieferbedingung des betreffenden Auftraggebers angesehen werden. Es muß darauf hingewiesen werden, daß dieser Entwurf bis zum Abschluß der Beratungen noch Änderungen erfahren kann. Dieser Hinweis ist erforderlich, um späteren Einsprüchen gegen etwaige Änderungen vorzubeugen. Die Geschäftstelle.

Noch nicht endgültig

Kleineisen
Liefervereinbarungen

DIN
Entwurf 1
E 1634

Unter Kleineisen sind hier die zur Befestigung der Schienen unter sich und mit den Schwellen erforderlichen Oberbauteile zu verstehen.

I. Art und Eigenschaft

Herstellung

Kleineisenzeug ist aus Stahl herzustellen. Das Herstellungsverfahren des Stahles ist im Angebot anzugeben.

Kennzeichnung

Jedes Stück ist mit einem Werkzeichen, den beiden letzten Ziffern des Lieferungsjahres und mit der auf der Zeichnung etwa angegebenen Gattungsnummer an vorgeschriebener Stelle zu versehen. Die Zeichen müssen so deutlich angebracht werden, daß sie dauernd sichtbar bleiben.

Äußere Beschaffenheit

Die Teile dürfen keine Risse, Brandlöcher, Walznähte oder sonstige Fehler, die die Verwendbarkeit beeinträchtigen, haben. Verkitten oder Zuhämmern von Rissen und ähnliche Nacharbeiten zum Verdecken von Fehlern sind verboten. Walzsplitter und Schalen sind an den Anlageflächen nicht zulässig. An anderen Stellen dürfen sie bis 1 mm dick sein, müssen aber dann weggemeißelt werden.

Löcher werden nach Vereinbarung kalt oder warm gestanzt oder gebohrt.

Der Grat ist zu beseitigen.

Hakennägel

Die Köpfe müssen mit dem Schaft aus einem Stück in Gesenken geschmiedet oder gepreßt werden.

Der Schaft der Hakennägel muß glatt und gerade sein, er soll am Ende ebene glatte Flächen und eine scharfe Kante haben. Beim Schneiden oder Pressen entstandener Grat ist sorgfältig zu entfernen.

Schwellenschrauben, Laschen- und Hakenschrauben

Die Köpfe müssen voll und sauber mit dem Schaft aus einem Stück in Gesenken ohne Faltenlegung geschmiedet oder gepreßt werden. Die Schwellenschrauben sind zu verzinken, wenn das Gewinde in kaltem Zustande hergestellt wird.

Bei Laschen- und Hakenschrauben sind die Verstärkungen am Schaft glatt und voll auszupressen. Die Muttern sollen gleichmäßigen Gang haben und sich auf ½ bis ¾ ihrer Höhe mit der Hand und dann mit einem bei dem Besteller üblichen Schlüssel ohne Anstrengung auf das Gewinde aufdrehen lassen.

Laschen

Die Laschen müssen so gerade sein, daß die Flächen, mit denen sie den Kopf und Fuß der Schiene berühren, auf ganzer Länge zur Anlage kommen.

Die Seitenflächen der Klinkungen an den Laschen müssen glatt und eben sein. Die Klinkungen sind mit Rundungen nach Zeichnung auszuführen. Abweichungen im Abstande der Klinkungen voneinander und in der Größe bis je ± 2 mm sind zulässig.

Unterlegplatten, Hakenplatten und Klemmplatten

Die Auflageflächen müssen eben sein.

II. Abweichungen

Maße

Laschen, Unterlegplatten und Hakenplatten

Von der vorgeschriebenen Länge (Walzrichtung) sind Abweichungen bis ± 3 mm gestattet. Für Löcher sind in der Lage und in der Größe Abweichungen bis ± 0,5 mm zulässig.

Laschen

Im Abstand der Anlageflächen sind Abweichungen bis ± 0,25 mm, in der Dicke bis ± 0,5 mm und in den übrigen Abmessungen bis ± 1 mm zulässig. Die vorgeschriebene Neigung der Anlageflächen muß genau innegehalten werden.

Unterlegplatten und Hakenplatten

In der Dicke sind Abweichungen bis ± 0,5 mm gestattet.

In der Hakenlänge und Zapfenlänge (Walzrichtung) sind Abweichungen von je ± 1 mm gestattet.

Schwellenschrauben

Der Vierkant des Kopfes und die Neigung der unteren Kopffläche sind genau herzustellen. Das Gewinde ist sauber und glatt einzuwalzen oder einzuschneiden. Im Kerndurchmesser sind Abweichungen bis ± 0,5 mm zulässig.

Gewicht

Sofern nicht das Sollgewicht, errechnet aus Abmessungen und spezifischem Gewicht 7,85, feststeht, wird es durch Abwiegen von 50 Stück maßhaltiger Kleineisenteile festgestellt. Als Durchschnittsgewicht gilt das aus 5 % der Liefermenge ermittelte Gewicht.

Das Durchschnittsgewicht darf höchstens 3 % größer oder 2 % kleiner sein als das Sollgewicht.

III. Werkstoffprüfung

Die Zähigkeit wird durch Biegeversuche, Faltversuche und durch nachstehend bezeichnete Versuche, die Festigkeit durch Zugversuche geprüft.

Zugversuch nach DIN 1605, Festigkeit 37 bis 50 kg/mm².

Laschen, Klemmplatten

Die Laschen sind hochkant bei 420 mm Stützweite in geeigneten Sätteln zu lagern und unter einer Presse zu belasten. Bei den Biegeversuchen müssen die Winkellaschen im kalten Zustande eine bleibende Durchbiegung von mindestens 6 mm und die Flachlaschen von mindestens 10 mm zulassen, ohne Risse im metallischen Werkstoff oder Brüche zu zeigen.

Klemmplatten

Die Klemmplatten müssen ein Auftreiben der Löcher in Längsrichtung um 2 mm gestatten, ohne Risse im metallischen Werkstoff zu zeigen. Dabei ist ein Dorn oder ein Keil mit der Neigung 1 : 20 anzuwenden. Die Knaggen sind durch Handhammerschläge zu prüfen.

Hakennägel, Schwellenschrauben, Laschenschrauben, Hakenschrauben

Hakennägel und Schwellenschrauben müssen sich über einen Dorn, dessen Durchmesser gleich der Dicke des Probestückes ist, um 180° ohne Rißbildung biegen lassen (s. DIN 1605, IIIa).

Sollen Laschen- oder Hakenschrauben durch Andrehen der Mutter abgewürgt werden, so soll sich der Schraubenschaft strecken, bevor er bricht.

IV. Abnahme

Der Abnehmer kann von je 500 Stück der Lieferung ein Stück zur Prüfung auswählen.

Genügt eine Werkstoffprüfung nicht, so müssen zwei neue Proben entnommen werden. Genügt eine hiervon nicht, so kann die zugehörige Menge verworfen werden.

4. Februar 1926

Einspruchsfrist bis 1. Mai 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Unbearbeitete Weichenplatten

Liefervereinbarungen

DIN Entwurf 1 E 1636

I. Art und Eigenschaft

Herstellung

Die Platten sind aus Stahl herzustellen. Das Herstellungsverfahren des Stahles ist im Angebot anzugeben.

Kennzeichnung

Jede Platte muß das Werkzeichen und die beiden letzten Ziffern der Jahreszahl der Lieferung tragen. Diese Zeichen müssen so deutlich angebracht sein, daß sie dauernd sichtbar bleiben.

Äußere Beschaffenheit

Die Platten müssen eben und gleichmäßig dick sein. Die Kanten müssen gerade und glatt sein. Jeder Grat ist sauber zu beseitigen.

Die Platten dürfen keine Risse, Brandlöcher oder sonstige Fehler, die die Verwendbarkeit beeinträchtigen, haben. Verkitten oder Zuhämmern von Rissen und ähnliche Nacharbeiten zum Verdecken von Fehlern sind verboten. Walzsplitter und Schalen dürfen bis 1 mm dick sein, müssen aber dann weggemeißelt werden.

II. Abweichungen

Maße

Die Abmessungen sind bei Bestellung anzugeben. In der Länge sind Abweichungen bis ± 10 mm, in der Breite bis $\frac{+2}{-1}$ mm und in der Dicke bis $\pm 0{,}5$ mm zulässig.

Gewicht

Sofern nicht das Sollgewicht, errechnet aus Abmessungen und spezifischem Gewicht 7,85, feststeht, wird es durch Abwiegen von 50 Stück maßhaltiger Weichenplatten festgestellt. Als Durchschnittsgewicht gilt das aus 5 % der Liefermenge ermittelte Gewicht. Das Durchschnittsgewicht darf höchstens 3 % größer oder 2 % kleiner sein, als das Sollgewicht.

III. Werkstoffprüfung

Zugfestigkeit und Zähigkeit werden durch Zugversuch und Lochversuch geprüft.

Zugversuch nach DIN 1605

Kurzstab (100 mm Meßlänge). Festigkeit 37 bis 50 kg/mm², bezogen auf die Walzrichtung. Dehnung mindestens 20 %.

Lochversuch

Die Platten müssen sich mit einem Vierkant-Lochstempel von 20 mm Seitenlänge bei einem Abstande der Lochkante von 15 mm vom Plattenrande kalt lochen lassen, ohne Anrisse zu zeigen.

IV. Abnahme

Probeentnahme

Der Abnehmer kann von je 200 Platten oder einer Teillieferung von geringerer Stückzahl eine Platte zur Prüfung auswählen.

Befindet sich unter den Platten eine mit geringen Fehlern (Schönheitsfehlern), so kann diese zu den Versuchen verwendet werden.

Abnahmeprüfung

Die Abnahmeprüfung erfolgt auf dem liefernden Werke, falls nichts anderes vereinbart wird.

Genügt eine Werkstoffprüfung nicht, so müssen zwei neue Proben entnommen werden. Genügt eine hiervon nicht, so kann die zugehörige Menge verworfen werden.

Entsprechen die äußere Beschaffenheit und die Maßabweichungen der Teilmenge nicht den Anforderungen, so kann die Abnahme abgelehnt werden.

4. Februar 1926

Einspruchsfrist bis 1. Mai 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Noch nicht endgültig

Radlenker

Liefervereinbarungen

DIN Entwurf 1 E 1637

I. Art und Eigenschaft

Herstellung

Die Radlenker sind aus Stahl zu walzen. Das Herstellungsverfahren des Stahles ist im Angebot anzugeben.

Kennzeichnung

Jeder Radlenker muß das Werkzeichen und je nach Vereinbarung die Jahreszahl der Herstellung oder der Verwendung in erhabener Form tragen.

Äußere Beschaffenheit

Die Radlenker werden nach dem Richten unter der Presse entsprechend der Zeichnung gebogen und geknickt. Die Knicke sind möglichst scharf auszubilden. Der Schnittpunkt der Verlängerung der Leitkanten darf höchstens 3 mm von der wirklichen Radlenkerkante abweichen.

Die fertigen Radlenker dürfen nicht windschief sein.

Die Radlenker dürfen keine Risse, Brandlöcher, Walznähte oder sonstige Fehler, die die Verwendbarkeit beeinträchtigen, haben. Verkitten oder Zuhämmern von Rissen und ähnliche Nacharbeiten zum Verdecken von Fehlern sind verboten. Walzsplitter und Schalen dürfen bis 1 mm dick sein, müssen aber dann weggemeißelt werden.

Die Schnittränder sind zur Beseitigung des Grates leicht abzufasen.

Die in der Bestellzeichnung vorgesehenen Löcher sind zu bohren und zu entgraten.

II. Abweichungen

Querschnitt

Das Profil ist bei Bestellung anzugeben. In der Fußbreite sind Abweichungen bis $\pm$ 1 mm, in der Höhe und in den übrigen Abmessungen bis $\pm$ 0,5 mm gestattet.

Länge

Die Längen sind bei Bestellung vorzuschreiben. Abweichungen sind bis $\pm$ 5 mm gestattet.

Lage und Größe der Löcher

Abweichungen von der auf der Bestellzeichnung vorgeschriebenen Lage und Größe der Löcher sind bis $\pm$ 1 mm gestattet.

Gewicht

Sofern nicht das Sollgewicht, errechnet aus Abmessungen und spezifischem Gewicht 7,85, feststeht, wird es durch Abwiegen von 50 Stück genau gefertigter Radlenker festgestellt. Als Durchschnittsgewicht gilt das aus 5 % der Liefermenge ermittelte Gewicht. Das Durchschnittsgewicht darf höchstens 3 % größer oder 2 % kleiner sein als das Sollgewicht.

III. Werkstoffprüfung

Zugfestigkeit und Zähigkeit werden durch Zugversuch geprüft.

Zugversuch nach DIN 1605

Kurzstab (100 mm Meßlänge)

Festigkeit mindestens 60 kg/mm², Dehnung mindestens 14%.

IV. Abnahme

Probeentnahme

Der Abnehmer kann von je 200 Radlenkern oder einer Teillieferung von geringerer Stückzahl einen Radlenker zur Prüfung auswählen.

Befindet sich unter den Radlenkern einer mit geringen Fehlern (Schönheitsfehlern), so kann dieser zu den Versuchen verwendet werden.

Abnahmeprüfung

Die Abnahmeprüfung erfolgt auf dem liefernden Werke, falls nichts anderes vereinbart wird.

Genügt eine Werkstoffprüfung nicht, so müssen zwei neue Proben entnommen werden. Genügt eine hiervon nicht, so kann die zugehörige Menge verworfen werden.

Entsprechen die äußere Beschaffenheit und die Maßabweichungen der Teilmenge nicht den Anforderungen, so kann die Abnahme abgelehnt werden.

4. Februar 1926

Einspruchsfrist bis 1. Mai 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Erläuterungen zu den Normblattentwürfen

DIN E 1634, 1636, 1637.

E 1634 Kleineisen, Liefervereinbarungen
E 1636 Unbearbeitete Weichenplatten, Liefervereinbarungen
E 1637 Radlenker, Liefervereinbarungen

Entwürfe 1 (Seiten N 22 und 23)

Die vorliegenden Entwürfe sind die Ergebnisse der Beratungen der Gruppe II „Eisenbahnbaustoffe" des Werkstoffausschusses Eisen und Stahl. Die Entwürfe mußten bis jetzt zurückgehalten werden, weil die Zustimmung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute für die Erzeuger und des Eisenbahn-Zentralamtes als größter Verbraucher noch nicht vorlag. Seitens der Reichsbahn besteht allerdings noch ein Einwand, der die Längen der unbearbeiteten Weichenplatten betrifft. Der Entwurf sieht für die Länge eine zulässige Abweichung von $\pm$ 10 mm vor, während die Reichsbahn $\pm$ 5 mm fordert.

Die Entwürfe über Schienen und Schwellen sind bereits am 25. Oktober 1923 in den NDI-Mitteilungen veröffentlicht worden und gehen demnächst an den Vorstand zur Genehmigung.

Die weitere Bearbeitung der Blätter über Achsen und Radreifen dagegen wurde auf ein Jahr zurückgestellt, weil noch eingehende Untersuchungen notwendig sind.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27

5. Jahrgang **9. April 1926** **Nr. 4**

INHALT:

Neu erschienene Normenblätter 17
Internationale Normungskonferenz in New York 17
Sitzungsberichte:
Arbeitsausschuß für gußeiserne Kanalisationsgegenstände . . . 17
Schamotte-Ausschuß 18
Unterausschuß für Prüfverfahren 18
Unterausschuß für Formgebung 19
Vorzugsreihe für Rechteckeisen 20
Mitteilungen der Geschäftstelle 20

Neu erschienene Normblätter

Abmessungen und statische Werte der Normalprofile

DIN 1025 Blatt 1 u. 2	**I-Eisen** **Breit- und parallelflanschige I-Eisen** **Wagenbau I-Eisen**
DIN 1026 Blatt 1 bis 3	**[-Eisen** **Schiffbau [-Eisen** **Wagenbau- und Stellwerkbau [-Eisen**
DIN 1044	**Zeichen im Eisenbetonbau**
DIN 1045	**Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton**
DIN 1046	**Bestimmungen für Ausführung ebener Steindecken**
DIN 1047	**Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton**
DIN 1048	**Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton**

Internationale Normungskonferenz in New York

Im April d. J. findet in New York auf Einladung des American Engineering Standards Committee eine Aussprache der nationalen Normenausschüsse über internationale Zusammenarbeit statt. Die Vorgeschichte der internationalen Normungsarbeit reicht bis in das Jahr 1921 zurück, in dem zum erstenmal die Sekretäre der Normenausschüsse vom englischen Normenausschuß eingeladen wurden und dort zusammenkamen.

Infolge der weltwirtschaftlichen Durchdringung der nationalen Volkswirtschaften ergab sich ganz natürlich mit der fortschreitenden nationalen Normungsarbeit eine zunehmende Beeinflussung der Export- und Import-Industrien und das Übergreifen der Normen eines Landes in die Wirtschaft eines anderen Landes. Aus diesen Verhältnissen entstand das Bedürfnis, die nationalen Normen der verschiedenen Länder möglichst frühzeitig während der Entwicklung der Normen abzugleichen, um die Vorteile, die die Vereinheitlichung eines Gegenstandes innerhalb einer Volkswirtschaft auf ein zwar durch Staatsgrenzen getrenntes, aber wirtschaftlich eng zusammenhängendes internationales Gebiet zu übertragen. Man bemühte sich, durch schriftliche und mündliche Verbindung zwischen den Normenausschüssen einzelner Länder die gegenseitige Abgleichung der Normen zu erreichen. Durch technische Informationskonferenzen und durch den gegenseitigen Besuch einzelner Fachleute ist es auch gelungen, recht wertvolle Arbeiten zu leisten. Erwähnt sei nur ein Teil der Normen für Kugellager, die heute schon eine internationale Norm darstellen. Recht gute Ansätze zeigen sich bei den Gewinden und bei den Papierformaten. Es war nur natürlich, daß sich diese engere Zusammenarbeit in erster Linie zwischen den in der Normung am weitesten vorgeschrittenen Ländern entwickelte, da hier das Bedürfnis nach gegenseitiger Abgleichung am dringendsten auftrat. Je mehr Länder aber die Normungsarbeit aufnahmen und nationale Normenausschüsse bildeten, um so stärker macht sich das Bestreben geltend, die internationale Zusammenarbeit durch festere Vereinbarungen zu regeln, um den Gedanken der Wirtschaftlichkeit, der ja das Ziel jeder Normung ist, auch bei der sehr kostspieligen internationalen Zusammenarbeit in der Normung zu verwirklichen.

Auf der letzten technischen Informationskonferenz im Herbst v. J. in Zürich fanden Vorbesprechungen über eine engere internationale Zusammenarbeit statt, in deren Verfolg der Sekretär des englischen Normenausschusses — Herr Le Maistre — gemeinsam mit Holland einen Plan ausarbeitete und den nationalen Normenausschüssen zur Stellungnahme übersandte. Dieser Plan schlägt verhältnismäßig weitgehende Bindungen für die nationale Normungsarbeit vor.

Die Schweiz, die auf Grund der ersten Zusammenkunft der Sekretäre in London 1921 als die Zentralstelle mit der Verfolgung nationaler Normungsfragen beauftragt wurde, hat auf Grund ihrer Erfahrungen in den letzten 5 Jahren einen Gegenvorschlag ausgearbeitet, der nicht so weitgehende Bindungen vorsieht und der nach Ansicht des deutschen Normenausschusses eine glückliche Regelung der Vereinbarungen wenigstens für die nächsten Jahre darstellt. Beide Vorschläge stehen in New York zur Beratung.

Von den bis heute bestehenden 20 Normenausschüssen werden alle wichtigen Industriestaaten, darunter auch Deutschland, auf der Tagung vertreten sein. Über das Ergebnis der Tagung wird an dieser Stelle berichtet werden.

Sitzungsberichte

Arbeitsausschuß für gußeiserne Kanalisationsgegenstände

14. Sitzung am 23. März 1926 in Berlin, Ingenieurhaus

Die Einspruchsfrist für die am 25. September 1925 in Heft 10 der Baunormung zur öffentlichen Kritik gestellten Vorstandsvorlagen DIN 1207—1210 „Aufsätze für Straßenabläufe mit Schmalrost" war am 15. November 1925 abgelaufen. Lediglich ein Einspruch vom Tiefbauamt der Stadt Dresden war eingegangen mit dem Antrag, die nach außen konisch verlaufende Form des Rahmens durch senkrechte Wände zu ersetzen, die Rostauflagerflächen zu vergrößern und zur Vermeidung des Ausgleitens die gesamte Rostoberfläche zu riffeln. Der Versuch, durch Schriftwechsel mit der Stadt Dresden diese Einwände zu beseitigen, führte zu keinem Ergebnis und machte es notwendig, auch diese Fragen zusammen mit den Entwürfen für Steigeisen, Keller- und Deckensinkkasten, sowie Schachtabdeckungen in einer Ausschußsitzung zu behandeln. Als Ergebnis der Sitzung liegen folgende Beschlüsse vor:

Die Rahmen- und Rostgrößen der Aufsätze für Straßenabläufe mit Schmalrost nach DIN 1207 bis 1210 bleiben bestehen mit der Änderung, daß die Bordsteinseite des Rahmens wegen des besseren Anschlusses an den Bordstein senkrecht ausgeführt wird. Der Vorschlag Dresdens, statt der Eckauflager ein innerhalb des ganzen Rahmens herumlaufendes Auflager zu schaffen, wurde abgelehnt, da das allseitig durchlaufende Auflager eine Bearbeitung der Auflagerflächen am Rost und Rahmen bedingt und hierdurch die Ausführung für normale Verhältnisse unnötig verteuern würde. Von dem Einbau eines Auflagers in der Mitte der Längswand wird wegen der damit verbundenen statisch unbestimmten Lagerung des Rostes abgeraten. Um nun den nicht unerheblichen Beanspruchungen, denen die Rostauflager durch den ständig wachsenden Wagenverkehr ausgesetzt sind, gerecht zu werden, wird beschlossen, die Eckauflager um 20 mm, also auf 120 mm, zu verlängern und die Breite von 18 mm auf 20 mm festzulegen. Von einer Riffelung der Rostoberfläche wird wegen der dadurch begünstigten Verschmutzung der Roste Abstand genommen. Jedoch haben Erfahrungen gelehrt, daß für alle Rostgrößen und nicht, wie ursprünglich vorgesehen, nur für die Rostgröße 406 × 525, die Querrippe zur Anwendung kommen muß, eine Forderung, die besonders durch das Einklemmen der Fahrradreifen in die Rostschlitze ihre Berechtigung erhält. Zur Vereinfachung der Lagerhaltung und Erleichterung bei der Verlegung soll auf jedes Gußstück des Aufsatzes die entsprechende DIN-Nummer und die Herstellungsfirma aufgegossen werden. Nach Durchführung dieser Beschlüsse kann das Blatt dem Vorstand ohne nochmalige Veröffentlichung zur Genehmigung unterbreitet werden. Bei Neudruck der Normblätter „Straßenabläufe mit Breitrost" — DIN 593 bis 596 — sind die Beschlüsse über die Vergrößerung der Auflager und die Einführung der Querrippe bei allen Längsrosten ebenfalls durchzuführen.

Für die Normung der Steigeisen liegen Vorentwürfe einiger Städte und eine vom Obmann ausgearbeitete Zusammenstellung der in den verschiedensten Städten gebräuchlichen Hauptabmessungen für Steigeisen vor. Vereinbart wird, die Länge der Steigeisen mit 200 mm, die Breite mit 150 mm und den aus dem Schachtkörper herausstehenden Teil auf 130 mm Länge als Norm festzulegen. Die Krümmungen an den Ecken sollen nicht zu groß bemessen und von einer Riffelung am vorderen Eisenteil abgesehen werden, um ein Verschmutzen der Eisen zu vermeiden und dadurch dem Arbeiter ein sicheres Festhalten zu gewährleisten. Zur Ausarbeitung von Normblattentwürfen erklärt sich der Obmann bereit.

Von allen Vertretern der Herstellerfirmen wird nun auf die Tatsache hingewiesen, daß etwa 90% aller einlaufenden Bestellungen auf Keller- und Deckensinkkasten solche mit einem Auslauf unter 45° Neigung vorschreiben, und der Vorschlag gemacht, die als Norm festgelegten Decken- und Kellersinkkasten nach DIN 590 bis 592 mit einem Auslauf unter 10° Neigung durch die mit einer Auslaufneigung von 45° zu ersetzen. Die Aussprache zeitigte den Beschluß, eine neue Norm der Keller- und Deckensinkkasten mit einem Auslauf unter 45° Neigung festzulegen, jedoch auch die bisherigen Normen mit einem Auslauf unter 10° Neigung beizubehalten, da sie aus wirtschaftlichen Gründen von den Städten und der Entwässerungspolizei gefordert werden.

Die Normung der Schachtdeckel wird, da das bereitgestellte Material noch nicht genügend durchgearbeitet ist, auf die für Mitte Juni in Düsseldorf vorgesehene Sitzung des Arbeitsausschusses vertagt.

Schamotte-Ausschuß

Sitzung am 25. März 1926 in Berlin, Ingenieurhaus.

Vor Eintritt in die Tagesordnung wird festgestellt, daß in den Zuschriften, die auf die veröffentlichten Normblattentwürfe für Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe bei der Geschäftsstelle eingegangen sind, in verschiedenen Fällen der Zweck und das Ziel der Normung verkannt wurden. In den Arbeitsausschüssen des Normenausschusses wird die Vereinheitlichung als Gemeinschafts-Arbeit der Verbraucher- und Herstellergruppen durchgeführt. Als Unterlagen für die Arbeit diente das Material, das in den den zuständigen Verbänden angeschlossenen Firmen und Unternehmungen und in den wissenschaftlichen Instituten zusammengetragen ist. In einer großen Anzahl von Einwänden wird der Einspruch mit den an der Einspruch erhebenden Stelle vorliegenden reichen Erfahrungen begründet, aber das Material, auf das sich diese reichen Erfahrungen stützen, dem Ausschuß nicht übermittelt, so daß eine eingehende Nachprüfung nicht möglich ist. Die im Ausschuß vertretenen Verbände und persönlichen Mitarbeiter nehmen für sich in Anspruch, über die theoretischen und praktischen Verhältnisse eingehend unterrichtet zu sein. Aus dieser Kenntnis der Verhältnisse heraus ist die bis ins einzelne überlegte Fassung der Entwürfe entstanden, die der Fachwelt zur Kritik unterbreitet ist. Jeder Einwand aus Fachkreisen, der zur Verbesserung der Vorschläge des Ausschusses beitragen kann, wird eingehend geprüft werden. Die Einwände zu den Normblattentwürfen können jedoch nur dann sachlich behandelt werden, wenn die Einsprüche begründet und durch Zahlen oder Versuchsmaterial belegt sind.

Der Ausschuß beschließt, diese Feststellung ins Protokoll aufzunehmen.

Ferner ist ein Antrag des Bundes Deutscher Fabriken feuerfester Erzeugnisse auf Umbenennung des Schamotte-Ausschusses in „Hauptausschuß für feuerfeste Baustoffe" eingegangen. Es wird beschlossen, künftig den Schamotte-Ausschuß

Fachnormenausschuß für feuerfeste Baustoffe

zu nennen. Die Unterausschüsse

1. Formgebung
2. Prüfverfahren
3. Gütevorschriften

bleiben wie vorgesehen bestehen.

Als neues Mitglied des Fachnormenausschusses für feuerfeste Baustoffe wird Dr. Schulte vom Dampfkesselrevisionsverein Essen aufgenommen.

Darauf wurden die Verhandlungen des

Unterausschusses für Prüfverfahren

begonnen.

Der Sonderausschuß für Prüfverfahren, der die Aufgabe hat, die Vorschläge und eingelaufenen Einwände vorzuberaten, hat nach der letzten Hauptsitzung zweimal getagt. Der Obmann des Sonderausschusses berichtet über die eingelaufenen Einsprüche und Änderungsvorschläge zu den Normblattentwürfen DIN E 1061—1064 (s. Baunormung Nr. 11/1925), die von der Geschäftsstelle zusammengestellt den Sitzungsteilnehmern vorliegen. Die geänderten Punkte werden einzeln in der vom Sonderausschuß angenommenen Form verlesen und zur Beratung gestellt. Allgemein hat sich bei der Behandlung der Normblattentwürfe in dem Sonderausschuß herausgestellt, daß verschiedentlich auf die noch ausstehenden Gütenormen für feuerfeste Baustoffe Bezug genommen werden muß. Der Vertreter der Geschäftsstelle des Normenausschusses macht daher den Vorschlag, mit der Herausgabe der Normblätter für Prüfverfahren bis zur Erledigung der Gütenormen zu warten und die Blätter für Prüfverfahren und Gütenormung gemeinsam herauszugeben, in der heutigen Sitzung aber eine vorläufige Verabschiedung vorzunehmen. Der Vorschlag wird angenommen.

Im einzelnen wurden folgende Beschlüsse gefaßt:

Zu DIN 1061 — Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe —

Allgemeines, Begriffsbestimmung, Probeentnahme.

Abs. 1 und 2 bleiben in der veröffentlichten Form bestehen. Nach Abs. 2 werden nachstehende Zusätze eingefügt:

„Die Auswahl der auf DIN E 1062 bis DIN E (1069) aufgestellten Prüfverfahren und der Umfang, in dem das gewählte Prüfverfahren durchzuführen ist, bleibt besonderen Bestimmungen der Gütenormen vorbehalten.

Das gleiche gilt für die Auslegung der Werte, zu denen die einzelnen Prüfverfahren führen, da die Bestimmungsfehler zu berücksichtigen sind."

Abs. Begriffsbestimmung: Die endgültige Fassung dieses Absatzes steht noch aus. Bis zur Erledigung dieses Absatzes wurde das Blatt DIN E 1061 auch auf der Hauptausschuß-Sitzung des Bundes deutscher Fabriken feuerfester Erzeugnisse zurückgestellt.

Abs. Probeentnahme: bleibt sachlich bestehen. Hinter dem Wort Steinstapel wird als Erläuterung eingeschoben:

„der in Frage kommenden Lieferung bzw. des betreffenden Lieferungsteiles".

Der dritte Absatz der Erläuterungen zu 1) wurde durch nachstehenden Satz ergänzt:

„Ob das der Fall gewesen ist, muß in den Untersuchungsergebnissen angegeben werden. Die gleichen Prüfarten müssen von beiden Beteiligten an den von demselben Steine stammenden Drittelstücken vorgenommen werden. Eine Vereinbarung darüber hat bei der Probeentnahme zu erfolgen."

Als Anmerkung 2) wurde unter den Erläuterungen aufgenommen:

„Die Gewinnung der Drittelstücke für gewisse Untersuchungsarten muß in der Weise erfolgen, daß keine Veränderung des ursprünglichen Gefüges erfolgen kann, also nicht durch Zerschlagen, sondern durch Zerschneiden. Auf diese Sonderfälle ist in den Normblättern für die einzelnen Prüfungsarten besonders aufmerksam gemacht.

Die Vorschriften über Probeentnahme erstrecken sich ausschließlich auf ungebrauchte Steine neuer Lieferungen."

In dem Text des Normblattentwurfes ist durchweg für das Wort Probenahme „Probeentnahme" zu setzen.

Das Blatt ist hiermit vorläufig verabschiedet.

Zu DIN E 1062 — Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe —

Chemische Analyse.

Nach kurzer Aussprache werden die vom Sonderausschuß vorgeschlagenen Änderungen angenommen: Danach bleibt der erste Absatz in der veröffentlichten Form bestehen. Der Anfang des zweiten Absatzes erhält folgende Fassung:

„Das so gewonnene Probegut aller Steine oder einer zu vereinbarenden Anzahl wird vereinigt, gründlich gemischt und eine Durchschnittsprobe von etwa 200 g gezogen, gegebenenfalls durch mehrfaches Vierteln. Nach Entfernung . . ."

Als dritter Absatz wird aufgenommen:

„Im allgemeinen erfolgt die Vorzerkleinerung im Stahlmörser, die Feinzerkleinerung im Achatmörser."

Der Absatz Chemische Analyse erhält für die Schamottesteine folgende Fassung:

„Glühverlust, SiO_2, $Al_2O_3 + TiO_2$ (Tonerdegehalt im handelsüblichen Sinne) Fe_2O_3 (auf Wunsch TiO_2 und Al_2O_3 getrennt)"

Der letzte Absatz „Normen für Analysenverfahren . . ." fällt weg. Hierin stimmt der Unterausschuß dem Beschluß des Sonderausschusses zu, die Analysenverfahren nicht in das Normblatt aufzunehmen. Die von dem verstorbenen Herrn Dr. Stephan angefangene Arbeit betreffend die Zusammenstellung der einzelnen Analysenverfahren, die in den verschiedenen Gruppen und Verbänden üblich sind, übernimmt Herr Dr. König von der Fa. Dr. C. Otto & Co., Dahlhausen/Ruhr. Die Verbände und Gruppen werden gebeten, die üblichen Analysenverfahren der Geschäftsstelle des Normenausschusses bis zum 15. April ds. Js. mitzuteilen, die ihrerseits die eingereichten Unterlagen an Herrn Dr. König weitergibt. Darauf wird das Blatt DIN E 1062 in dem Ausschuß als verabschiedet erklärt.

Zu DIN 1063 — Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe —

Feuerfestigkeitsbestimmungen nach Segerkegeln.

Das Blatt ist auf Grund der eingegangenen Einwände vom Sonderausschuß in seiner letzten Sitzung neu aufgestellt und dem Unterausschuß vorgelegt worden. Das Blatt erhält nach einigen Änderungen in folgender Fassung die Zustimmung des Unterausschusses:

1. Die Feuerfestigkeit wird als Kegelschmelzpunkt im Vergleich mit kleinen Segerkegeln ermittelt.
2. Die Prüfkörper sollen in Gestalt und Größe den Segerkegeln entsprechen.
3. Die Prüfkörper werden zusammen mit Segerkegeln in einem elektrischen Kohlegries-Widerstandsofen erhitzt, bis völliges Zusammensinken oder Umbiegen des Prüfkörpers eingetreten ist, wobei in letzterem Falle die Spitze des Prüfkörpers seine Unterlage leicht berührt.

Nach Erreichung von S. K. 26 soll das weitere Anheizen des Ofens so erfolgen, daß der Temperaturanstieg von einem Kegel zum nächstfolgenden mindestens 5 und höchstens 10 Minuten dauert.

4. Die Feuerfestigkeit entspricht dem Segerkegel, dessen Zustand dem des Prüfkörpers gleicht, oder der Prüfkörper steht in seiner Feuerfestigkeit zwischen zwei aufeinanderfolgenden Segerkegeln.

Erläuterungen:

Zu 2. Die Zerstörung des zu prüfenden Steines durch Zerkleinern ist unstatthaft, weil ein Prüfkörper aus zerkleinerter und nachträglich geformter Masse einen niedrigeren Kegelschmelzpunkt ergibt; vgl. ferner DIN E 1061 Erläuterung zu 2.

Zu 3. Der Prüfungsofen muß ein Heizrohr von mindestens 50 cm Höhe und 6 cm lichter Weite haben. Die Zone gleichmäßiger höchster Erhitzung muß mindestens 12 cm lang sein.

Die Prüfkörper und Segerkegel werden sämtlich in gleichem Abstand vom Heizrohr und in der Mitte der Erhitzungszone auf eine Platte aufgesetzt, mit der sie keine leichter schmelzenden Verbindungen usw. bilden. Die Segerkegel sind so aufzustellen, daß die kürzeste Kante senkrecht steht.

Zur sicheren Beurteilung müssen mehrere Bestimmungen ausgeführt werden, und zwar eine mit dem im Verhalten am nächsten stehenden Segerkegel und zwei weitere bei dem der Feuerfestigkeit der Probe nächst höheren und nächst tieferen Segerkegel. Diese beiden Bestimmungen gelten als beendigt, wenn der nächst höhere bzw. der nächst tiefere Segerkegel umgeschmolzen ist.

Die Schmelzmuster müssen nach dem Versuch erkennen lassen, daß die Erhitzung auf der ganzen Höhe der Probe gleichmäßig war. Es darf weder einseitige Erhitzung noch Voreilen der Spitze oder der Unterlage eingetreten sein. Werden derartige falsche Muster erhalten, so sind sie auszuscheiden.

Zu 4. Die Feuerfestigkeit wird bezeichnet durch die Nummer des betreffenden Segerkegels, dem der Prüfkörper gleicht, also z. B. 33 oder durch die hintereinander zu schreibenden Nummern zweier aufeinanderfolgenden Segerkegeln z. B. 33/34, wenn der Prüfkörper in seiner Feuerfestigkeit zwischen beiden Segerkegeln steht. Andere Bezeichnungen sind unzulässig.

Zu DIN E 1064 — Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe —

Erweichung bei hohen Temperaturen unter Belastung.

Dieser Normblattentwurf wird gemäß den Beschlüssen des Sonderausschusses und der Hauptausschußsitzung der feuerfesten Industrie zurückgestellt, bis die vom Sonderausschuß veranlaßten Versuche, deren Durchführung Herr Dr. Hirsch übernommen hat, abgeschlossen sind. Auch bei dem Werkstoffausschuß des Vereins deutscher Eisenhüttenleute sind gleiche Versuche im Gange, die abgewartet werden sollen. Es ist damit zu rechnen, daß im Juli diese Versuche beendigt sind; der Sonderausschuß wird nach diesen Versuchen das Blatt neu aufstellen und dem Unterausschuß für Prüfverfahren in der nächsten Sitzung vorlegen.

Zu DIN E 1065 — Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe —

Spezifisches Gewicht, Raumgewicht, Porosität.

Dieses Blatt wurde von Dr. E. H. Schulz-Dortmund als vorläufiger Entwurf für die Bestimmung des spezifischen Gewichts, Raumgewichts und Porosität vorgesehen. Die grundlegenden Vorarbeiten, nach denen das Blatt endgültig gefaßt werden soll, sind noch nicht abgeschlossen. Grundsätzlich wird folgendes beschlossen:

Als Bezugstemperatur ist 20° statt 4° anzunehmen. Die Verwendung eines Siebes ist auszuschalten. Als gröbstes Korn wird 0,5 mm festgelegt.

In Angleichung an das Blatt DIN E 1062 wird für die Trocknung 105—110° als Temperatur gewählt. Für Raumgewicht wird als normgemäße Bezeichnung Raumeinheitsgewicht gewählt. Für die Porosität soll in der endgültigen Fassung zwischen wahrer und scheinbarer Porosität unterschieden werden. Für das Erläuterungsblatt wird vorgeschlagen, folgenden Hinweis aufzunehmen: Wertbestimmungen sind stets als Mittel aus zwei oder drei Versuchen festzustellen.

Als nächster Punkt der Tagesordnung wird die Durchführung der weiteren Arbeiten besprochen:

Der Sonderausschuß übernimmt es, die Begriffsbestimmungen zu DIN E 1061 in etwa 3 Monaten fertigzustellen und eine neue Fassung für DIN E 1064 aufzustellen.

DIN E 1065 ist endgültig aufzustellen und durch ein Erläuterungsblatt zu ergänzen.

Die Aufstellung eines Entwurfes für ein weiteres Blatt DIN E 1066 über die Längenänderung beim Erhitzen übernimmt Dr. Hirsch.

Die Aufnahme der Arbeiten für Gütenormen wird beschlossen. Bei der Gründung des Schamotte-Ausschusses war die Einsetzung eines Unterausschusses für Gütenormen vorgesehen, sobald die Arbeiten für Prüfverfahren soweit fortgeschritten sind. Bei der Durchführung der Arbeiten der jetzt bestehenden Unterausschüsse hat sich gezeigt, daß die Zusammensetzung eines Unterausschusses für Gütenormen zum großen Teil die gleiche sein wird wie im Unterausschuß für Prüfverfahren. Es wird angeregt, durch Rundschreiben in den einzelnen Fachkreisen (Stahl und Eisen, Glas usw.) die Gründung dieses neuen Unterausschusses für Gütenormung durch Ergänzung des Unterausschusses Prüfverfahren bekanntzugeben.

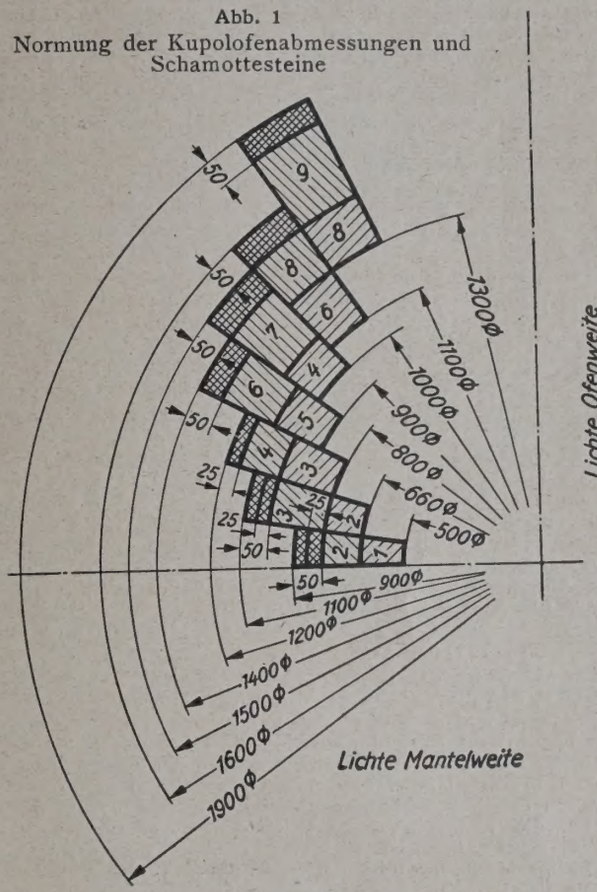
Als Termin für die nächste Sitzung des Sonderausschusses wird Ende Juni festgelegt. Auf der Sitzung des Sonderausschusses wird ein Termin für die Vollsitzung vereinbart werden.

Der Obmann gedenkt darauf der Verdienste des verstorbenen Mitglieds Herrn Dr. Stephan; die Anwesenden erheben sich zum Zeichen des ehrenvollen Gedenkens von ihren Plätzen.

Unterausschuß für Formgebung

Zur Beratung steht zunächst ein Vorschlag für die Normung der Kupolofensteine. Als Vorarbeit für diese Normung ist die Vereinheitlichung der Kupolofenabmessungen selbst vorgenommen (s. Bild 1).

Abb. 1
Normung der Kupolofenabmessungen und Schamottesteine



mm

Stündliche Schmelzleistung ∽ t	Lichte Weite im Ofen	Querschnitt m²	Mauerstärke	Steinstärke innere Schicht	Steinstärke äußere Schicht	Lichte Weite im Blechmantel	Luft zwischen Blechmantel und Mauer
1	* 500	0,196	150	80	70	900	50
2,5	* 660	0,34	170	70	100	1100	50
4	* 800	0,5	175	100	75	1200	25
5	900	0,636	200	100	100	1400	50
6	* 1000	0,8	200	75	125	1500	50
7,5	1100	0,95	200	100	100	1600	50
10	* 1300	1,337	250	100	150	1900	50

* Vorzugsreihe der Ofengrößen

Vorgeschlagene Steinquerschnitte für Kupolöfen

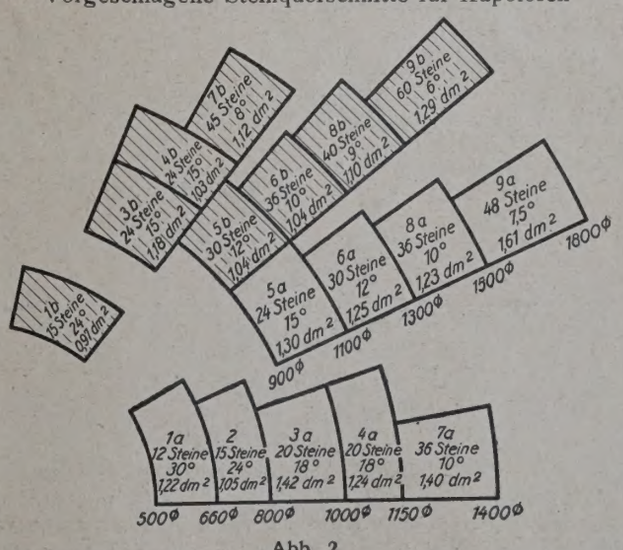


Abb. 2

Dieser Vorschlag wird einstimmig angenommen. Seitens der Eisenindustrie war angeregt worden, die Schamottesteine nicht mit einer Rundung, sondern mit geraden parallelen Flächen auszubilden. Dagegen wurde jedoch bemerkt, daß bei fehlender Rundung die Beschickung der Öfen schwieriger und das Fließen des Materials behindert wird. Der Vertreter der Eisenindustrie erklärte sich dann mit der runden Ausbildung der Steine einverstanden. Es wurde beschlossen, aus den beiden zur Beratung gestellten Steinreihen (Abb. 2) folgende Steine als normal vorzusehen.

Stein 1 b mit 24° Zentriwinkel
„ 2 in gekürzter Form mit 20° Zentriwinkel
„ 3 a mit 18° Zentriwinkel
„ 4 b „ 15° „
„ 5 a „ 15° „
„ 6 a „ 12° „
„ 7 a „ 10° „
„ 8 a „ 10° „
„ 9 a „ 7,5° „

Die Höhe der Steine wurde mit 25 cm festgesetzt.

Die hier gewählten Steine sind so geformt, daß die Ausmauerung aller vorher festgelegten Kupolofengrößen und der dazu nötigen Vorherde mit diesen neuen Steinen einwandfrei möglich ist. Da die Vertreter der feuerfesten Industrie auf der Sitzung nicht vertreten waren, wurde beschlossen:

Die Geschäftsstelle des Normenausschusses stellt auf Grund der heutigen Beschlüsse ein Normblattentwurf auf, der an den Bund deutscher Fabriken feuerfester Erzeugnisse zur Stellungnahme übersandt und nach Zustimmung dieser Industrie in der Baunormung und in den Fachzeitschriften zur Kritik gestellt werden soll. Die Zustimmung des Gießereimaschinen-Verbandes für die gewählten Steine und Ofengrößen liegt bereits vor.

Als Punkt 2 der Tagesordnung steht der Vorschlag der Wölbkeile für die 3 in der vorigen Sitzung des Schamotte-Ausschusses beschlossenen Normalsteine

250·123·65, 253·123·72 und 230·115·65.

Von den Vertretern des Feuerungs- und Schornsteinbaues wird hervorgehoben, daß die Aufstellung von 3 Tabellen für Wölbkeile nicht erforderlich sei und dem Gedanken der Normung widerspreche. Bei Beibehaltung der 3 Normalgrößen für die rechteckigen Steine ist es möglich, die erforderlichen Gewölbe mit einer der aufgestellten Wölbkeilreihen herzustellen. Hierüber entsteht eine lange Aussprache, in der von den Vertretern der Eisenindustrie festgestellt wird, daß nicht auf die Wölbkeil-Tabelle 3 für den Normalstein 230.115.65 verzichtet werden kann. Die gleiche Feststellung wird für die Gas- und Koksofen-Industrie mit dem Stein 250·123·65 gemacht.

Die Vertreter des Feuerungs- und Schornsteinbaues verzichten aus normungstechnischen Gründen auf die Wölbkeilreihe des Steins 253·123·72.

Beschluß:

Die Geschäftsstelle des Normenausschusses wird gebeten, ein Normblattentwurf für die Schamotte-Normalsteine

250·123·65
253·123·72
230·115·65

und die Wölbkeilreihe der Steine

230·115·65
250·123·65

aufzustellen.

Dieser Normblattentwurf ist zur Stellungnahme an den Bund deutscher Fabriken feuerfester Erzeugnisse zu übersenden und nach Zustimmung dieser Industrie die Veröffentlichung des Normblattentwurfs in der Baunormung und den Fachzeitschriften vorzunehmen.

Für die Weiterarbeit des Unterausschusses wird angeregt, nachdem eine Einigung über die Kupolöfensteine und die Schamotte-Normalsteine erfolgt sei, nunmehr von den Vertretern der Eisenindustrie in ihren Verbänden die Vereinheitlichung der Schamotteformsteine für den übrigen Bedarf an feuerfesten Formsteinen für Eisengießereien und für den ganzen Bedarf nach den Vorschlägen der westdeutschen Gruppe des Bundes Deutscher Fabriken feuerfester Erzeugnisse, der bereits in den Händen der Vertreter ist, zur Beratung zu stellen.

Die Vertreter der Eisenindustrie erklären sich damit einverstanden.

Vorzugsreihe für Rechteckeisen

In der letzten Sitzung der Normalprofilbuchkommission am 1. Dezember 1925 in Düsseldorf lagen die Entwürfe

DIN E 1016 — Quadrateisen
DIN E 1017 — Bandeisen
DIN E 1018 — Flacheisen
DIN E 1019 — Breiteisen

zur Beschlußfassung vor. Die Aussprache über diese Entwürfe zeigte, daß die Hüttenwerke an dieser Normung kein Interesse haben, da es ihnen technisch ohne Schwierigkeit möglich ist, allen Anforderungen zu entsprechen. Es wurde jedoch den einzelnen Industriefachgruppen anheimgegeben, für ihre eigenen Bedürfnisse Fachnormen aufzustellen.

Der Beschluß, keine allgemeinen Normen zu schaffen, ist in Verbraucherkreisen mit Bedauern zur Kenntnis genommen, da es als praktisch angesehen wird, wenn sich an Hand einer Vorzugsreihe leicht feststellen läßt, welche Rechteckeisen-Abmessungen am meisten Verwendung finden, um dort, wo nicht konstruktive oder andere Gründe zu einer Abweichung zwingen, auch möglichst diese Eisen zu verwenden.

Der Normenausschuß ist daher gebeten worden, nochmals eine Umfrage zu halten, ob es nicht möglich ist, eine allgemein anerkannte Vorzugsreihe der Rechteckeisen-Abmessungen aufzustellen.

Als Anhalt für solche Vorzugsreihen wird auf die Veröffentlichung der Entwürfe in Nr. 4 der Baunormung, Jahrgang 1925, verwiesen.

Mitteilungen der Geschäftstelle

DIN-Taschenbuch 1

„Grundnormen"

Der erste Band der DIN-Taschenbücher enthält eine Auswahl der wichtigsten, auf Format A 5 verkleinerten Normblätter folgender Gebiete: Allgemeine Normen / Zeichnungen / Zahlenreihen / Gewinde / Passungen und Toleranzen / Werkstoffe / Betriebsnormen

Preis M 4.—

(Weitere Bände sind in Vorbereitung)

Dinbücher

Dinbuch 1	**Papierformate** Zweite erweiterte und verbesserte Auflage	brosch.	M 2.50
		kart.	„ 3.—
„ 2	**Die Normung der Gewindesysteme** (Neuauflage erscheint Ende November 1925)		
„ 4	**Die Dinpassungen und ihre Anwendung,** Zweite vervollständigte Auflage	In Ganzleinen	„ 5.50
„ 6	**Transmissionen**	brosch.	„ 4.—
		kart.	„ 4.50
„ 8	**Zeichnungsnormen** Dritte erweiterte und verbesserte Auflage (Nachdruck 1925)	brosch.	„ 2.50
		In Ganzleinen	„ 3.25
„ 11	**Keile**		„ 3.—

Normblattordner

Ausführung A	(für Normblätter im Format 230 × 320 mm)	M 14.85 abzüglich 10%
„ B	(für Normblätter im Format 210 × 297 mm)	„ 7.50
Sammelmappe	(Kalikodeckel)	„ 0.75

DIN-Wandtafeln

Normungszahlen	M 1.—
Normaldurchmesser	„ 1.—
Papierformate (dreifarbig)	„ 1.50
Schlüsselweiten (zweifarbig)	„ 1.50
Zeichnungsvorschriften: Tafel 1: Übersicht, „ 2: Anwendungsbeispiele	zusammen M 3.—

Beuth-Hefte

Beuth-Heft	1	**Werkstoffnormen,** Stahl und Eisen	M 1.—
„	2	**Selbstanfertigung von Rechentafeln** 1. Das Rechnen mit Teilungen	„ 1.—
„	3	**Selbstanfertigung von Rechentafeln** 2. Anwendung des logarithmischen Liniennetzes auf die Maschinenkarten des AWF	„ 1.—
„	4	**Selbstanfertigung von Rechentafeln** 3. Der Aufbau der Leitertafeln	„ 1.—
„	5	**Gasschmelz-Schweißung**	„ 0.60
„	6	**Korrosion und Rostschutz**	„ 1.—
„	7	**Das Tauwerk**	„ 1.—
„	8	**Einheits-ABC-Regeln**	„ 0.60
„	9	**Selbstanfertigung von Rechentafeln** 4. Der Ausbau der Leitertafeln	„ 1.—

Für das Ausland werden dieselben Preise wie im Inland berechnet, und zwar nur in deutscher Reichsmark.

Preise ausschließlich Porto und Verpackung.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27

5. Jahrgang **4. Juni 1926** **Nr. 5/6**

INHALT:

Verdingungsordnung für Bauleistungen 21
Normblattentwürfe
DIN E 1049 Kabelformstück für Hauseinführungen 22
DIN E 106 Kalksandsteine (Mauersteine) 23
DIN E 1041 Schlosserhämmer 25
DIN E 1042 Vor- und Kreuzschlaghämmer 25
Vorstandsvorlagen
DIN 1057 Ringziegel 24
Sitzungsberichte
Aussprache über die Normung der leichten Abflußrohre . . . 26
Normen für Steinholz 28
Mitteilungen der Geschäftstelle 28

Veröffentlichte Normblattentwürfe

DIN E 1151: Gewöhnliche Drahtstifte, rund, Kopf flach, Kopf flach versenkt.

DIN E 1152: Gewöhnliche Drahtstifte, rund, Kopf gestaucht.

DIN E 1154: Gewöhnliche Drahtstifte, kantig.

DIN E 1155: Stifte mit Halbrundkopf.

DIN E 1156: Stifte ohne Kopf.

DIN E 1157: Tapeziererstifte.

DIN E 1158: Hakenstifte.

DIN E 1159: Krampen (Krampen, Schlaufen, Pantoffelklammern).

DIN E 1160: Breitkopfstifte (Schiefer-, Rohr-, Papp-, Stahlrohr- und Gipsdielenstifte).

DIN E 1161: Keilstifte, Stemmnägel.

DIN E 1162: Bügelstifte.

Veröffentlicht in den

NDI-Mitteilungen, Heft 9, 6. V. 26.
Beilage zur Zeitschrift **„Der Maschinenbau“.**

Verdingungsordnung für Bauleistungen

Die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen DIN 1960“ und

Die „Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen DIN 1961 vom Reichsverdingungsausschuß angenommen.

Der Arbeitsausschuß des Reichsverdingungsausschusses hat in weiteren Besprechungen vom 18. 6. 1925, 13. 4. und 5. 5. 26 die Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen und die allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausfühlung von Bauleistungen fertiggestellt und zusammen mit den bereits im August 1925 veröffentlichten und inzwischen gut eingeführten Technischen Vorschriften für Bauleistungen der Vollversammlung des Reichsverdingungsausschusses zur Bestätigung vorgelegt.

Bei den Besprechungen im Arbeitsausschuß wurde beschlossen, entsprechend den Technischen Vorschriften: für VI. Zimmerarbeiten, die Vereinheitlichung der deutschen Holzhandelsgebräuche durch Einwirkung auf die zuständigen Stellen möglichst zu fördern.

Die am 6. 5. 26 stattgefundene Vollversammlung hat sämtliche Vorschriften bestätigt und die endgültige Drucklegung beschlossen.

Die Vorschriften für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen, die auch als deutsche Industrienormen übernommen worden sind, umfassen nunmehr:

A. Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen (DIN 1960),
B. Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen (DIN 1961) und
C. Technische Vorschriften für Bauleistungen (DIN 1962 bis 1985, für 24 verschiedene Handwerkszweige).

Bei den abschließenden Beratungen wurde erneut auf die volkswirtschaftliche Bedeutung der nach technisch wirtschaftlichen Grundsätzen aufgestellten Vorschriften hingewiesen, durch die eine Vereinheitlichung aller bisherigen Bestimmungen und eine Vereinfachung des Verfahrens erzielt wird. Die Vertreter der Reichsressorts, der Länderregierungen, des Deutschen Stägtetages, des Bundes deutscher Architekten und der Spitzenverbände des deutschen Baugewerbes wurden gebeten, für die schleunigste Einführung der Vorschriften bei den von ihnen vertretenen Kreisen Sorge zu tragen.

Besonderer Dank wurde von der Vollversammlung den Vertretern im Arbeitsausschuß, insbesondere den Vertretern der Reichsbauverwaltung zu Teil, deren unermüdlicher Tätigkeit es gelungen ist, alle Hindernisse, die sich dem Zustandekommen der Vorschriften entgegenstellten, zu beseitigen.

Es wurde noch beschlossen, das Reichsfinanzministerium zu bitten, im Anschluß an die Vorschriften für die Vergebung und Ausführung von Bauleistungen unter entsprechender Zusammensetzung des Reichsverdingungsausschusses und Beteiligung der in Frage kommenden Spitzenverbände der Industrie auch die Allgemeinen Lieferbedingungen aufzustellen.

Die Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen DIN 1960 und die allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bualeistungen DIN 1961 sind in Buchform (Format A 5) als DIN-Taschenbuch 5 beim Beuthverlag und Bauweltverlag erschienen.

Die Technischen Vorschriften für Bauleistungen DIN 1962 bis 1985 ist in Buchform (Format A 5) als DIN-Taschenbuch 3 beim Beuthverlag, Berlin SW 19, erschienen.

Den besten Überblick über die einzelnen Vorschriften gibt das nach Stichworten sehr ausführlich gegliederte

Inhaltsverzeichnis

DIN 1960 — Allgemeine Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen

I. Allgemeines

§ 1 Bauleistungen
§ 2 Grundsatz der Vergebung
§ 3 Arten der Vergebung
§ 4 Vergebung nach Losen, Gesamtvergebung
§ 5 Vergebung nach Einheitspreisen, Pauschsumme oder Selbstkosten
§ 6 Preisangebots-, Auf- und Abgebots-Verfahren
§ 7 Mitwirkung der Berufsvertretungen
§ 8 Teilnehmer am Wettbewerb.

II. Unterlagen der Vergebung

§ 9 Die geforderte Leistung
§ 10 Besondere Vertragsbedingungen
§ 11 Ausführungsfristen
§ 12 Vertragsstrafen und Beschleunigungsvergütungen
§ 13 Gewährleistung
§ 14 Sicherheitsleistungen
§ 15 Streitigkeiten
§ 16 Preisänderungen bei Preisschwankungen

III. Die Ausschreibung

§ 17 Zeit der Ausschreibung
§ 18 Bekanntgabe der Ausschreibung
§ 19 Angebotsfrist
§ 20 Zuschlagsfrist
§ 21 Kosten der Vergebung.

IV. Das Angebot

§ 22 Inhalt des Angebotes
§ 23 Öffnung der Angebote
§ 24 Prüfung der Angebote
§ 25 Verhandlung mit Bietern
§ 26 Das für den Zuschlag zu wählende Angebot
§ 27 Aufhebung der Ausschreibung
§ 28 Nicht berücksichtigte Angebote.

V. Zuschlag und Vertrag

§ 29 Zuschlag
§ 30 Vertragsurkunde

DIN 1961 — Allgemeine Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen

§ 1 Art und Umfang der Leistung
§ 2 Vergütung
§ 3 Ausführungsunterlagen
§ 4 Ausführung
§ 5 Beginn, Fortführung und Vollendung der Leistung
§ 6 Behinderung und Unterbrechung der Ausführung
§ 7 Verteilung der Gefahr
§ 8 Kündigung durch den Auftraggeber
§ 9 Kündigung durch den Auftragnehmer
§ 10 Haftung der Vertragsparteien
§ 11 Vertragsstrafe
§ 12 Abnahme
§ 13 Gewährleistung
§ 14 Rechnung
§ 15 Stundenlohnarbeiten
§ 16 Zahlung
§ 17 Sicherheitsleistungen
§ 18 Streitigkeiten.

Normblattentwürfe

Einspruchsfrist bis 1. August 1926

Erläuterungen

DIN E 1049 Kabelformstück für Hauseinführungen Beton

Der Entwurf ist in Anlehnung an die Normblätter über Kabelformstücke DIN 457 und 458 vom Telegraphentechnischen Reichsamt aufgestellt und ist eine Ergänzung der Normblätter über Straßenbaustoffe. Der Entwurf ist in normentechnischer Hinsicht von der Geschäftsstelle des VDI bearbeitet und hat dem Deutschen Betonverein zur Kenninsnahme vorgelegen.

DIN E 106 Kalksandsteine (Mauersteine)

Die bisherigen Beschlüsse wurden nochmals einer Durchsprache unterzogen und die Fassung des Wortlautes für die Begriffsbestimmung, Gestalt und Wasseraufnahmefähigkeit besprochen. Gegen die Fassung der Begriffserklärung hatte der Verein deutscher Kalkwerke Einspruch erhoben. Als Bestandteile des Kalksandsteines wollte er Sand und Kalk festgelegt wissen, während der Vorschlag Quarzsand und Kalk vorsah. Der Einspruch des Vereins deutscher Kalkwerke wurde jedoch abgelehnt, da alle Untersuchungen und Bestimmungen, wie überhaupt die Fertigung der Kalksandsteine sich auf die Verwendung von Quarzsand stützen.

Neben der Beratung dieses Punktes wurde insbesondere die Frage: ob die Feuerbeständigkeit der Kalksandsteine in das Normblatt oder in die Erläuterungen aufgenommen werden sollte, des längeren erörtert. Als Ergebnis wurde festgestellt, daß die Kalksandsteine ihre Feuerbeständigkeit durch zahlreiche Proben erwiesen haben und ein Zweifel an der Feuerbeständigkeit nicht mehr besteht. Daher wurde beschlossen, in das Normblatt die Feuerbeständigkeit nicht aufzunehmen, dagegen diese Frage in den Erläuterungen zu berühren.

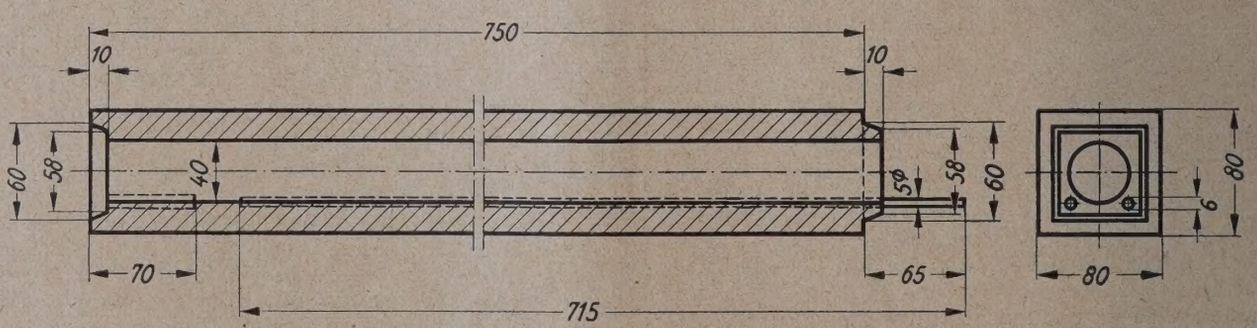
Das Ergebnis der Gesamtberatung ist in dem beiliegenden Normblattentwurf „Kalksandsteine" (Mauersteine) DIN E 106 niedergelegt.

Kabelformstück
für Hauseinführungen
Beton

Noch nicht endgültig

DIN
Entwurf 1
E 1049

Maße in mm



Bezeichnung eines Kabelformstückes für Hauseinführungen:
Kabelformstück DIN 1049

In der Muffenstirnwand befinden sich 2 Löcher von 6 mm Durchmesser und 70 mm Tiefe, während an dem Falzende die zwei in das Formstück eingelegten Rundeisenstäbe von 5 mm Durchmesser um 65 mm aus denselben hervorragen.

Der Rohrzug ist mit einem Überzug aus Teerlack oder einem anderen geeigneten Anstrichmittel zu versehen. Der Überzug darf keine freien organischen Säuren enthalten und muß so dicht und zusammenhängend sein, daß die Flächen vollkommen glatt sind.

Mai 1926 Telegraphentechnisches Reichsamt

Noch nicht endgültig

Kalksandsteine
(Mauersteine)

DIN
Entwurf 1
E 106

Begriff:

Kalksandsteine sind Mauersteine, die aus innig gemischtem Quarzsand und Kalk bestehen, in Form gepreßt und unter Dampfdruck erhärtet sind und den nachfolgenden Bedingungen entsprechen.

Gestalt:

Kalksandsteine müssen die Gestalt eines von Rechtecken begrenzten Körpers haben. Als üblich gelten die Abmessungen (Normalform)

25 cm Länge, 12 cm Breite, 6,5 cm Höhe,

Abweichungen in Länge, Breite und Höhe von 2 mm sind zulässig.

Druckfestigkeit:

Lufttrockene Kalksandsteine müssen mindestens eine Druckfestigkeit von 150 kg/cm² besitzen.

Steine, welche die Druckfestigkeit von 150 kg/cm² nicht erreichen, dürfen nicht den Namen Kalksandstein führen.

Als Maßstab für die Druckfestigkeit dient der Mittelwert aus der Prüfung von mindestens 10 Steinen gleicher Art, die in folgender Weise geprüft sind:

Die Steine werden quer zur Länge gehälftet, die Hälften mit Zementmörtel zu würfelähnlichen Körpern knirsch aufeinander gemauert und die der Mauerfuge parallelen Druckflächen des Körpers mit ebensolchem Mörtel abgeglichen. Den Abgleichschichten und der Fuge muß bis zur Prüfung ausreichende Zeit zur Erhärtung und zum Austrocknen gelassen werden. In jeder Reihe darf von den Kalksandsteinen keiner unter 120 kg/cm² Druckfestigkeit aufweisen.

Wasseraufnahmefähigkeit:

Die Wasseraufnahmefähigkeit darf nicht unter 10% des Gewichtes betragen. Nach oben ist sie nicht begrenzt.

Die Wasseraufnahmefähigkeit wird wie folgt ermittelt: Mindestens 5 Steine werden so lange getrocknet, bis keine Gewichtsabnahme mehr eintritt; dann werden sie in reinem Wasser so lange getränkt, bis keine Gewichtszunahme mehr festzustellen ist.

Frostbeständigkeit:

Kalksandsteine müssen frostbeständig sein, d. h. sie dürfen bei vorschriftsmäßiger Frostprobe keine Absplitterung zeigen. Zwecks Prüfung auf Frostbeständigkeit werden 10 Steine mit Wasser getränkt, in einem abgeschlossenen Luftraum von mindestens ½ m³ 25 mal abwechselnd der Frostwirkung bei mindestens — 4° C vier Stunden lang ausgesetzt und nach jedesmaligem Gefrieren in Wasser von Zimmerwärme aufgetaut.

Juni 1926

Berichtigung

Als Ergänzung zu dem Sitzungsbericht über die Sitzung des Fachnormenausschusses für feuerfeste Baustoffe am 25. III. 26 ist noch zu „DIN 1064 Prüfverfahren für feuerfeste Baustoffe" mitzuteilen, daß **3** Versuchsreihen durchgeführt werden:

1. bei der feuerfesten Industrie,
2. beim Verein deutscher Eisenhüttenleute (Werkstoffausschuß),
3. vom Sonderausschuß.

Vorstandsvorlagen

DIN 1057 — Ringziegel

Erläuterungen

Die Kopfbreite wurde mit 16 cm als Mittelmaß der am meisten gefertigten Breiten gewählt. Sie läßt sich auf gewöhnlichen Strangpressen herstellen und gewährleistet ein wirtschaftliches Verarbeiten.

Als Höhe der Ziegel ist 6,5 und 9 cm gewählt. Der 9 cm hohe Ziegel ist wirtschaftlich am günstigsten (10 Schichten = 1 m Höhe), stößt aber in verschiedenen Gegenden Deutschlands wegen zu langsamen Trocknens auf Herstellungsschwierigkeiten.

Die Länge der Ziegel ist auf den Bauziegelmaßen von 25 und 12 cm aufgebaut mit einer Zwischenlänge von 18,5 cm, wodurch eine Abstufung der Wanddicken von 6,5 cm bei 1 cm Fugendicke ermöglicht wird.

Als Wanddicken ergeben sich dann

Oberer lichter Durchmesser =	0,60 bis 2,00 m	2,01 bis 3,50 m	3,51 m u. mehr
	cm	cm	cm
Wanddicke des oberen Absatzes . .	18,5	25	31,5
„ „ nächsten „ . .	25	31,5	38
„ „ „ „ . .	31,5	38	44,5
„ „ „ „ . .	38	44,5	51
„ „ „ „ . .	44,5	51	57,5
„ „ „ „ . .	51	57,5	64

usw.

Den Mauerwerksverband für die Wanddicken der einzelnen Absätze empfiehlt es sich in nachstehender Weise zu bilden. Es wird damit erreicht, bei einwandfreier Gestaltung des Steinverbandes möglichst wenig verschiedene Ziegellängen verwenden, bzw. aus wirtschaftlichen Gründen auf Lager halten zu müssen, insbesondere an Verblendern, da lediglich für die Verblendung der 18,5 und 31,5 cm starken Absätze Ziegel von 18,5 cm Länge verwendet werden brauchen, für alle übrigen Absätze nur Verblendziegel von 12 und 25 cm Länge.

Wanddicke des Absatzes	Steinlängen für die 1., 3., 5. usw. Schicht	Steinlängen für die 2., 4., 6. usw. Schicht
12 cm	12	12
18,5 „	18,5	18,5
25 „	25	25
31,5 „	12 + 18,5	18,5 + 12
38 „	12 + 25	25 + 12
44,5 „	12 + 18,5 + 12	25 + 18,5
51 „	12 + 25 + 12	25 + 25
57,5 „	12 + 25 + 18,5	25 + 18,5 + 12
64 „	12 + 25 + 25	25 + 25 + 12
70,5 „	12 + 25 + 18,5 + 12	25 + 25 + 18,5
77 „	12 + 25 + 25 + 12	25 + 25 + 25
83,5 „	12 + 25 + 25 + 18,5	25 + 25 + 18,5 + 12
90 „	12 + 25 + 25 + 25	25 + 25 + 25 + 12
96,5 „	12 + 25 + 25 + 18,5 + 12	25 + 25 + 25 + 18,5
103 „	12 + 25 + 25 + 25 + 12	25 + 25 + 25 + 25

usw.

Bei Ermittelung der Durchmesser ergibt sich, daß bei rundem, nach oben konisch auslaufendem Mauerwerk theoretisch für jede Schicht verschieden geformte Ziegel verwendet werden müssen. Die Form der Ziegel ist abhängig von ihrer Länge und Kopfbreite, sowie von dem Halbmesser des Bauwerkes. Der wirtschaftlich unmögliche Zustand der vielen Formen kann nur durch Zugeständnisse in der Bildung der Stoßfugendicken vermieden werden. Um die Mauerwerksfestigkeit nicht zu beeinflussen, wurde als Grenz-

wert dieses Zugeständnisses 1 bis 1,2 cm, im Mittel 1,1 cm festgesetzt. Die Dicke der Stoßfugen darf in keinem Falle 2 cm überschreiten und nicht geringer als 0,8 bis 1 cm, im Mittel also 0,9 cm werden.

Wenn bedeuten:

a = die Länge des Ziegels,
b = die äußere Kopfbreite des Ziegels,
b_1 = die innere Kopfbreite des Ziegels,
$R_{größt}$ = den größten Halbmesser, für den der Ziegel noch verwendet werden kann, wenn die Stoßfugenbreite außen mindestens 0,9 cm betragen muß und innen höchstens 2 cm betragen darf,
R_{norm} = den wirklichen Halbmesser für den Ziegel bei 1 cm Stoßfugenbreite,
$R_{kleinst}$ = den kleinsten Halbmesser, für den der Ziegel noch verwendet werden kann, wenn die Stoßfugenbreite außen höchstens 2 cm betragen darf und innen mindestens 0,9 cm betragen muß,

dann berechnen sich aus folgenden Gleichungen (1) bis (3) die Anzahl der Ziegel in einer Schicht:

(1) $$\frac{2 \cdot R_{größt} \cdot \pi}{b + 0{,}9} = \frac{2 \cdot (R_{größt} - a) \cdot \pi}{b_1 + 2}$$

(2) $$\frac{2 \cdot R_{norm} \cdot \pi}{b + 1} = \frac{2 \cdot (R_{norm} - a) \cdot \pi}{b_1 + 1}$$

(3) $$\frac{2 \cdot R_{kleinst} \cdot \pi}{b + 2} = \frac{2 \cdot (R_{kleinst} - a) \cdot \pi}{b_1 + 0{,}9}$$

und hieraus:

(α) $$b_1 = \frac{(b + 0{,}9) \cdot (R_{größt} - a)}{R_{größt}} - 2$$

(β) $$R_{größt} = \frac{a \cdot (b + 0{,}9)}{b - b_1 - 1{,}1}$$

(γ) $$R_{norm} = \frac{a \cdot (b + 1)}{b - b_1}$$

(δ) $$R_{kleinst} = \frac{a \cdot (b + 2)}{b - b_1 + 1{,}1}$$

Geht man davon aus, daß die Ringziegel für Schornsteine von 0,60 m oberem lichten Durchmesser bis zu den größten Abmessungen, also bis etwa 10 m unterem äußeren Durchmesser verwendet werden sollen, so beträgt für alle Ziegelsorten $R_{größt}$ = 500 cm, für die 25 cm langen Ziegel $R_{kleinst}$ = 66 cm, für die 18,5 cm langen Ziegel $R_{kleinst}$ = 49 cm und für die 12 cm langen Ziegel R_{min} = 84 cm (mit Ausnahme der Ziegel für die Hintermauerung des 31,5 cm dicken Absatzes und für Schutzfutter enger Schornsteine). Man erhält alsdann die auf DIN 1057 festgelegten Größen, wobei die Halbmesser der 12 cm langen Ziegel denen der 25 cm langen Ziegel angepaßt sind, da die 12 cm langen Ziegel insbesondere bei Verblendmauerwerk fast durchweg mit den 25 cm langen Ziegeln Verwendung finden. Die Größe (3) der 12 cm langen Ziegel braucht, da sie ja nur für die Hintermauerung des 31,5 cm dicken Absatzes und für Schutzfutter enger Schornsteine in Frage kommt, nur als Hintermauerziegel hergestellt werden.

Durch Vergleichen der gebildeten Größen soll nun noch festgestellt werden, daß auch in den Grenzzonen von $R_{größt}$ und $R_{kleinst}$ ein gutes Anpassen an die Rundung des Mauerwerkes stattfindet, also kein zu starkes „Einziehen" oder „Ecken" eintritt, wodurch das gute Aussehen des Verblendmauerwerkes gestört würde. Die Bogenhöhen der Ziegel müssen also für $R_{größt}$, R_{norm} und $R_{kleinst}$ verglichen werden.

Es ist:

Der Zentriwinkel $\alpha = \frac{180 \cdot b}{R \cdot \pi}$, bei konstantem b = 16 cm = $\frac{916{,}7}{R}$.

Die Bogenhöhe $s = R \cdot \left(1 - \cos \frac{\alpha}{2}\right)$.

Die jeweiligen Werte für $R_{größt}$, R_{norm} und $R_{kleinst}$, in vorstehende Gleichungen eingesetzt, ergeben die in DIN 1057

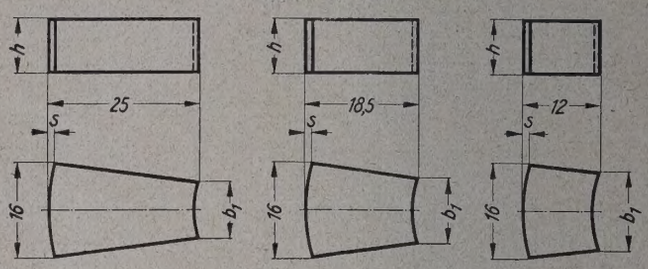
Vorstandsvorlage — Noch nicht endgültig

Ringziegel

Bauwesen

DIN 1057

Maße in cm



Bezeichnung eines Ringziegels von Länge a = 25 cm, Größe 2 u. Höhe h = 9 cm:

Rz 2502 × 9 DIN 1057

Ringziegel	Größe	Länge	Höhe h	Breite innere b_1	Für Halbmesser R: Größter	Normal	Kleinster	S für Halbmesser R: Größter	Normal	Kleinster	Δ s Normal zu: R größt „Einziehen"	R kleinst „Ecken"
25	1	25	6,5 und 9	14,06	500	219	148	0,06	0,15	0,22	0,09	0,07
	2			12,05	148	108	89	0,22	0,30	0,36	0,08	0,06
	3			10,15	89	73	65	0,36	0,44	0,49	0,08	0,05
18,5	1	18,5		14,28	500	182	118	0,06	0,17	0,27	0,11	0,10
	2			12,25	118	84	69	0,27	0,38	0,46	0,11	0,08
	3			10,37	69	56	50	0,46	0,57	0,64	0,11	0,07
12	1	12		15,07	500	219	148	0,06	0,15	0,22	0,09	0,07
	2			14,10	148	108	89	0,22	0,30	0,36	0,08	0,06
	3			13,19	89	73	55	0,36	0,44	0,58	0,08	0.14

Ringziegel werden als Voll- und Lochziegel hergestellt

Juni 1926

enthaltenen Werte für $s_{größt}$, s_{norm} und $s_{kleinst}$, sowie die Differenzwerte (Δ s), die das „Einziehen" ($s_{größt}$ gegen s_{norm}) und „Ecken" ($s_{kleinst}$ gegen s_{norm}) veranschaulichen.

Der Unterschied der Bogenhöhe des Normalhalbmessers (s_{norm}) gegenüber den Halbmessern in den Grenzzonen ($s_{größt}$ bzw. $s_{kleinst}$) beträgt demnach für Verblendsteine im Höchstfalle 0,11 cm ($s_{größt}$ gegen s_{norm} der 18,5 cm langen Steine), ist also so gering, daß eine Beeinträchtigung des guten Aussehens des Mauerwerkes selbst bei Verblendmauerwerk kaum stattfindet.

Die ermittelten Ringziegelgrößen entsprechen also inbezug auf Formgebung in jeder Hinsicht den aus der Praxis zu stellenden Anforderungen an die Herstellungs- und Verwendungsmöglichkeit.

Lochung der Ringziegel

Um genügenden Garbrand, besonders der 9 cm hohen Ziegel, zu gewährleisten, sind diese möglichst als Lochziegel (Lochrichtung senkrecht zur Lagerfuge) herzustellen. Ein weiterer Vorteil der Lochung besteht in der leichteren Handhabung der großen Ziegelsorten beim Verladen und Vermauern, sowie in einer Ersparnis an Frachtkosten. Die Anzahl und die Größe der Löcher muß sich jedoch auf das richtige Maß beschränken, damit einerseits durch die Lochung nicht die Druckfestigkeit

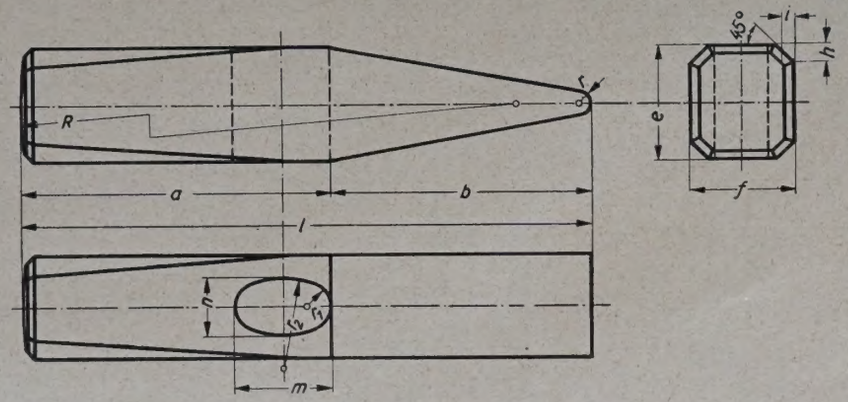
Noch nicht endgültig

Schlosserhämmer

50 bis 2000 g Gewicht

DIN Entwurf 1 E 1041

Maße in mm



Bezeichnung eines Schlosserhammers von 200 g Gewicht aus Flußstahl[1]:
Schlosserhammer 200 DIN 1041, Flußstahl [1]

Gewicht										Auge			
g	a	b	e	f	h	i	l	R	r	m	n	r_1	r_2
50	40	32	12	10	1,5	0,7	72	144	1	12	7	3	12
75	42	34	14	12	1,5	0,7	76	152	1	12	7	3	12
100	44	36	15	13	2	0,7	80	160	1,2	14	8,5	3,5	14
125	46	38	16	14	2	0,8	84	168	1,2	14	8,5	3,5	14
150	48	40	17	15	2,5	0,8	88	176	1,5	16	10	4	16
175	50	42	18	16	2,5	0,8	92	184	1,5	16	10	4	16
200	52	44	19	17	3	0,9	96	192	1,8	16	10	4	16
250	54	46	20	18	3	0,9	100	200	1,8	20	12	5	20
300	56	46	22	20	3,5	0,9	102	208	2	20	12	5	20
350	58	48	24	22	3,5	1	106	216	2	20	12	5	20
400	60	50	25	23	4	1	110	224	2,5	24	14,2	6	24
450	62	52	26	24	4	1	114	232	2,5	24	14,2	6	24
500	64	52	28	26	4,5	1,2	116	240	2,5	24	14,2	6	24
600	66	54	30	28	4,5	1,2	120	248	3	28	16,5	7	28
700	70	54	32	30	5	1,2	124	256	3	28	16,5	7	28
800	72	56	34	32	5	1,3	128	264	3	28	16,5	7	28
900	74	58	36	34	6	1,3	132	272	3,5	32	18,8	8	32
1000	76	60	38	36	6	1,3	136	280	3,5	32	18,8	8	32
1250	80	60	40	38	7	1,4	140	288	3,5	32	18,8	8	32
1500	82	62	42	40	7	1,4	144	296	4	36	21,2	9	36
1750	84	64	44	42	8	1,5	148	304	4	36	21,2	9	36
2000	86	64	46	44	8	1,5	152	312	4	36	21,2	9	36

Ausführung: geschmiedet und entgratet, Loch gestanzt, nac Schleifen gehärtet, Pinne und Bahn fein geschliffen und poliert

[1]) Werkstoff: St 70. 11. B DIN 1611 oder St 70. 11. M DIN 1611

Juni 1926 Hämmer-Verband

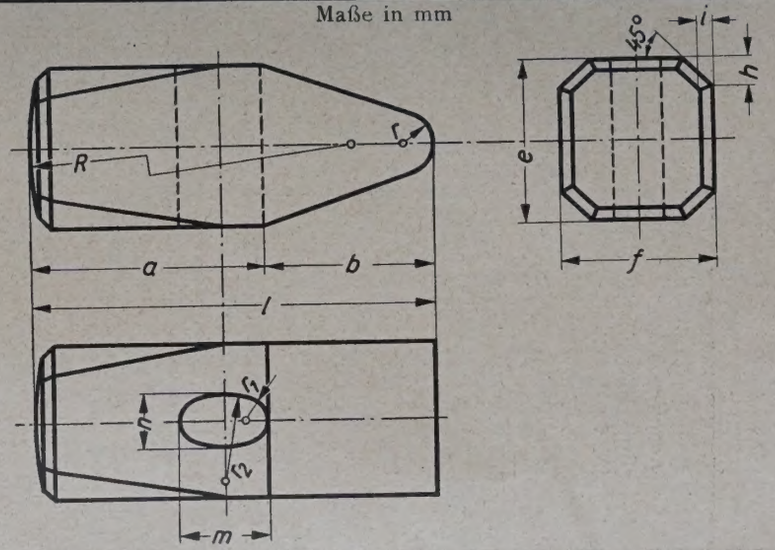
Noch nicht endgültig

Vor- und Kreuzschlaghämmer

2 bis 10 kg Gewicht

DIN Entwurf 1 E 1042

Maße in mm



Bezeichnung eines Vor- und Kreuzschlaghammers von 8 kg Gewicht aus Flußstahl[1]:
Vor- und Kreuzschlaghammer 8 DIN 1042, Flußstahl[1])

Gewicht										Auge			
kg	a	b	e	f	h	i	l	R	r	m	n	r_1	r_2
2	90	52	50	46	8	2	142	142	9	36	21,2	9	36
2,5	93	57	54	50	8	2	150	150	9	36	21,2	9	36
3	95	63	55	54	9	2,5	158	158	10	36	21,2	9	36
3,5	97	67	62	58	9	2,5	164	164	10	36	21,2	9	36
4	100	70	64	60	10	3	170	170	11	40	23,6	10	40
4,5	103	73	66	62	10	3	176	176	11	40	23,6	10	40
5	106	76	70	66	11	3,5	182	182	12	40	23,6	10	40
5,5	108	78	72	68	11	3,5	186	186	12	40	23,6	10	40
6	110	80	74	70	12	4	190	190	13	44	26	11	44
6,5	112	82	76	72	12	4	194	194	13	44	26	11	44
7	114	84	78	74	13	5	198	198	14	44	26	11	44
7,5	116	86	80	76	13	5	202	202	14	44	26	11	44
8	118	88	82	78	14	6	206	206	15	44	26	11	44
8,5	119	89	83	79	14	6	208	208	15	48	28	12	48
9	120	90	84	80	15	7	210	210	16	48	28	12	48
9,5	121	91	86	82	15	7	212	212	16	48	28	12	48
10	122	92	88	84	16	8	214	214	17	48	28	12	48

Ausführung: geschmiedet und entgratet, Loch gestanzt, nach Schleifen gehärtet, Pinne und Bahn fein geschliffen und poliert

[1]) Werkstoff: St 70. 11 B DIN 1611 oder St 70. 11. M DIN 1611

Juni 1926 Hämmer-Verband

Einspruchsfrist bis 1. August 1926.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

des Mauerwerkes vermindert und anderseits der zum Ausfüllen zu großer Löcher erforderliche Mehraufwand an Mörtel und Arbeitszeit vermieden wird.

Bezeichnung und Kenntlichmachung der Ziegel

Um bei Bestellungen Verwechselungen der verschiedenen Größen und Formen auszuschließen, werden Länge und Form der Ringziegel in gekürzter Bezeichnung mit aufgeführt.

Die Länge und Höhe ist in mm angegeben, die angehängte Zahl kennzeichnet die gewünschte Form, z. B.:

Ringziegel von 25 cm Länge, Größe 2, mit 9 cm Höhe
= Rz 2502 × 90, DIN 1057.
Ringziegel von 18,5 cm Länge, Größe 3, mit 6,5 cm Höhe
= Rz 1853 × 65, DIN 1057.

Es empfiehlt sich ferner, um auf der Ziegelei und der Baustelle die Größe der Ringziegel sofort erkennen zu können, diese bei der Herstellung an einer Langseite derartig mit entsprechenden Kerbungen zu versehen, daß die Größen jeder Ziegellänge eine der Größennummer entsprechende Anzahl Einkerbungen erhalten. Größe 1 also 1; Größe 2; 2; Größe 3: 3 Einkerbungen. Forster.

Aussprache

über die Normung der leichten Abflußrohre am Dienstag, den 11. Mai 1926 in Berlin

Nach Eröffnung der Sitzung durch den Obmann, Herrn Oberbaurat Schulze, berichtet der Vertreter des NDI über die Vorgänge, die zur heutigen Beratung geführt haben.

„Vor zwei Jahren hatte der Normenausschuß — einer Anregung aus den Kreisen der Installateure folgend — eine Sitzung zwischen Vertretern der Baupolizei, der Kommunen, des Reichsverbandes im Installateur- und Klempnergewerbe und den Röhrenwerken einberufen mit dem Ziel, zu versuchen, ob eine Normung der leichten Abflußrohre möglich sei, da aus wirtschaftlichen Gründen zur Verminderung der Bau- und Installationskosten die Verwendung leichter Abflußrohre angestrebt wurde. Das Ergebnis war die Feststellung, daß die z. Z. in Deutschland hergestellten leichten Abflußrohre infolge der technisch ungünstigen Muffenform sowohl seitens der Baupolizeibehörden wie auch der Bauverwaltungen und der Installateure abgelehnt wurden und die Forderung aufgestellt wurde, insbesondere die Muffen der leichten Abflußrohre so auszugestalten, daß sie eine technisch einwandfreie Dichtung und Sicherheit gewährleisten. Die Röhrenwerke stellten sich damals auf den Standpunkt, daß die Gießereien nicht in der Lage seien, eine derartige Umstellung vorzunehmen, und ein Eingehen auf die Wünsche der Verbraucher und der Baupolizei wurde rundweg abgelehnt. Damit war der Versuch zu einer Einigung fehlgeschlagen.

Neuerdings ist der Wunsch, einwandfreie leichte Abflußrohre bei Bauten zu verwenden, in erheblich stärkerem Maße wieder wach geworden. An uns wurde aus Industriekreisen die Anfrage gerichtet, welchen Bedingungen ein leichtes Abflußrohr entsprechen müßte, das in technischer Beziehung als einwandfrei anzusehen sei und Aussicht hätte, von der Baupolizei zugelassen zu werden. Da der Normen-Ausschuß für diese Frage als neutrale Stelle keine bindende Auskunft geben konnte, hatten wir diese Anfrage einem Sachverständigen-Gremium unterbreitet, das drei Forderungen aufstellte:

1. Verwendung einer technisch einwandfreien Muffe (als Richtlinie wurde die Muffenform der NA-Rohre empfohlen),
2. Durchmesser der Rohre gleich dem der NA-Rohre, und
3. Länge der Formstücke gleich der der Formstücke der NA-Rohre.

Diese Mitteilung gaben wir an die anfragende Stelle weiter. Fast zu gleicher Zeit spielte die Notwendigkeit eines technisch einwandfreien leichten Abflußrohres für ein größeres Berliner Bauobjekt eine Rolle. Die Bauausführung der Entwässerung dieses Häuserkomplexes war Herrn Professor Neuber übertragen. Herr Professor Neuber setzte sich mit dem Ostdeutsch-Sächsischen Hüttenverein in Verbindung und versuchte mit diesem zusammen durch Umgestaltung der alten Muffe des leichten Abflußrohres eine Form zu finden, die die Zustimmung der Berliner Entwässerungspolizei fand. Dieser Versuch schlug jedoch fehl; die Berliner Baupolizei hat der Verwendung dieser leichten Abflußrohre die Genehmigung versagt. Es wurde von der Berliner Baupolizei wiederum die Forderung erhoben, daß die Muffenform derjenigen der NA-Rohre zu entsprechen habe. Inzwischen hat die Gießerei, die seinerzeit bei uns anfragte, einen Vorschlag vorgelegt, der den seinerzeit gestellten Forderungen entspricht. Dieser Vorschlag hat sowohl die Zustimmung der Baupolizei, wie der Kommunalverwaltungen und des Vertreters des Installateur-Gewerbes gefunden. Wir gehen voraussichtlich nicht fehl in der Annahme, daß sich die betreffende Gießerei nunmehr auf die Herstellung dieser leichten Abflußrohre einstellen und ihre baupolizeiliche Zulassung bei den zuständigen amtlichen Stellen beantragen wird."

Zur Klärung der Angelegenheit hat nunmehr das Abflußrohr-Syndikat und die Abflußrohr-Verkaufsstelle Frankfurt a. M. über das Reichswirtschafts-Ministerium den Antrag auf Normung der leichten Abflußrohre gestellt. Zur Aussprache steht daher die Frage, ob die leichten Abflußrohre genormt werden und wenn ja, wie sie beschaffen sein sollen.

Vom Vertreter des Abflußrohr-Syndikats wird erklärt, daß nach Ansicht des Syndikats die jetzige Muffenform der leichten Abflußrohre genügt, daß man jedoch nicht grundsätzlich jede Abänderung ablehnt, sondern Verbesserungsvorschläge jederzeit erwägen wolle. Auf keinen Fall dürfe jedoch neben den bestehenden zwei Rohren ein drittes Rohr neu geschaffen werden. Man solle zunächst versuchen, durch Verbesserung der jetzigen leichten Abflußrohrmuffe den technischen Forderungen gerecht zu werden, vielleicht durch Anbringung eines Zentrierringes und, wenn erforderlich, durch einige Änderungen an der Wanddicke. Dadurch wäre es möglich, den gesamten Modellpark beizubehalten und lediglich durch geringfügige Änderungen die Modelle auf den gewünschten Stand zu bringen.

Der Leiter der Berliner Entwässerungspolizei führte aus, daß vor 1910 im wesentlichen in Berlin leichte, mit Kitt gedichtete Rohre verwendet wurden. Es hat sich aber herausgestellt, daß auf die Dauer die Verkittung nicht genügt. Die Folge war die Forderung der verbleiten Muffe. Die alten Muffen des leichten Abflußrohres waren selbstverständlich nun zu leicht; infolgedessen verlangte die neue baupolizeiliche Verordnung ausschließlich die Verwendung starkwandiger Rohre. Abgesehen von einer Übergangszeit, die verhältnismäßig lang bemessen war, war die Polizei 1914 in der glücklichen Lage, die leichten Rohre im allgemeinen soweit zurückgedrängt zu haben, daß von einer Verwendung nicht mehr die Rede sein konnte. Sogenannte Pfuschereien kamen im wesentlichen nicht mehr vor, und es hätte nur noch ganz kurzer Zeit bedurft, daß in Berlin überhaupt kein schwachwandiges Rohr auf Lager gehalten wurde. Durch den Krieg war die Baupolizei gezwungen, oft entgegenkommender zu sein. In der Inflationszeit und dem damit einsetzenden wirtschaftlichen Niedergang konnten die vorher erwähnten Forderungen ebenfalls nicht aufrechterhalten werden. Die Vorschrift bestand: für mehrgeschossige Gebäude starkwandige Rohre, und für die in dieser Zeit vielfach entstandenen Notbauten bzw. kleinen Siedlungen die leichten Rohre zu verwenden. Nun fehlte es allerdings an Aufsichtspersonal bei der Baupolizei, so daß diese Vorschriften nicht mehr strikt eingehalten werden konnten. Der heutige Zustand ist von seiten der Baupolizei nicht zu billigen. Die Baupolizei steht auf dem Standpunkt, daß es anzustreben wäre, wie vor dem Kriege nur ein Rohr zuzulassen und sieht die Lösung in einem Kompromiß, der darin besteht, die Muffe zu verstärken und das Rohr wie bei dem alten leichten Abflußrohr beizubehalten. Andererseits kann jedes Rohr zur Verwendung kommen, daß den behördlichen Ansprüchen entspricht, jedoch muß das Ziel sein, nur mit einem Abflußrohr

auszukommen. Allerdings muß die Frage auch berücksichtigt werden, wieweit diese Rohre auch im Ausland Verwendung finden können.

Herr Professor Neuber tritt ebenfalls für die Einführung eines Abflußrohres ein. Die bisherigen leichten Abflußrohre genügen lediglich in ihrer Muffenausbildung durch die jetzt überall zur Anwendung kommende Bleidichtung den an sie gestellten Anforderungen nicht. Aus diesem Grunde muß dahin gestrebt werden, zu einem leichten Rohr mit schwerer Muffe zu kommen. Besonders die Kostenfrage ist ausschlaggebend für die Einführung des leichten Rohres mit schwerer Muffe. Bei der jetzigen schweren Wirtschaftslage mutet es geradezu grotesk an, daß Deutschland immer noch ein schweres Rohr vorschreibt, während viele Staaten des Auslandes das leichte Rohr bereits seit Jahren zulassen. Ebenfalls sollte die Exportfrage dazu führen, entschieden für das leichte Rohr einzustehen.

Der Vertreter des Verbandes Preuß. Landgemeinden hält auch für großstädtische bzw. ländliche Verhältnisse das leichte Rohr mit verstärkter Muffe durchaus für geeignet.

Vom Obmann wird darauf hingewiesen, daß bereits in internationalen Verhandlungen Bestrebungen im Gange sind, um eine einheitliche Muffenform durchzuführen. Diese Muffenform würde auch auf die leichten Abflußrohre ausgedehnt werden können.

Der Vorsitzende des Reichsverbandes im Installateur- und Klempnergewerbe setzt sich ebenfalls für die Einführung einer einzigen Rohrsorte ein. Die Frage, wie dies Rohr beschaffen sein muß, wäre vielleicht in einem kleinen Ausschuß leichter zu klären. Eine Vereinfachung muß unbedingt herbeigeführt werden im Interesse der Lagerhaltung, der Herstellung usw. Der Obmann weist darauf hin, daß, falls das leichte Abflußrohr geändert wird, das metrische Maßsystem zur Anwendung kommen müßte. Das Abflußrohrsyndikat vertrat demgegenüber den Standpunkt, daß nach Möglichkeit nichts an den Zahlenmaßnahmen geändert werden dürfte, da sonst an eine Auslandslieferung überhaupt nicht zu denken sei. Es wäre interessant zu erfahren, ob Herrn Prof. Neuber, der sich auch rechnerisch mit der Muffenform der leichten Abflußrohre befaßt hat, glaubt, mit der jetzigen Muffe unter Anwendung einiger kleiner Änderungen das zu erreichen, was man an Anforderungen stellen kann. Es wird auf die Marienhütte hingewiesen, die ein Modell hergestellt hat mit verstärkter Muffe, die nach rechnerischem Resultat allen Anforderungen genügen müßte.

Das Installateurgewerbe in Westfalen tritt für die Beibehaltung der alten NA-Rohre ein und steht auf dem Standpunkt, die leichten Rohre, wie sie augenblicklich bestehen, beizubehalten, jedoch als Norm lediglich die NA-Rohre anzuerkennen. Auch Bayern spricht sich schriftlich gegen die Zulassung eines weiteren Rohres aus.

Der Vertreter der Buderus'schen Eisenwerke bittet die Baupolizei um Klarheit, ob das leichte Abflußrohr denn auch tatsächlich beibehalten und nicht in kurzer Zeit durch neue Formen überholt wird. Diese Frage wird dahin beantwortet: Die Baupolizei muß jedes Rohr anerkennen, das den gestellten Anforderungen genügt und kann ein bestimmtes Rohr nicht vorschreiben. Falls das leichte Rohr mit verstärkter Muffe jedoch genormt werden sollte, wird auch die damit sich ergebende Preisgestaltung die Einführung erleichtern, so daß die neuen leichten Rohre in erster Linie zur Anwendung kommen. Das Abflußrohr-Syndikat hält es unter diesen Umständen für zweckmäßig, um zu einem Ziel zu gelangen, aus dem Kreise der Anwesenden eine Kommission zu wählen, die sich mit den Vorschlägen bezüglich der Umstellung der leichten Abflußrohre zu befassen hat, und in nächster Zeit wieder zusammentreten, um die Vorarbeiten dieser Kommission zu bearbeiten.

Vom NDI wird auf die verschiedenen internationalen Sitzungen hingewiesen, in denen die Frage der Abflußrohre behandelt wurde. Gerade Holland, Belgien und Frankreich setzen sich scharf für die einheitliche Ausgestaltung des Abflußrohres ein. Die Frage, wie sich Deutschland hierzu stellt, ist vor 1½ Jahren Gegenstand einer Verhandlung gewesen, an der Vertreter der Abflußrohre herstellenden Gießereien teilgenommen hatten. Die deutsche Muffenform des NA-Rohres weicht lediglich im Muffendurchmesser von der in diesen Ländern üblichen Muffenform ab. Es besteht nun die Gefahr, falls in Deutschland vorerst über die Normung des NA-Rohres und des leichten Abflußrohres keine Einigung erzielt werden könnte, daß eine klare internationale Normung nicht möglich wird. Es handelt sich darum, den deutschen Standpunkt über die Ausbildung des leichten Abflußrohres mit verstärkter Muffe sobald wie möglich in die internationale Diskussion zu werfen. Das Abflußrohr-Syndikat weist auf die Auslandskonkurrenz hin und spricht die Überzeugung aus, daß es ganz ausgeschlossen ist, unter diesen Umständen mit einem schweren Rohr auskommen zu können. Beschlossen wird nunmehr, technische Einzelheiten in einem engeren Ausschuß weiter zu behandeln, der sich mit der Umgestaltung der leichten Abflußrohre zu befassen hat und bittet um Vorschläge. Für die Kommission werden vorgeschlagen: Benteler, Neuber, Sander, Wienecke, Dormeyer, Bartsch, Neumann, Störring, Linnmann, Zöller, Vertreter des Städtetages, der Vereinigung technischer Oberbeamten deutscher Städte, Ardelt, Lay, Meir, Berthold, Göb und außerdem süddeutsche Vertreter, die von der Vereinigung technischer Oberbeamter deutscher Städte vorgeschlagen werden könnten.

Der Vertreter des NDI bittet die Mitglieder, die sich zu einer Mitarbeit bereit erklärt haben, trotz der Abwesenheit einzelner Herren des kleinen Ausschusses sogleich zu einer kurzen Besprechung zusammenzutreten, um Reisekosten zu sparen. Der Antrag wird von der Mehrheit angenommen.

Der Obmann schließt die Besprechung des Hauptausschusses und dankt allen Herren für die rege Teilnahme.

In der gleich anschließenden Sitzung des engeren Ausschusses wird vom NDI auf die technisch fehlerhafte Ausbildung der Muffe beim jetzigen leichten Abflußrohr hingewiesen. Seinerzeit waren zwei Änderungen im wesentlichen vorgeschlagen: die Verstärkung der Muffenwanddicke und die Anordnung eines Zentrierringes, die den Zweck hat, den Übergang vom Rohr zur eigentlichen Muffe stärker zu gestalten. Als Vorbild war an die Muffe der NA-Rohre gedacht. Vom Abflußrohr-Syndikat wird als einfachste Lösung die Schaffung eines neuen Rohres angesehen unter Fortfall der NA-Rohre. Auf Anfrage gibt der NDI bekannt, daß die Frage der leichten Abflußrohre in den internationalen Verhandlungen noch nicht berührt worden ist. Die gerade Stufung der Rohrdurchmesser müßte beibehalten werden, das bedeutet also die Einführung des metrischen Systems auch bei den leichten Abflußrohren.

Aus der Versammlung wird auf zwei Wege hingewiesen: entweder die Muffe des leichten Rohres zu verstärken unter Einhaltung des metrischen Rohrdurchmessers, oder die Wandstärke des heutigen normalen Rohres schwächer zu gestalten. Durch Verstärkung des Kernes beim NA-Rohr wäre eine Umgestaltung des bisherigen leichten Rohres möglich, jedoch sind dann unrunde Durchmessermaße unvermeidlich. Die einzige Lösung, um eine Übergangsfabrikation zu vermeiden, ist die, ein neues leichtes Rohr mit schwerer Muffe zu schaffen. Der Obmann erklärt, daß dieser Vorschlag für die Industrie die Einführung einer neuen Rohrform darstellt; wie vorher erwähnt, gehen weiter die Bestrebungen der anderen Staaten dahin, immer mehr vom Zollsystem abzugehen und das metrische System einzuführen.

Das Abflußrohr-Syndikat glaubt es nicht verantworten zu können, vollkommen neue Modelle einzuführen und erörtert die Frage, wie am billigsten die Umgestaltung des leichten Rohres vorgenommen werden könnte. Vom NDI wird der Vorschlag gemacht, sich zunächst darüber zu einigen, wie das leichte Abflußrohr aufgebaut — auf metrischem System, in technisch einwandfreier Form und losgelöst von allen wirtschaftlichen Verhältnissen — gestaltet werden muß. Dieser allen Wünschen entsprechende Vorschlag könnte dann vom NDI den Normenausschüssen der Nachbarländer zugeleitet werden mit der Bitte

vor der geplanten internationalen Normung eines allgemeingültigen schweren Rohres den deutschen Vorschlag einer Prüfung zu unterziehen. Es ist nun die Frage zu erörtern, ob ein Übergangsrohr geschaffen werden soll. Vom NDI wird auf die von der Berliner Baupolizei zugelassene Konstruktion eines leichten Abflußrohres mit verstärkter Muffe hingewiesen und um Prüfung gebeten, ob gegen dieses leichte Abflußrohr irgendwelche gießereitechnischen Bedenken zu erheben sind.

Beschlossen wird, in eine Einzelberatung z. Z. nicht einzutreten. Seitens der Werke des Abflußrohr-Syndikats sollen vielmehr Vorschläge ausgearbeitet und nach Prüfung dieser Vorschläge ausgearbeitet und nach Prüfung dieser Vorschläge ein gemeinsamer Entwurf dem Ausschuß zur weiteren Beratung zugestellt werden. Als Tagungsort für die nächste Sitzung wird Düsseldorf, als Zeit die zweite Juniwoche vorgeschlagen.

Bericht

über die Besprechung „Normen für Steinholz" am 9. April 1926, Berlin, Ingenieurhaus.

Zur Einleitung der Verhandlungen, die von vornherein nur als Besprechung zur Klärung des vorliegenden Arbeitsgebietes gedacht sind, berichtet der Vertreter des Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik über das vorliegende Material, die zur Mitarbeit aufgeforderten Stellen und über die für Steinholz bereits bestehenden Normen und Vorschriften. Es wird angeregt, den Ausschuß durch Hinzuziehung von Vertretern des Technischen Tiefbauamtes der Stadt Berlin, des Germanischen Lloyd, des Eisenbahnzentralamtes und des Reichsausschusses für Lieferbedingungen zu ergänzen.

Über die Notwendigkeit der Bearbeitung von Normen für Steinholz berichtet der Geschäftsführer des Verbandes deutscher Steinholzfabrikanten. Die vom Verbande aufgestellten Normen sind ohne Beteiligung der Verbraucher entstanden und geben in der Hauptsache Richtlinien für die Ausführung der Unterböden mit dem Ziele, schon bei den Vorarbeiten die Beachtung der Eigenarten von Steinholz zu gewährleisten und Unstimmigkeiten zwischen Lieferer und Abnehmer zu vermeiden.

Das Bestreben des Verbandes geht dahin, diese Normen durch Verbraucher und neutrale Stellen anerkennen zu lassen und durch Normen für die vom Steinholz zu fordernden Eigenschaften und ihre Prüfung zu ergänzen.

Es wird die Frage erörtert, ob neben den vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellten Vorschriften für Bauleistungen andere deutsche Normen aufgestellt werden können, und es wird nach den von den Vertretern verschiedener Länderbehörden gegebenen Aufklärungen beschlossen, zunächst die Aufgabe der Festlegung der Begriffe, der Eigenschaften und der Prüfverfahren zu klären und im Anschluß daran dafür zu sorgen, daß die im Abschnitt 18 der DIN 1965 gegebenen Vorschriften den Normen und den heutigen Verhältnissen angepaßt werden. Es wurde betont, daß bei der Organisation der deutschen Normung die Möglichkeit der Anpassung an veränderte Verhältnisse sehr wohl gegeben sei. Die Vertreter verbrauchender Kreise weisen auf die Wichtigkeit richtiger Verarbeitung des Steinholzes, der Vorschriften für den Untergrund und der Prüfung des Enderzeugnisses hin. Nach eingehender Erörterung wird Einstimmigkeit darüber erzielt, daß es nicht zweckdienlich ist, zu weitgehende Ausführungsvorschriften festzulegen, sondern daß das Hauptgewicht darauf zu legen ist, daß außer der Definition des Begriffes die Eigenschaften des fertigen Belages und seine Prüfung festgelegt werden. Angeregt wird, zu untersuchen, ob die Möglichkeit besteht, Steinholz schon während der Verarbeitung, ähnlich wie es bei Beton geschieht, zu prüfen. Um schnell zu Ergebnissen zu kommen, wird beschlossen, einen Arbeitsausschuß mit der Bearbeitung der drei Aufgaben: Begriffsbestimmung, Eigenschaften und Prüfverfahren zu beauftragen und einen Unterausschuß mit der Bearbeitung der Prüfverfahren zu betrauen. Die beiden Ausschüsse wurden durch Vertreter der Behörden, Hersteller, Verbraucher, der Wissenschaft und der Materialprüfungsämter besetzt.

Einem Vorschlage wird zugestimmt, vorerst als Begriffsbestimmung die vom Verbande deutscher Steinholzfabrikanten aufgestellten Bestimmungen beizubehalten:

> Steinholz ist eine durch Mischen von Chlormagnesiumlösung und Magnesit in bestimmtem Verhältnis unter Zusatz organischer bzw. anorganischer Füllstoffe hergestellte und erhärtete Masse, welche die Eigenschaften des Holzes zugleich mit denen eines weichen Gesteins vereint.

Eine redaktionelle Überarbeitung ist vorgesehen.

Nach eingehender Erörterung über die dem Ausschuß vorliegenden Vorschläge wurde folgender Arbeitsgang vereinbart und die Besprechung geschlossen.

1. Herr Kramer übermittelt der Geschäftsstelle einen Vorschlag für die Begriffsbestimmung und für die zu fordernden Eigenschaften von Steinholz.

2. Die Geschäftsstelle versendet diesen Vorschlag an alle Mitglieder des Ausschusses mit der Bitte um Äußerung bis zum 15. Mai d. J.

3. Nach Eingang der Äußerungen wird durch den Obmann der Zeitpunkt für die nächste Sitzung des Arbeitsausschusses festgelegt.

4. Der Unterausschuß für Prüfverfahren benutzt den von Herrn Kramer aufgestellten Entwurf zur Bearbeitung eines Entwurfes für Prüfverfahren zur Sitzung des Arbeitsausschusses.

Schluß der Sitzung 12,15 Uhr.

Nach Schluß der Sitzung fand eine Besprechung im Unterausschuß für Prüfverfahren statt, in der es der Geschäftsstelle des DVM übertragen wurde, die an deutschen Versuchsanstalten gebräuchlichen Prüfverfahren für Steinholz zu sammeln und auch zu versuchen, Unterlagen aus dem Auslande zu erhalten. Diese Unterlagen sollen den Mitgliedern des Unterausschusses zur Äußerung zugestellt werden.

Mitteilungen der Geschäftsstelle

An unsere Mitarbeiter

Um die durch die Urlaubszeit verursachten Störungen des Dienstbetriebes auf eine möglichst kurze Zeit zu beschränken, wird die **Geschäftsstelle der Baunormung vom 19. Juli bis 14. August 1926 geschlossen.** Zur Erledigung dringender Angelegenheiten bleibt eine Auskunftstelle bestehen.

Der Normblattvertrieb durch den Beuth-Verlag G m b H, Berlin NW 7, Sommerstr. 4a, erleidet keine Unterbrechung.

Sitzungen des Normenausschusses im Juni

Datum	Arbeitsausschuß	Ort
4. und 5.	Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen	München
5.	Schornsteinbau	Berlin
12.	Reichshochbaunormung, Fensterausschuß	Dresden
17. und 18.	Siebnormung	Frankfurt a. M.
21.	Gußeiserne Kanalisationsgegenstände	Düsseldorf
22.	Leichte Abflußrohre	Düsseldorf

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27

5. Jahrgang | 2. Juli 1926 | Nr. 7

INHALT:

Ausländische Normen. Rußland 29
Hauptkammer für Maße und Gewichte. Normenkomitee. Normung der Baubindemittel 29
Erläuterungsbericht zu DIN 1029 — Ungleichschenklige Winkeleisen. Vorstandsvorlage 29
Normblatt
DIN 1029 Ungleichschenklige L-Eisen 30

Ausländische Normen

Rußland

Bei dem Interesse, das der Entwicklung der deutschen Zementnormen zurzeit in allen Baukreisen entgegengebracht wird, dürfte die Kenntnis der in Rußland jetzt durchgeführten Normungsarbeiten von Interesse sein. Wir bringen daher im folgenden eine kurze Inhaltsübersicht über den Bericht des Normenkomitees der Hauptkammer für Maße und Gewichte. Interessenten steht auf Wunsch die ausführliche Arbeit im Originaltext zur Verfügung. NDI

Hauptkammer für Maße und Gewichte Normenkomitee

Normung der Baubindemittel

Das Normenkomitee der Hauptkammer für Maße und Gewichte hat in einem Sonderheft alles zusammengefaßt, was in der Sowjet-Union auf dem Gebiet der Normung der Baubindemittel bis zum Jahr 1925 einschließlich geleistet wurde. Das Heft enthält eine Reihe von Abhandlungen und bringt die bis jetzt bestätigten Normen der Bindemittel.

Die erste Abhandlung, betitelt „Arbeiten der Kommission zur Festsetzung einer Nomenklatur und der technischen Bedingungen für Bindemittel beim Normenkomitee der H.K.M.G." ist vom Vorsitzenden dieser Kommission Professor Druschinin verfaßt. Aus seinen Darlegungen ist zu ersehen, daß in der Zeit von 1919—1924 die Normung der Bindemittel von verschiedenen voneinander unabhängigen Institutionen und Wirtschaftsorganisationen bearbeitet wurde. Die Notwendigkeit, eine einheitliche Nomenklatur und einheitliche Lieferungsbedingungen herauszubringen, bewog dann die H.K.M.G. bei dem ihr untergeordneten Normenkomitee unter Vorsitz von Prof. Druschinin eine spezielle Kommission einzusetzen, der es dann im Jahre 1925 gelang, die ihr gestellte Aufgabe in befriedigender Weise zu lösen. Das Arbeitsergebnis wurde dem dritten allrussischen Kongreß der Baumaterialienindustrie vorgelegt, von diesem gutgeheißen und endlich vom Höchsten Wirtschaftsrat der U.S.S.R. bestätigt. —

Die bestätigten Normen sind wie folgt geordnet:

1. Nomenklatur der Bindemittel.

Gruppe I.

Bindemittel, die aus dem entsprechenden Rohmaterial durch Brennen erzeugt werden:

I. Luftzemente: 1. Luftkalk; 2. Gipsbindemittel: a) Alabaster, b) Anhydrid-Zement, c) hydraulischer Gips, d) Gipszement; 3. kaustischer Magnesit.

II. Hydraulische Zemente: 1. hydraulischer Kalk; 2. Roman-Zement; 3. Portland-Zement, 4. Bauxit-Zement.

Gruppe II.

Bindemittel, die durch Zusammenmischen der Zemente der ersten Gruppe mit speziellen pulverartigen hydraulischen Zusätzen, ohne nachfolgendes Brennen erzeugt werden.

I. Bindemittel, die durch Zusammenmischen von Kalk mit hydraulischen Zusätzen erzeugt werden: 1. Kalk-Schlacken-Zemente; 2. Kalk-Puzzolan-Zemente.

II. Bindemittel, die durch Zusammenmischen von Portland-Zement mit hydraulischen Zusätzen erzeugt werden: 1. Schlacken-Portland-Zemente, 2. Puzzolan-Portland-Zemente.

Hydraulische Zusätze.

A. Natürliche hydraulische Zusätze: 1. Puzzolan, 2. Traß, 3. Kieselerde.

B. Künstliche hydraulische Zusätze: 1. Granulierte Hochofenschlacken, 2. lehmhaltige Rückstände.

2. Lieferungs- und Prüfungsbedingungen für Portland-Zement: § 1. Definition des Erzeugnisses und die Anforderungen hinsichtlich der chemischen Zusammensetzung, § 2. Entnahme von Proben und allgemeine Instruktionen über die Prüfung, § 3. Verluste beim Ausglühen und spezifisches Gewicht, § 4. Zeitpunkte der Bindung des Festwerdens, § 5. Gleichmäßigkeit der Veränderlichkeit des Volumens, § 6. Feinheit der Ausmahlung, § 7. Streckprüfung. § 9. Verpackung und Gewicht der Tonnen.

3. Lieferungs- und Prüfungsbedingungen für Schlacken-Portland-Zement, weiter wie bei 2.

4. Ebenfalls — für Roman-Zement.

5. Ebenfalls — für Bauxit-Zement.

6. Ebenfalls — für Puzzolan-Portland-Zement.

7. Prüfungsmethoden für Portland-Zement.

§ 1. Allgemeine Hinweise, § 2. Bestimmung des spezifischen Gewichts, § 3. Bestimmung der Normalfestigkeit des Breis (Brei = Zement + Schlacken, ohne Sand), § 4. Bestimmung des Anfangs und des Endes des Festwerdens des Portlandzements, § 5. Probe auf die Gleichförmigkeit der Veränderung des Volumens des Zementbreis, § 6. Bestimmung der Feinheit der Ausmahlung, § 7. Bestimmung der Normalfestigkeit der Lösung mit Normalsand 1 : 3 (Lösung = Mischung von Zement, Sand und Wasser), § 8. Streckprüfung, § 9. Druckprüfung.

Erläuterungsbericht

zu DIN 1029 — Ungleichschenklige Winkeleisen Vorstandsvorlage

Der erste Entwurf der ungleichschenkligen Winkeleisen wurde in der „Baunormung" Nr. 3 vom 15. Dezember 1922 veröffentlicht. In den seinerzeitigen Verhandlungen hatte man sich in schwierigen Beratungen über die Abmessungen der als normal zu betrachtenden Winkeleisen geeinigt. Da sich die Normalprofilbuchkommission nunmehr entschlossen hat, auf den Normblättern außer den Abmessungen der Winkeleisen auch die für den Konstrukteur notwendigen statischen Werte zusammenzufassen, werden in der vorliegenden Vorstandsvorlage diese neu durchgerechneten Werte veröffentlicht. Obwohl diese Werte von unabhängigen Stellen mehrmals überprüft und für richtig befunden sind, bitten wir, durch Stichproben Kontrollrechnungen vorzunehmen und das Ergebnis innerhalb der Einspruchsfrist der Geschäftsstelle des Normenausschusses zuzustellen. NDI

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210 × 297) DIN 476.

Vorstandsvorlage

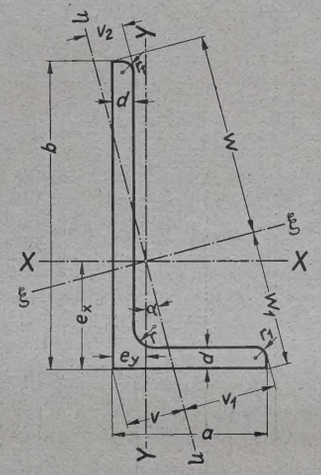
Ungleichschenklige L-Eisen

Abmessungen und statische Werte

Noch nicht endgültig

DIN 1029

Einspruchsfrist: 1. September 1926



J = Trägheitsmoment
W = Widerstandsmoment
i = Trägheitshalbmesser
} bezogen auf die zugehörige Biegungsachse

$k = \frac{F^2}{J_\eta}$ = Knickwert

$r_1 = \frac{r}{2}$ (auf halbe mm gerundet)

Bezeichnung L	Abmessungen in mm					Querschnitt	Gewicht	Abstände in cm von den Achsen							Lage der Achse	Für die Biegungsachse										k	Bezeichnung L
																x — x			y — y			ξ — ξ		η — η			
	a	b	d	r	r_1	F cm²	G kg/m	e_x	e_y	w	w_1	v	v_1	v_2	$\eta-\eta$ tg α	J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	J_ξ cm⁴	i_ξ cm	J_η cm⁴	i_η cm		
20 · 30 · 3	20	30	3	3,5	2	1,42	1,11	0,99	0,50	2,04	1,51	0,86	1,04	0,56	0,431	1,25	0,62	0,94	0,44	0,29	0,56	1,43	1,00	0,25	0,42	7,99	20 · 30 · 3
20 · 30 · 4	20	30	4	3,5	2	1,65	1,45	1,03	0,54	2,02	1,52	0,91	1,03	0,58	0,423	1,59	0,81	0,93	0,55	0,38	0,55	1,81	0,99	0,33	0,42	10,4	20 · 30 · 4
20 · 30 · 5	20	30	5	3,5	2	2,26	1,77	1,07	0,58	2,00	1,53	0,95	1,03	0,60	0,412	1,90	0,99	0,92	0,66	0,46	0,54	2,15	0,98	0,40	0,42	12,7	20 · 30 · 5
20 · 40 · 3	20	40	3	3,5	2	1,72	1,35	1,43	0,44	2,61	1,77	0,79	1,19	0,46	0,259	2,79	1,08	1,27	0,47	0,30	0,52	2,96	1,31	0,30	0,42	9,76	20 · 40 · 3
20 · 40 · 4	20	40	4	3,5	2	2,25	1,77	1,47	0,48	2,57	1,80	0,83	1,18	0,50	0,252	3,59	1,42	1,26	0,60	0,39	0,52	3,79	1,30	0,39	0,42	12,9	20 · 40 · 4
30 · 45 · 3	30	45	3	4,5	2	2,19	1,72	1,43	0,70	3,09	2,24	1,22	1,58	0,81	0,441	4,48	1,46	1,43	1,60	0,70	0,86	5,17	1,54	0,91	0,64	5,27	30 · 45 · 3
30 · 45 · 4	30	45	4	4,5	2	2,87	2,25	1,48	0,74	3,07	2,26	1,27	1,58	0,83	0,435	5,78	1,91	1,42	2,05	0,91	0,85	6,65	1,52	1,49	0,64	6,93	30 · 45 · 4
30 · 45 · 5	30	45	5	4,5	2	3,53	2,77	1,52	0,78	3,05	2,27	1,32	1,58	0,85	0,430	6,99	2,35	1,41	2,47	1,11	0,84	8,02	1,51	1,44	0,64	8,65	30 · 45 · 5
30 · 60 · 5	30	60	5	6	3	4,29	3,37	2,15	0,68	3,90	2,67	1,20	1,77	0,72	0,256	15,6	4,04	1,90	2,60	1,12	0,78	16,5	1,96	1,96	0,63	10,9	30 · 60 · 5
30 · 60 · 7	30	60	7	6	3	5,85	4,59	2,24	0,76	3,83	2,72	1,28	1,73	0,78	0,248	20,7	5,50	1,88	3,41	1,52	0,76	21,8	1,93	2,28	0,62	15,0	30 · 60 · 7
40 · 50 · 3	40	50	3	4	2	2,63	2,06	1,48	0,99	3,50	2,85	1,62	1,87	1,22	0,632	6,58	1,87	1,58	3,76	1,25	1,20	8,46	1,79	1,89	0,85	3,66	40 · 50 · 3
40 · 50 · 4	40	50	4	4	2	3,46	2,71	1,52	1,03	3,50	2,85	1,67	1,84	1,26	0,629	8,54	2,47	1,57	4,86	1,64	1,19	10,9	1,78	2,46	0,84	4,85	40 · 50 · 4
40 · 50 · 5	40	50	5	4	2	4,27	3,35	1,56	1,07	3,49	2,88	1,73	1,84	1,27	0,625	10,4	3,02	1,56	5,89	2,01	1,18	13,3	1,76	3,02	0,84	6,04	40 · 50 · 5
40 · 60 · 5	40	60	5	6	3	4,79	3,76	1,96	0,97	4,08	3,01	1,68	2,09	1,10	0,437	17,2	4,25	1,89	6,11	2,02	1,13	19,8	2,03	3,50	0,86	6,56	40 · 60 · 5
40 · 60 · 6	40	60	6	6	3	5,68	4,46	2,00	1,01	4,06	3,02	1,72	2,08	1,12	0,433	20,1	5,03	1,88	7,12	2,38	1,12	23,1	2,02	4,12	0,85	7,83	40 · 60 · 6
40 · 60 · 7	40	60	7	6	3	6,55	5,14	2,04	1,05	4,04	3,03	1,77	2,07	1,14	0,429	23,0	5,79	1,87	8,07	2,74	1,11	26,3	2,00	4,73	0,85	9,07	40 · 60 · 7

40 · 80 · 6	40	80	6	7	3,5	6,89	5,41	2,85	0,88	5,21	3,53	1,55	2,42	0,89	0,259	44,9	8,73	2,55	7,59	2,44	1,05	47,6	2,63	4,90	0,84	9,70	40 · 80 · 6
40 · 80 · 8	40	80	8	7	3,5	9,01	7,08	2,94	0,95	5,15	3,57	1,65	2,38	1,04	0,253	57,6	11,4	2,53	9,68	3,18	1,04	60,9	2,60	6,41	0,84	12,7	40 · 80 · 8
50 · 65 · 5	50	65	5	6,5	3,5	5,54	4,35	1,99	1,25	4,52	3,61	2,08	2,38	1,50	0,583	23,1	5,11	2,04	11,9	3,18	1,47	28,8	2,28	6,21	1,06	5,89	50 · 65 · 5
50 · 65 · 7	50	65	7	6,5	3,5	7,60	5,97	2,07	1,33	4,50	3,62	2,19	2,37	1,52	0,574	31,0	6,99	2,02	15,8	4,31	1,44	38,4	2,25	8,37	1,05	6,90	50 · 65 · 7
50 · 65 · 9	50	65	9	6,5	3,5	9,58	7,52	2,15	1,41	4,48	3,63	2,28	2,36	1,57	0,567	38,2	8,77	2,00	19,4	5,39	1,42	47,0	2,22	10,5	1,05	8,72	50 · 65 · 9
50 · 100 · 6	50	100	6	9	4,5	8,73	6,85	3,49	1,04	6,50	4,39	1,91	2,98	1,15	0,263	89,7	13,8	3,20	15,3	3,86	1,32	95,2	3,30	9,78	1,06	7,78	50 · 100 · 6
50 · 100 · 8	50	100	8	9	4,5	11,5	8,99	3,59	1,13	6,48	4,44	2,00	2,95	1,18	0,258	116	18,0	3,18	19,5	5,04	1,31	123	3,28	12,6	1,05	10,4	50 · 100 · 8
50 · 100 · 10	50	100	10	9	4,5	14,1	11,1	3,67	1,20	6,43	4,49	2,08	2,91	1,22	0,252	141	22,2	3,16	23,4	6,17	1,29	149	3,25	15,5	1,04	12,8	50 · 100 · 10
55 · 75 · 5	55	75	5	7	3,5	6,30	4,95	2,31	1,33	5,19	4,00	2,27	2,71	1,58	0,530	35,5	6,84	2,37	16,2	3,89	1,60	43,1	2,61	8,68	1,17	4,58	55 · 75 · 5
55 · 75 · 7	55	75	7	7	3,5	8,66	6,80	2,40	1,41	5,16	4,02	2,37	2,70	1,62	0,525	47,9	9,39	2,35	21,8	5,32	1,59	57,9	2,59	11,8	1,17	6,40	55 · 75 · 7
55 · 75 · 9	55	75	9	7	3,5	10,9	8,59	2,47	1,48	5,14	4,04	2,46	2,70	1,66	0,518	59,4	11,8	2,33	26,8	6,66	1,57	71,3	2,55	14,8	1,16	8,09	55 · 75 · 9
60 · 90 · 6	60	90	6	7	3,5	8,69	6,82	2,89	1,41	6,14	4,50	2,46	3,16	1,60	0,442	71,7	11,7	2,87	25,8	5,61	1,72	82,8	3,09	14,6	1,30	5,18	60 · 90 · 6
60 · 90 · 8	60	90	8	7	3,5	11,4	8,96	2,97	1,49	6,11	4,54	2,56	3,15	1,69	0,437	92,5	15,4	2,85	33,0	7,31	1,70	107	3,06	19,0	1,29	6,87	60 · 90 · 8
60 · 90 · 10	60	90	10	7	3,5	14,1	11,0	3,05	1,56	6,08	4,57	2,66	3,14	1,74	0,431	112	18,8	2,82	39,6	8,92	1,68	129	3,02	23,1	1,28	8,56	60 · 90 · 10
65 · 75 · 6	65	75	6	8	4	8,11	6,37	2,19	1,70	5,28	4,60	2,68	2,75	2,11	0,740	44,0	8,3	2,33	30,7	6,39	1,94	60,2	2,73	14,4	1,34	4,55	65 · 75 · 6
65 · 75 · 8	65	75	8	8	4	10,6	8,34	2,28	1,78	5,26	4,62	2,79	2,78	2,14	0,736	56,7	10,9	2,31	39,4	8,34	1,92	77,3	2,70	18,8	1,33	6,01	65 · 75 · 8
65 · 75 · 10	65	75	10	8	4	13,1	10,3	2,35	1,86	5,23	4,64	2,89	2,79	2,20	0,732	68,4	13,3	2,29	47,3	10,2	1,90	92,7	2,66	23,0	1,33	7,42	65 · 75 · 10
65 · 80 · 6	65	80	6	8	4	8,41	6,60	2,39	1,65	5,61	4,63	2,69	2,94	2,01	0,649	52,8	9,41	2,51	31,2	6,44	1,93	68,5	2,85	15,6	1,36	4,55	65 · 80 · 6
65 · 80 · 8	65	80	8	8	4	11,0	8,66	2,47	1,73	5,59	4,65	2,79	2,94	2,05	0,645	68,1	12,3	2,49	40,1	8,41	1,91	88,0	2,82	20,3	1,36	6,01	65 · 80 · 8
65 · 80 · 10	65	80	10	8	4	13,6	10,7	2,55	1,81	5,56	4,68	2,90	2,95	2,11	0,640	82,2	15,1	2,46	48,3	10,3	1,89	106	2,79	24,8	1,35	7,44	65 · 80 · 10
65 · 80 · 12	65	80	12	8	4	16,0	12,6	2,63	1,88	5,54	4,70	3,00	2,98	2,15	0,634	95,4	17,8	2,44	55,8	12,1	1,87	122	2,76	29,2	1,35	8,81	65 · 80 · 12
65 · 100 · 7	65	100	7	10	5	11,2	8,77	3,23	1,51	6,83	4,91	2,66	3,48	1,73	0,419	113	16,6	3,17	37,6	7,54	1,84	128	3,39	21,6	1,39	5,76	65 · 100 · 7
65 · 100 · 9	65	100	9	10	5	14,2	11,1	3,32	1,59	6,78	4,94	2,76	3,46	1,78	0,415	141	21,0	3,15	46,7	9,52	1,82	160	3,36	27,2	1,39	7,36	65 · 100 · 9
65 · 100 · 11	65	100	11	10	5	17,1	13,4	3,40	1,67	6,74	4,97	2,85	3,45	1,83	0,410	167	25,3	3,13	55,1	11,4	1,80	190	3,34	32,6	1,38	8,92	65 · 100 · 11
65 · 115 · 6	65	115	6	8	4	10,5	8,25	3,85	1,38	7,60	5,26	2,53	3,73	1,55	0,330	145	18,9	3,71	34,4	6,71	1,81	158	3,88	20,9	1,41	5,29	65 · 115 · 7
65 · 115 · 8	65	115	8	8	4	18,3	10,9	3,94	1,46	7,65	5,29	2,61	3,72	1,61	0,326	188	24,8	3,69	44,2	8,78	1,79	205	3,85	27,1	1,40	7,06	65 · 115 · 9
65 · 115 · 10	65	115	10	8	4	17,1	13,4	4,02	1,54	7,70	5,32	2,70	3,70	1,67	0,322	229	30,6	3,66	53,3	10,8	1,77	249	3,82	33,1	1,39	8,80	65 · 115 · 11
65 · 130 · 8	65	130	8	11	5,5	15,1	11,9	4,56	1,37	8,50	5,71	2,49	3,86	1,47	0,263	263	31,1	4,17	44,8	8,72	1,72	280	4,31	28,6	1,38	7,95	65 · 130 · 8
65 · 130 · 10	65	130	10	11	5,5	18,6	14,6	4,65	1,45	8,43	5,76	2,58	3,82	1,54	0,259	321	38,4	4,15	54,2	10,7	1,71	340	4,27	35,0	1,37	9,93	65 · 130 · 10
65 · 130 · 12	65	130	12	11	5,5	22,1	17,3	4,74	1,53	8,37	5,81	2,66	3,80	1,60	0,255	376	45,5	4,12	63,0	12,7	1,69	397	4,24	41,2	1,37	11,8	65 · 130 · 12
75 · 90 · 7	75	90	7	8,5	4,5	11,1	8,74	2,67	1,93	6,32	5,33	3,11	3,32	2,38	0,683	88,1	13,9	2,81	55,5	9,98	2,23	117	3,24	27,1	1,56	4,57	75 · 90 · 7
75 · 90 · 9	75	90	9	8,5	4,5	14,1	11,1	2,76	2,01	6,30	5,35	3,22	3,34	2,41	0,679	110	17,6	2,79	69,1	12,6	2,21	145	3,21	34,1	1,56	5,83	75 · 90 · 9
75 · 90 · 11	75	90	11	8,5	4,5	17,0	13,4	2,83	2,09	6,28	5,37	3,33	3,35	2,45	0,675	130	21,1	2,77	81,7	18,5	2,19	171	3,17	40,9	1,55	7,07	75 · 90 · 11
75 · 100 · 7	75	100	7	10	5	11,9	9,32	3,06	1,83	6,96	5,42	3,10	3,61	2,18	0,553	118	17,0	3,15	56,9	10,0	2,19	145	3,49	30,1	1,59	4,69	75 · 100 · 7
75 · 100 · 9	75	100	9	10	5	15,1	11,8	3,15	1,91	6,91	5,45	3,22	3,63	2,22	0,549	148	21,5	3,13	71,0	12,7	2,17	181	3,47	37,8	1,59	5,99	75 · 100 · 9
75 · 100 · 11	75	100	11	10	5	18,2	14,3	3,23	1,99	6,87	5,49	3,32	3,65	2,27	0,545	176	25,9	3,11	84,0	15,3	2,15	214	3,44	45,4	1,58	7,26	75 · 100 · 11
75 · 130 · 8	75	130	8	10,5	5,5	15,9	12,5	4,36	1,65	8,73	6,01	2,99	4,26	1,83	0,339	276	31,9	4,17	68,3	11,7	2,08	303	4,37	41,3	1,61	6,10	75 · 130 · 8
75 · 130 · 10	75	130	10	10,5	5,5	19,6	15,4	4,45	1,73	8,66	6,05	3,08	4,24	1,88	0,336	337	39,4	4,14	82,9	14,4	2,06	369	4,34	50,6	1,61	7,60	75 · 130 · 10
75 · 130 · 12	75	130	12	10,5	5,5	23,3	18,3	4,53	1,81	8,61	6,09	3,18	4,21	1,95	0,332	395	46,6	4,12	96,5	17,0	2,04	432	4,31	59,6	1,60	9,09	75 · 130 · 12

(Fortsetzung Seite 32.)

Bezeichnung L	Abmessungen in mm					Querschnitt F cm²	Gewicht G kg/m	Abstände in cm von den Achsen							Lage der Achse η—η tg α	Für die Biegungsachse										k	Bezeichnung L
																x — x			y — y			ξ — ξ		η — η			
	a	b	d	r	r_1			e_x	e_y	w	w_1	v	v_1	v_2		J_x cm⁴	W_x cm³	i_x cm	J_y cm⁴	W_y cm³	i_y cm	J_ξ cm⁴	i_ξ cm	J_η cm⁴	i_η cm		
75 · 150 · 9	75	150	9	10,5	5,5	19,5	15,3	5,28	1,57	9,79	6,62	2,90	4,46	1,72	0,265	455	46,8	4,83	78,3	13,2	2,00	484	4,98	50,0	1,60	7,65	75 · 150 · 9
75 · 150 · 11	75	150	11	10,5	5,5	23,7	18,6	5,37	1,65	9,73	6,66	2,97	4,44	1,77	0,261	545	56,6	4,80	93,0	15,9	1,98	578	4,95	59,8	1,59	9,35	75 · 150 · 11
75 · 150 · 13	75	150	13	10,5	5,5	27,7	21,7	5,45	1,73	9,67	6,70	3,04	4,42	1,85	0,258	631	66,1	4,78	107	18,5	1,96	668	4,91	69,4	1,58	11,0	75 · 150 · 13
75 · 170 · 10	75	170	10	11,5	5,5	23,7	18,6	6,21	1,52	10,9	7,33	2,81	4,62	1,81	0,214	709	65,7	5,47	88,2	14,8	1,93	739	5,59	58,5	1,57	9,56	75 · 170 · 10
75 · 170 · 12	75	170	12	11,5	5,5	28,1	22,1	6,30	1,60	10,8	7,38	2,89	4,59	1,75	0,210	834	78,0	5,45	103	17,4	1,91	868	5,56	68,9	1,57	11,5	75 · 170 · 12
75 · 170 · 14	75	170	14	11,5	5,5	32,5	25,5	6,39	1,68	10,7	7,44	2,96	4,56	1,70	0,207	955	90,0	5,42	117	20,0	1,89	992	5,53	79,0	1,56	13,4	75 · 170 · 14
75 · 170 · 16	75	170	16	11,5	5,5	36,8	28,9	6,47	1,76	10,7	7,48	3,03	4,54	1,65	0,204	1070	102	5,39	130	22,6	1,88	1110	5,50	88,8	1,55	15,3	75 · 170 · 16
80 · 120 · 8	80	120	8	11	5,5	15,8	12,2	3,83	1,87	8,23	5,99	3,27	4,20	2,16	0,441	226	27,6	3,82	80,8	13,2	2,29	261	4,10	45,8	1,72	5,24	80 · 120 · 8
80 · 120 · 10	80	120	10	11	5,5	19,1	15,0	3,92	1,95	8,18	6,03	3,37	4,19	2,19	0,438	276	34,1	3,80	98,1	16,2	2,27	318	4,07	56,1	1,71	6,52	80 · 120 · 10
80 · 120 · 12	80	120	12	11	5,5	22,7	17,8	4,00	2,03	8,14	6,06	3,46	4,18	2,25	0,433	323	40,4	3,77	114	19,1	2,25	371	4,04	66,1	1,71	7,79	80 · 120 · 12
80 · 120 · 14	80	120	14	11	5,5	26,2	20,5	4,08	2,10	8,10	6,08	3,55	4,17	2,29	0,429	368	46,4	3,75	130	22,0	2,23	421	4,01	75,8	1,70	9,03	80 · 120 · 14
90 · 110 · 9	90	110	9	12	6	17,3	13,6	3,30	2,32	7,70	6,44	3,77	4,00	2,81	0,656	204	26,5	3,43	122	18,3	2,66	266	3,91	60,8	1,87	4,94	90 · 110 · 9
90 · 100 · 11	90	110	11	12	6	20,9	16,4	3,38	2,40	7,68	6,45	3,88	4,01	2,85	0,653	243	31,9	3,41	146	22,1	2,64	316	3,88	73,1	1,87	6,00	90 · 110 · 11
90 · 110 · 13	90	110	13	12	6	24,5	19,2	3,46	2,48	7,66	6,46	3,99	4,02	2,88	0,650	281	37,2	3,39	168	25,7	2,62	363	3,86	85,1	1,87	7,04	90 · 110 · 13
90 · 130 · 10	90	130	10	12	6	21,2	16,6	4.15	2,18	8,92	6,69	3,75	4,62	2,51	0,472	358	40,5	4,11	141	20,6	2,58	420	4,46	78,5	1,93	5,70	90 · 130 · 10
90 · 130 · 12	90	130	12	12	6	25,1	19,7	4,24	2,26	8,88	6,72	3,85	4,60	2,56	0,468	420	48,0	4,09	165	24,4	2,56	492	4,43	92,6	1,92	6,82	90 · 130 · 12
90 · 130 · 14	90	130	14	12	6	29,0	22,8	4,32	2,34	8,85	6,74	3,96	4,58	2,61	0,465	480	55,3	4,07	187	28,1	2,54	561	4,40	106	1,91	7,91	90 · 130 · 14
90 · 150 · 10	90	150	10	12,5	6,5	23,2	18,2	4,99	2,03	10,1	7,09	3,63	4,99	2,26	0,363	532	53,1	4,79	146	21,0	2,51	591	5,05	87,3	1,94	6,14	90 · 150 · 10
90 · 150 · 12	90	150	12	12,5	6,5	27,5	21,6	5,08	2,11	10,0	7,12	3,71	4,98	2,32	0,360	626	63,1	4,77	170	24,7	2,49	694	5,02	102	1,93	7,39	90 · 150 · 12
90 · 150 · 14	90	150	14	12,5	6,5	31,8	25,0	5,16	2,19	9,99	7,15	3,79	4,97	2,36	0,357	716	72,8	4,75	194	28,4	2,47	792	4,99	118	1,92	8,60	90 · 150 · 14
90 · 250 · 10	90	250	10	12,5	6,5	33,2	26,0	9,49	1,57	15,6	10,5	3,02	5,90	1,76	0,156	2170	140	8,09	163	22,0	2,22	2220	8,18	113	1,84	9,75	90 · 250 · 10
90 · 250 · 12	90	250	12	12,5	6,5	39,5	31,0	9,59	1,65	15,5	10,6	3,09	5,87	1,80	0,154	2570	167	8,06	191	26,0	2,20	2630	8,15	133	1,83	11,8	90 · 250 · 12
90 · 250 · 14	90	250	14	12,5	6,5	45,8	36,0	9,68	1,74	15,4	10,7	3,17	5,82	1,87	0,152	2960	193	8,03	218	30,0	2,18	3020	8,12	152	1,82	13,8	90 · 250 · 14
90 · 250 · 16	90	250	16	12,5	6,5	52,0	40,8	9,77	1,82	15,3	10,8	3,24	5,78	1,96	0,150	3330	219	8,01	243	33,8	2,16	3400	8,09	172	1,82	15,7	90 · 250 · 16
100 · 150 · 10	100	150	10	13	6,5	24,2	19,0	4,80	2,34	10,3	7,50	4,10	5,25	2,68	0,442	552	54,1	4,78	198	25,8	2,86	637	5,13	112	2,15	5,22	100 · 150 · 10
100 · 150 · 12	100	150	12	13	6,5	28,7	22,6	4,89	2,42	10,2	7,53	4,19	5,24	2,73	0,439	650	64,2	4,76	232	30,6	2,84	749	5,10	132	2,15	6,24	100 · 150 · 12
100 · 150 · 14	100	150	14	13	6,5	33,2	26,1	4,97	2,50	10,2	7,56	4,28	5,23	2,77	0,435	744	74,1	4,73	264	35,2	2,82	856	5,07	152	2,14	7,26	100 · 150 · 14
100 · 200 · 10	100	200	10	15	7,5	29,2	23,0	6,93	2,01	13,2	8,76	3,75	5,98	2,22	0,266	1220	93,2	6,46	210	26,3	2,68	1300	6,66	133	2,14	6,41	100 · 200 · 10
100 · 200 · 12	100	200	12	15	7,5	34,8	27,3	7,03	2,10	13,1	8,82	3,84	5,95	2,26	0,264	1440	111	6,43	247	31,3	2,67	1530	6,63	158	2,13	7,68	100 · 200 · 12
100 · 200 · 14	100	200	14	15	7,5	40,3	31,6	7,12	2,18	13,0	8,88	3,93	5,92	2,32	0,262	1650	128	6,41	282	36,1	2,65	1760	6,60	181	2,12	8,95	100 · 200 · 14
100 · 200 · 16	100	200	16	15	7,5	45,7	35,9	7,20	2,26	12,9	8,93	4,02	5,88	2,39	0,259	1860	145	6,38	316	40,8	2,63	1970	6,57	204	2,11	10,2	100 · 200 · 16
100 · 200 · 18	100	200	18	15	7,5	51,0	40,0	7,29	2,34	12,9	8,97	4,09	5,86	2,46	0,256	2060	162	6,36	347	45,3	2,61	2180	6,54	227	2,11	11,5	100 · 200 · 18

Streich- und Wurzelmasse siehe DIN 1031

Nietabstände siehe DIN 1032 Blatt 1—3

Deutsche Normalprofilbuchkommission

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Dorotheen-Straße 47

5. Jahrgang **30. Juli 1926** **Nr. 8**

INHALT:

Mitteilungen der Geschäftsstelle 33
Deckblatt zu DIN 1979 Technische Vorschriften für Bauleistungen 33
Änderung von Normblattnummern 33
Erläuterung zu dem Normblattentwurf DIN 1987 Rechtliche und verwaltungstechnische Bestimmungen für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen 33

Mitteilungen der Geschäftsstelle

Neu erschienene Normblätter:

DIN 457 Kabelformstücke für Haupt- und Verteilungskanäle

DIN 1049 Kabelformstück für Hauseinführungen

DIN 1024 ⊥-Eisen, Abmessungen und Statische Werte

DIN 1027 ⌐-Eisen, Abmessungen und Statische Werte

DIN 1028 Gleichschenklige L-Eisen, Abmessungen und Statische Werte

DIN 1072 Beiblatt, Straßenbrücken Belastungsannahmen Erläuterungen

DIN 1960 Allgem. Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen

DIN 1961 Allgem. Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen

DIN 4901 Fördermittel in der Fließarbeit, Bezeichnungen.

Deckblatt zu DIN 1979

Technische Vorschriften für Bauleistungen

Zentralheizungs-, Warmwasserbereitungs-, Kühl- und Lüftungsanlagen.

Vom Reichsverbindungs-Ausschuß wird folgende Änderung mitgeteilt:

Die in Ziffer 1 Vorbemerkung Abs. c aufgeführten Erlasse des Preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten und des Ministers für Handel und Gewerbe sowie des Preußischen Finanzministers und des Ministers für Volkswohlfahrt betreffend Sicherheitsvorrichtungen für Warmwasserkessel, vom 10. Februar 1910, vom 8. Juli 1915 und vom 15. März 1921 sind einheitlich zusammengefaßt und als Erlaß des Preußischen Ministeriums für Handel und Gewerbe, des Preußischen Finanzministers und des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 5. Juni 1925 — III 1221 M. f. H., III B 1. 219 F. M., II 9. 351 M. f. V., betreffend Sicherheitsvorschriften für Niederdruck-Warmwasserheizanlagen, herausgegeben worden.

Es ist daher der gesamte Text des Absatzes 1c zu streichen; dafür ist zu setzen:

„c) der Erlaß des Preußischen Ministers für Handel und Gewerbe, des Preußischen Finanzministers sowie des Preußischen Ministers für Volkswohlfahrt vom 5. Juni 1925, betreffend Sicherheitsvorschriften für Niederdruck-Warmwasserheizanlagen."

Änderung von Normblattnummern

Die Nummern der Normblätter über Streich- und Wurzelmaße sowie Nietabstände sind folgendermaßen geändert worden:

DIN 996 (früher 1030) Streich- und Wurzelmaße für Formeisen

DIN 997 (früher 1031) Streich- und Wurzelmaße für Stabeisen

DIN 998 Blatt 1—3 (früher 1032 Blatt 1—3) Nietabstände für ungleichschenklige Winkeleisen

DIN 999 (früher 1033) Nietabstände für gleichschenklige Winkeleisen.

Der vom deutschen Eisenbau-Verband gegründete Ausschuß für die Normung der Streich- und Wurzelmaße und der Nietabstände hat dem Antrag des Awana (Allgem. Wagennormenausschuß) und Elna (Engerer Lokomotivnormenausschuß), die Streich- und Wurzelmaße für Stab- und Formeisen dahingehend zu ändern, daß für Winkel- und U-Eisen die Streich- und Wurzelmaße gleich werden, zugestimmt. Die Änderung der Normblattnummern ist durch die Änderung der Streich- und Wurzelmaße deshalb erforderlich geworden, weil die Austauschbarkeit von Form- und Stabeisen, die nach alter bzw. neuer Fassung der Blätter bearbeitet sind, gegeneinander nicht gewährleistet ist.

Erläuterung zu dem Normblattentwurf

DIN 1987 Rechtliche und verwaltungstechnische Bestimmungen für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen

In der Sitzung am 19. Mai 1925 in Gotha beschloß der Arbeitsausschuß für Vereinheitlichung der technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen, auch die rechtlichen und verwaltungstechnischen Bestimmungen für die Entwässerung der Grundstücke zu vereinheitlichen. Nachdem im Februar 1926 die technischen Vorschriften veröffentlicht waren, ging der Ausschuß am 19. und 20. April 1926 an die Beratung der verwaltungstechnischen Vorschriften. Da inzwischen eine Musterbauordnung für ganz Preußen ergangen war und zwischen der Bebauung und der Entwässerung der Grundstücke eine innige Verbindung besteht, konnte sich der Ausschuß der Erkenntnis nicht entziehen, daß die Belange des bauenden Publikums und der die Bauaufsicht ausübenden Verwaltungskörper dringend verlangten, die neu zu schaffenden Vorschriften, soweit nur irgend angängig, nach Form und Inhalt der bereits bestehenden Musterbauordnung anzupassen. Gewisse Abweichungen sind dabei auch in den geschäftlichen Bestimmungen nicht zu vermeiden, da es sich bei der Entwässerung der Grundstücke ja nicht nur um bauliche Anlagen, sondern auch um den Betrieb der Entwässerung handelt. Wenn der Ausschuß am 19. und 20. April sich noch nicht entschlossen hat, die zurzeit getrennt behandelten technischen und verwaltungsrechtlichen Vorschriften der Musterbauordnung entsprechend in einem Entwurf zusammenzufassen mit der wesentlichen Unterteilung „Geschäftliche Bestimmungen" und „Bauvorschriften", so folgte er Bedenken, die sich daraus ergaben, daß in gewissen Ländern der Erlaß von Verordnungen verwaltungsrechtlicher Natur noch von der Genehmigung der Aufsichtsbehörden abhängig ist, während die Regelung der technischen Ausführung den Gemeindebehörden überlassen ist. Im übrigen sind die Bestimmungen so gehalten, daß sie je nach Erfordern nach geringfügiger Abänderung als Polizeiverordnung oder als Ortsgesetz erlassen werden können.

Abänderungsvorschläge zu dem vorliegenden Entwurf werden innerhalb der Einspruchsfrist in doppelter Ausfertigung an die Geschäftsstelle des Normenausschusses der Deutschen Industrie, Berlin NW 7, Dorotheenstraße 47, erbeten.

Wienecke, Magistratsoberbaurat.

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210×297) DIN 476.

Noch nicht endgültig

Rechtliche und verwaltungstechnische Grundsätze für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen

Bauwesen

DIN Entwurf 1 E 1987

Inhalt:

Abschnitt I. Geschäftliche Bestimmungen
1. Gegenstand der Genehmigung und Anzeige.
2. Antrag und Vorlagen
3. Erteilung der Genehmigung (Bauschein)
4. Abnahme
5. Ausnahmen und Befreiungen

Abschnitt II. Allgemeine Bestimmungen
6. Anschlußpflicht
7. Art und Umfang der Entwässerung
8. Zulassung zur Ausführung von Entwässerungsanlagen
9. Vorhandene Anlagen
10. Veränderung der Grundstücksgrenzen
11. Ausführung
12. Unterhaltung und Beaufsichtigung der Entwässerungsanlage innerhalb des Grundstückes
13. Inkrafttreten und Übergangsbestimmungen
14. Haftung und Strafen

Abschnitt I. Geschäftliche Bestimmungen

1. Gegenstand der Genehmigung und Anzeige

1. Zuständig zur Erteilung der Genehmigung ist d.....[1]).

2. Der Genehmigung bedürfen

a) die Art der Beseitigung von menschlichen oder tierischen Abgängen und des auf einem Grundstück anfallenden Wassers, wie des Niederschlags- und Grundwassers, des Abwassers der Hauswirtschaft, aus gewerblichen Betrieben von Maschinen und Springbrunnen,

b) alle neuen Bauanlagen zur Beseitigung der unter a) genannten Abgänge und Wässer sowie die Veränderungen dieser Anlagen,

c) Veränderungen in der Benutzungsart von Entwässerungsanlagen, soweit für die anders benutzten Anlagen besondere Vorschriften bestehen, namentlich Veränderungen in der Abführung von Abwässern, die den Bestand und Betrieb der Leitungen gefährden können.

3. Der Genehmigung bedürfen nicht:

a) Die Art der Beseitigung und Anlagen zur Sammlung und Beseitigung von menschlichen und tierischen Abgängen und von Niederschlagswasser auf unbebauten und landwirtschaftlich oder gärtnerisch benutzten Grundstücken,

b) gewöhnliche Unterhaltungsarbeiten an Entwässerungsanlagen.

4. Die Verwaltung ist befugt, in Fällen von untergeordneter Bedeutung auf den Antrag auf Erteilung der Genehmigung zu verzichten und sich mit einer Anzeige zu begnügen, andererseits auch befugt, in den Fällen der Ziffer 3 die Einholung einer Genehmigung zu verlangen, sobald sie es für erforderlich hält. Wenn die Verwaltung sich mit der Anzeige begnügt, so ist die Art der Beseitigung von Abgängen und des anfallenden Wassers als genehmigt anzusehen oder es darf mit der Herstellung der Anlage angefangen werden, wenn die Verwaltung nicht innerhalb 8 Tagen nach der Anzeige widersprochen hat.

Neben der Baugenehmigung gesetzlich für Entwässerungsanlagen vorgeschriebene polizeiliche Genehmigung.

5. Bei unmittelbarer Ableitung von Abwässern in öffentliche Flußläufe ist die[2]) vorgeschriebene Genehmigung beizufügen.

2. Antrag und Vorlagen

1. Der Antrag auf Erteilung der Genehmigung ist schriftlich bei der Verwaltung einzureichen.

2. Sämtliche Vorlagen sind in zweifacher Ausfertigung einzureichen. Die Zeichnungen müssen in den Abmessungen der Reihe A auf DIN 476 gefertigt werden. Eine von beiden muß auf Größe A 4 (210 × 297 mm) gefalzt, mit Heftrand versehen sein und aus Pausleinwand bestehen. Die weiter erforderlichen Zeichnungen müssen aus Leinen bestehen.

3. Die Zeichnungen müssen in Tusche ausgeführt oder nach sauberen Tuschezeichnungen hergestellte Weißlichtpausen sein und enthalten:

a) den Lageplan des ganzen Grundstückes einschließlich der Höfe und Gärten und der darauf stehenden Gebäude, mit Angabe der Straße, der Hausnummer oder einer anderen amtlichen Grundstücksbezeichnung, der Baufluchtlinien und der Himmelsrichtung, mit Angaben über die Nachbargrundstücke im Maßstab 1 : 500 oder, wo nicht angängig, 1 : 1000,

b) die Grundrisse der mit Entwässerungsanlagen zu versehenden Geschosse und Geschoßteile im Maßstab 1 : 100, bei übereinander liegenden Entwässerungsanlagen jedoch nur den Grundriß des untersten Geschosses,

c) die Schnitte der zu entwässernden Gebäudeteile, Höfe und Gärten in der Richtung der Hauptgrundleitung mit Hauptgrundleitungen und Fallrohren, mit Angabe der genauen Höhenlage zur Straße und der öffentlichen Entwässerungsanlage, bezogen auf eine von der Verwaltung festgesetzte Höhe, im Maßstab 1 : 100,

d) Angaben über die Bestimmung der einzelnen Gebäude und Gebäudeteile (Wohn-, Wirtschafts-, Werkstättengebäude u. dgl.) und der einzelnen Räume, über Brunnen und Dungstätten,

e) die unbebauten Flächen und die Art ihrer Befestigung,

f) die Maßstäbe,

g) auf Verlangen der Verwaltung die Darstellung besonderer Entwässerungsgegenstände im Maßstab 1 : 10,

h) die Unterschrift des Bauherrn und des mit der Ausführung Beauftragten, sowie, wenn der Bauherr nicht zugleich Grundstückseigentümer ist, auf Verlangen auch des Grundstückseigentümers.

Insbesondere sind ersichtlich zu machen: Die Anzahl und Art der Abläufe, die Lage der Abscheider, die lichte Weite der Rohre, der Entlüftungen der Leitungen, der Gefälleverhältnisse, die Höhenlage der untersten Kellersohle und der Straßenkrone, die Tiefenlage und der Baustoff der Leitung.

Die von der Verwaltung festgesetzte Höhe, auf die die Höhe der Grundstücksentwässerungsanlage bezogen werden soll, die Lage und Höhe der Anschlußstellen an die öffentliche Entwässerungsanlage sowie erforderlichenfalls der künftigen Straßenkrone, sind bei der Verwaltung zu erfragen.

In der Zeichnung sind darzustellen:

die vorhandenen Anlagen	schwarz,
die neuen Anlagen	farbig,
insbesondere Steinzeugrohre	braun,
Eisenrohre	blau,
Bleirohre	gelb.

Andere Baustoffe der neuen Anlage sind besonders zu bezeichnen. Die für den Prüfungsvermerk bestimmte grüne Farbe darf in den Zeichnungen nicht verwendet werden. Die Leitungen sind mit ausgezogenen Linien darzustellen. Nur ausschließlich für Regenwasser vorgesehene Leitungen sind zu stricheln.

4. Für Anlagen und Einrichtungen, deren Zweck und Wirkungsweise aus den Zeichnungen ohne weiteres nicht hervorgeht, sind dem Antrage auf Erteilung der Genehmigung Beschreibungen beizufügen.

5. Bei Anträgen auf Genehmigung von Veränderungen bestehender Entwässerungsanlagen kann von Einreichung besonderer Zeichnungen und Beschreibungen Abstand genommen werden.

6. Bei geringfügigen Anlagen genügen schriftliche Darlegungen und Handzeichnungen. Aus ihnen muß mindestens die Art und der Zweck der Anlage hervorgehen.

7. Das Grundstück, auf dem Entwässerungsanlagen hergestellt werden sollen, ist nach Straße, Hausnummer und Katasternummer zu bezeichnen.

8. Vor Einreichung des ordnungsmäßigen Antrages kann durch einen Vorentwurf, etwa im Maßstab 1 : 200, die grundsätzliche Entscheidung der Verwaltung eingeholt werden und es können auch einzelne die Entwässerung betreffende Fragen geklärt werden.

[1]) Verwaltungsdienststelle.

[2]) Wassergesetz vom . . .

9. Ergibt sich im Laufe der Ausführung einer genehmigten Anlage die Notwendigkeit, von dem genehmigten Plan abzuweichen, so ist die Abweichung sofort anzuzeigen und für sie die Genehmigung durch Nachtrag einzuholen.

3. Erteilung der Genehmigung (Bauschein)

1. Wird der Antrag genehmigt, so stellt die Verwaltung hierüber eine Genehmigungsurkunde aus und versieht die Vorlagen mit dem Genehmigungsvermerk. Handelt es sich um die Genehmigung von baulichen Anlagen, so wird ein Bauschein erteilt. Von dem Bauschein und den genehmigten Vorlagen ist je ein Stück dem Bauherrn auszuhändigen. Bauschein und genehmigte Vorlagen sind nicht mehr zu trennen und müssen vom Beginn der Arbeiten an zur Einsicht auf der Baustelle bereitgehalten werden.

Der Bauschein verliert seine Gültigkeit, wenn innerhalb Jahresfrist nach seiner Aushändigung mit dem Bau nicht begonnen oder wenn der begonnene Bau ein Jahr lang unterbrochen wird; doch kann die Glütigkeit auf Antrag verlängert werden.

3. Durch die Erteilung des Bauscheins werden die Rechte Dritter nicht berührt.

4. Vor Aushändigung des Bauscheins darf mit dem Bau nicht begonnen werden. Ausnahmsweise kann die Verwaltung in besonderen Fällen den Beginn der Bauarbeiten auch vorher gestatten.

4. Abnahme

1. Ist ein Bauschein erteilt, so hat der Bauherr der Verwaltung spätestens zwei Tage vorher anzuzeigen, wann er mit dem Bau beginnen will; er muß den von ihr mit der Überwachung betrauten Personen — Beamten, Sachverständigen — jederzeit Zutritt zur Baustelle und Einblick in den Bauschein und die Bauvorlagen gewähren.

2. Alle Entwässerungsanlagen, die der Baugenehmigung bedürfen, unterliegen einer Abnahme durch die Verwaltung. Sie ist schriftlich vom Bauherrn bei der Verwaltung zu beantragen. Bei der Abnahme müssen alle Teile der Entwässerungsanlagen zugänglich sein und so weit offen liegen, daß die Güte der Ausführung festgestellt werden kann. Ferner kann die Verwaltung den Nachweis der Dichtigkeit der Grundleitungen und der anschließenden Teile der Fallrohre durch Wasserdruck bis Straßenhöhe, der Dichtigkeit der übrigen Anlagen einschließlich der Geruchverschlüsse durch die Rauch- oder Geruchprobe verlangen. Über die Abnahme wird eine Bescheinigung erteilt. Vor Aushändigung des Abnahmescheins dürfen die Entwässerungsanlagen nicht benutzt werden.

Auf die Abnahme kann die Verwaltung bei geringfügigen Anlagen verzichten. Der Verzicht muß im Bauschein ausdrücklich vermerkt sein.

5. Ausnahmen und Befreiungen

1. Über die Bewilligung von Ausnahmen, die im Wortlaut dieser Grundsätze zugelassen sind, entscheidet die Verwaltung.

2. Die Verwaltung kann aus technischen Gründen oder aus Rücksicht auf das Gemeinwohl im Einzelfalle, auch nachträglich, noch weitergehende Vorschriften als die „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" erlassen.

3. Von diesen Grundsätzen und von den „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" kann aus technischen Gründen oder aus Rücksicht auf das Gemeinwohl im Einzelfalle Befreiung (Dispens) erteilt werden, wenn die Durchführung der Vorschrift zu einer offenbar nicht beabsichtigten Härte führen würde.

Abschnitt II. Allgemeine Bestimmungen

6. Anschlußpflicht

1. Bebaute Grundstücke, die an einem mit öffentlicher Entwässerungsanlage versehenen öffentlichen Verkehrsraume liegen, sind an das Entwässerungsnetz anzuschließen. Ist dieses für die Ableitung der festen menschlichen Abgänge mittels Schwemmverfahrens eingerichtet, so müssen diese Grundstücke binnen einer von der Verwaltung festzusetzenden Frist mit den zur Abschwemmung der festen menschlichen Abgänge erforderlichen Einrichtungen versehen werden.

2. Auch bei unbebauten Grundstücken kann die Verwaltung den Anschluß an das Entwässerungsnetz fordern, wenn dies aus besonderen Gründen geboten ist.

3. Eine Ausnahme von der Verpflichtung zum Anschluß an das Entwässerungsnetz oder zur Abschwemmung der festen menschlichen Abgänge kann auf Grund besonderer Verhältnisse von der Verwaltung widerruflich genehmigt werden.

4. Auf Grundstücken, für welche die Möglichkeit der Abschwemmung der festen menschlichen Abgänge besteht und eine Befreiung gemäß Ziffer 3 nicht bewilligt worden ist, dürfen neue Abortgruben nicht mehr angelegt werden.

5. Dürfen in das vor einem Grundstück liegende Straßensiel die festen menschlichen Abgänge nicht eingeführt werden, so können Spülaborte nur dann eingerichtet werden, wenn die festen menschlichen Abgänge vor ihrem Eintritt in das Siel durch eine Kläranlage geleitet werden. Die gesamte Anlage ist so einzurichten, daß aus der Kläranlage in das Straßensiel nur solche Abwasser gelangen, die geruchlos, frei von festen Stoffen, geklärt und unschädlich sind.

6. Für Grundstücke, deren Abwasser oder Abortabgänge nicht nach einem öffentlichen Entwässerungsnetz abgeführt werden können oder sollen, sind im allgemeinen Sammelgruben anzulegen.

Im Einzelfalle kann genehmigt werden, daß die Abwasser und Abortabgänge im Grundstück verwendet werden. Wenn die Abwässer und Abortabgänge im Grundstück verwendet werden sollen, müssen mindestens 200 m² geeignetes Land für jeden ständig Anwesenden zur Verfügung stehen. Wenn nur die Abortabgänge im Grundstück verwendet werden sollen, müssen mindestens 50 m² geeignetes Land für jeden ständigen Anwesenden zur Verfügung stehen. Wird genehmigt, daß die Abortabgänge im Grundstück untergebracht werden, so können weiter statt der Sammelgruben Tonnen oder tönerne Becken mit Klappdeckel als Erd- oder Torfmullstreu-Aborte zugelassen werden.

Soweit es nach dem Ermessen der Verwaltung zulässig ist, können die Abgänge der nicht nach einem öffentlichen Entwässerungsnetz entwässernden Grundstücke mit Ausnahme der Niederschlagswasser auch widerruflich durch Kläranlagen in Verbindung mit Untergrundberieselung oder in Verbindung mit Ableitung in offene Wasserläufe beseitigt werden.

Die Anlage von Grundstückskläranlagen bedarf im Einzelfalle der besonderen Genehmigung. Diese kann für Abortanlagen nur erteilt werden, wenn die Aborte mit Wasserspülung versehen sind und das Abwasser die Grundstückskläranlage nicht faulig verläßt.

Die Anlage einer Untergrundberieselung bedarf einer besonderen Genehmigung der Verwaltung. Die Genehmigung kann nur an Hand einwandfreier Pläne erteilt werden, wenn der Nachweis geeigneter Bodenverhältnisse erbracht wird und mindestens 100 m² Land für jeden ständig Anwesenden zur Verfügung stehen und zwischen Geländeoberfläche und Grundwasser mindestens 2 m Abstand vorhanden ist, so daß jedwede Gefahr der Verschlickung und allmählichen Verseuchung des Untergrundes ausgeschlossen ist.

Falls Gruben angelegt werden, sind Wasserspülaborte und selbständige Spülpissanlagen nicht gestattet. Solche Gruben dürfen nicht gleichzeitig zur Aufbewahrung von Stallmist benutzt werden.

7. Als Grundstück im Sinne dieser Grundsätze gilt jedes zusammenhängende Besitztum ohne Rücksicht darauf, ob seine Teile nach Grundbuch, Straße oder Hausnummer verschiedene Bezeichnungen haben.

7. Art und Umfang der Entwässerung

1. Jedes Grundstück muß vollständig und im allgemeinen selbständig für sich entwässert werden.

2. In das Straßensiel sind sämtliche in einem Grundstück anfallenden Abwässer einschließlich der Dachabfallwässer einzuleiten, sofern diese Vorschriften nichts anderes bestimmen.

3. Verboten ist die Einleitung

a) von Stoffen, welche die Leitungen verstopfen können.
b) von feuergefährlichen, sprengfähigen oder anderen Stoffen, die geeignet sind, das Siel oder die in ihm Arbeitenden zu gefährden,
c) von Abwässern, die schädliche oder widerliche Ausdünstungen oder Gerüche verbreiten oder die geeignet sind, die Baustoffe der Entwässerungsleitungen anzugreifen, die Reinigung der Abwässer zu erschweren oder den Betrieb zu stören,
d) von Abwässern, die wärmer als 35° sind.

4. Sollte es vorkommen, daß die gefährlichen oder schädlichen Stoffe unbeabsichtigt (z. B. durch Auslaufen von Behältern) in das Siel gelangen, so ist die zuständige Behörde hiervon sofort zu benachrichtigen.

5. Die Behörde kann den Einbau von Vorrichtungen anordnen, die verhindern, daß Ratten aus dem Siel austreten.

6. Der unmittelbare Anschluß von Dampfleitungen oder Dampfkesseln ist unzulässig.

7. Die Genehmigung für die Einleitung von Abwässern aus gewerblichen Anlagen setzt voraus, daß die Abwässer vorher in einen das Entwässerungsnetz, die Abwässerreinigung oder Dritte nicht beeinträchtigenden Zustand versetzt werden. Sie erfolgt mit dem Vorbehalt des jederzeitigen Widerrufs.

8. Die Einleitung von Grundwasser in die Entwässerungsanlage und die Einführung von Niederschlagswasser in Siele, die lediglich für die Ableitungen von Schmutzwasser bestimmt sind, wird nur auf Widerruf erteilt und kann von besonderen Bedingungen abhängig gemacht werden.

9. Öffnungen (Ausgüsse, Einläufe, Reinigungsöffnungen, Schächte usw.), die tiefer als die Straßenoberfläche über dem Straßensiel an der Anschlußstelle der Grundstücksentwässerungsanlage liegen, dürfen nur von Fall zu Fall ausnahmsweise auf Widerruf genehmigt werden. Solche tief gelegenen Öffnungen gelten nur dann, und zwar widerruflich, als genehmigt, wenn der Hausbesitzer schriftlich erklärt hat, daß er bei einer etwa infolge derartiger Öffnungen eintretenden Überschwemmung keine Schadenersatzansprüche an die Verwaltung stellen und sie gegen solche Ansprüche anderer schadlos halten wird.

10. Die Art der Spülung der Aborte unterliegt der Genehmigung der Verwaltung.

11. Spülbehälter und Spülabortbecken, sowie Abscheider von Fett, Öl und feuergefährlichen oder sprengfähigen Flüssigkeiten und Stoffen müssen nach Bauart und Baustoff den von der Verwaltung hierüber erlassenen Vorschriften entsprechen.

12. Die vorübergehende Unterbrechung der Entwässerungsmöglichkeit infolge Ausbesserung oder Veränderung des Straßensiels oder infolge Rückstaues während hohen Wasserstandes in der Vorflut gewähren keinen Anspruch auf Schadenersatz gegen die Verwaltung.

8. Zulassung zur Ausführung von Entwässerungsanlagen

1. Die Erlaubnis zur Ausführung von Entwässerungsanlagen wird nur für die Person erteilt.

2. Zur Ausführung zugelassen wird, wer die Befugnis zur Anleitung von Lehrlingen besitzt (§ 129 der Gewerbeordnung), wer die Meisterprüfung vor einer deutschen Gewerbe- oder Handwerkskammer oder die Abschlußprüfung einer staatlich anerkannten mittleren Bauschule oder Fachschule auf diesem Gebiet abgelegt hat.

3. Um Zulassung ist bei der Verwaltung schriftlich nachzusuchen.

4. Ein Verzeichnis der zugelassenen Personen liegt bei der Verwaltung aus.

5. Wenn der Zugelassene diesen Grundsätzen und den „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" zuwiderhandelt, so kann ihm die Verwaltung bei groben Verstößen oder im Wiederholungsfalle die Zulassung entziehen.

6. Von der Vorschrift des Absatzes 2 kann die Verwaltung ausnahmsweise Abstand nehmen, wenn die von dem Firmeninhaber bisher ausgeführten Arbeiten eine Gewähr für gute und sachgemäße Ausführung bieten.

9. Vorhandene Anlagen

1. Die Verwaltung kann jederzeit fordern, daß vorhandene Entwässerungsanlagen in dem Zustand erhalten werden, der bei ihrer Errichtung den Vorschriften entsprach.

2. Den mit der Überwachung der Entwässerungsanlagen betrauten Personen der Verwaltung ist der Zutritt zu den Entwässerungsanlagen jederzeit zu gestatten. Den Anordnungen, die sie zu und bei der Durchführung der Überwachung treffen, ist jederzeit Folge zu leisten.

3. Für neu herzustellende Entwässerungsanlagen, die für das Grundstück erheblich sind, kann die Baugenehmigung auch davon abhängig gemacht werden, daß gleichzeitig die durch den Entwurf an sich nicht berührten Entwässerungsanlagen, soweit sie den vorliegenden Vorschriften widersprechen, mit diesen in Übereinstimmung gebracht werden.

4. Bei Entwässerungsanlagen, die zur Zeit ihrer Errichtung den damals gültigen Vorschriften entsprachen, und bei Anlagen, die nach genehmigten Bauentwürfen bereits begonnen sind, werden etwa nicht beobachtete Bestimmungen der vorliegenden Vorschriften nur dann durchgeführt, wenn polizeiliche Gründe, insbesondere der öffentlichen Sicherheit, es notwendig machen oder die Anlage zu erheblichen Belästigungen Veranlassung gibt.

10. Veränderung der Grundstücksgrenzen

Werden durch Veränderungen der Grundstücksgrenzen Verhältnisse geschaffen, die den vorliegenden Vorschriften zuwiderlaufen, so sind die Entwässerungsanlagen entsprechend umzugestalten oder zu beseitigen.

11. Ausführung

1. Im einzelnen wird die Entwässerung sowie die Herstellung und Instandhaltung der Anlagen durch die „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" geregelt.

2. Die Verwaltung hat zu bestimmen, ob und inwieweit die Ausführung und Änderung, insbesondere der im öffentlichen Verkehrsraume liegenden Teile der Grundstücksentwässerungsanlage durch die Verwaltung auf Kosten des Grundstückseigentümers erfolgen.

3. Die Ausführung und Veränderung der Grundstücksentwässerungsanlage darf im übrigen nur von Gewerbetreibenden bewirkt werden, die hierzu ausdrücklich von der Verwaltung zugelassen worden sind. Diese setzt die näheren Bedingungen fest.

12. Unterhaltung und Beaufsichtigung der Entwässerungsanlage innerhalb des Grundstücks

1. Die Verwaltung hat zu bestimmen, ob und inwieweit sie die Entwässerungsanlage unterhält. Der übrige Teil der Entwässerungsanlage muß vom Grundstückseigentümer stets in einem guten, den Bestimmungen dieser Grundsätze und den „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" entsprechenden baulichen Zustande erhalten, sowie gehörig gereinigt und gespült werden.

2. Alle Teile der Entwässerungsanlage, insbesondere die Reinigungs- und Prüfungsöffnungen, müssen den städtischen Prüfungsbeamten jederzeit zugänglich sein.

3. Die besonderen Bestimmungen über die Räumung und Desinfektion der Abort- und Spülabortgruben erläßt die Verwaltung.

13. Inkrafttreten und Übergangsbestimmungen

1. Diese Vorschriften treten am ..... in Kraft. Gleichzeitig werden alle bisher gültigen Vorschriften, insbesondere die nachstehend aufgeführten und alle mit ihnen in Widerspruch stehenden sonstigen Bestimmungen aufgehoben.

2. Die nach den bisher gültigen Vorschriften bereits erteilten Genehmigungen verlieren die Gültigkeit nach Ablauf von 3 Monaten vom Tage der Veröffentlichung dieser Vorschriften ab, wenn nicht inzwischen mit der Ausführung der Anlage begonnen ist.

3. Aufgehoben werden insbesondere die nachstehenden Vorschriften nebst allen ihren Nachträgen .....

.....

14. Haftung und Strafen

1. Für die Innehaltung dieser Grundsätze einschließlich der „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" ist sowohl der Bauherr als auch der Ausführende, im übrigen der Benutzer und Grundstückseigentümer verantwortlich.

2. Übertretungen der vorstehenden Bestimmungen werden, soweit nicht weitergehende Strafbestimmungen, insbesondere der §§ 330, 367 Ziffer 12 bis 15 des Reichsstrafgesetzbuches vom 15. Mai 1871 in Frage kommen, mit einer Geldstrafe bis zu ..... RM geahndet, die sich, falls sie nicht bezahlt werden kann, in ....tägige Haft verwandelt. Daneben bleibt die Verwaltung befugt, die Herstellung vorschriftsmäßiger Zustände herbeizuführen.

3. Der Verpflichtete kann zur Durchführung dieser Grundsätze und der „Technischen Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" durch Zwangsmaßnahmen angehalten werden. Als solche kommen zunächst Geldstrafen bis zu ..... RM im Einzelfalle in Frage, die für verwirkt erklärt werden können, nachdem sie vorher angedroht waren.

4. Führt die Zwangsmaßnahme nicht zum Ziele, so kann die Verwaltung die notwendigen Maßnahmen auf Kosten des Verpflichteten vornehmen lassen.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Dorotheen-Straße 47
Fernsprecher: Zentrum 152 07—10.

5. Jahrgang **27. August 1926** **Nr. 9**

INHALT:

Normblattentwürfe
DIN E 1019 Schiffbau-Flachwulsteisen 37
DIN E 1020 Schiffbau-Winkelwulsteisen 37

Sitzungsberichte
Sitzung des Siebnormungsausschusses 37
Sitzung des Schornsteinausschusses 38
Sitzung des Ausschusses für leichte Abflußrohre . . . 40

Normblattentwürfe

DIN E 1019 — Schiffbau — Flachwulsteisen
DIN E 1020 — Schiffbau — Winkelwulsteisen

Unter Führung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute sind vom Verein deutscher Schiffswerften und den beteiligten Walzwerken Normblattentwürfe für Schiffbau-Flachwulsteisen und -Winkelwulsteisen bearbeitet worden, die in Nummer 17 vom 2. September 1926 der Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie (Anhang zur Zeitschrift „Maschinenbau" im Verlag des Vereins deutscher Ingenieure) veröffentlicht werden. Eine Veröffentlichung in der Baunormung findet nicht statt, da diese Profile im Eisenbau nicht Verwendung finden.

Interessenten bitten wir, aus den Mitteilungen des Normenausschusses die Vorschläge der Normalprofilbuchkommission zu entnehmen und die dort neu durchgerechneten Werte gemäß den in den Mitteilungen gegebenen Erläuterungen zu prüfen. NDI

Sitzungsberichte

Sitzung des Siebnormenausschusses am 18. Juni 1926 in Frankfurt a. M.

1. Besprechung des Vorschlages John bezüglich Fortlassung der Spalte 1: Gewebenummer, Spalte 2: Maschenzahl je cm^2.

Der Vorschlag wird abgelehnt, da eine Bezeichnung der Prüfsiebe nach Nummern ebenso zweckmäßig erscheint, wie die Möglichkeit für viele Betriebe, auf Grund jahrelanger Gewohnheiten, die Gewebe nach Maschenzahl pro cm^2 zu bezeichnen. Die grundlegenden Daten, nach denen die Genauigkeit des Gewebes festgelegt ist und die gleichzeitig den Vergleich mit den internationalen Nummern ermöglichen, sind in den Spalten 3 und 4 enthalten, so daß jeder Industriezweig nach den für ihn angemessen erscheinenden Spalten die Gewebebezeichnung intern durchführen kann und bei Bestellungen einheitliche Nummernbezeichnungen benutzt.

Vorschlag 2 betraf den Antrag des Herrn Baurat Reiner, die Siebreihe wieder bis zum Normensieb Nr. 1 zu verlängern, um die gesamte Prüfung für Straßenbaustoffe einheitlich durchführen zu können, die ein Sieb von etwa 2 mm Lichtmaschenweite benötige. Der Antrag wurde damit begründet, daß es nicht angängig sei, ein und denselben Stoff mit 2 verschiedenen Elementen — Gewebe und gelochtes Blech — zu prüfen. Der Berechtigung dieses Antrages wird stattgegeben. Über die endgültige Gestaltung dieser sich daraus ergebenden Siebe wird noch berichtet werden und demgemäß Beschluß gefaßt werden, sobald die in dieser Richtung hin unternommenen Versuche der Firma Chemisches Laboratorium für Tonindustrie mit den von der Firma Ratazzi & May zur Verfügung gestellten Geweben mit Flachdraht durchgeführt sind.

2. Herr Förderreuther gibt einen umfassenden Bericht über die Versuchsergebnisse betreffend den Einfluß von Fehlmaschen des Gewebes auf das Siebresultat. Herr Förderreuther hat selbst Versuche gemacht mit gelochten Blechen, an denen der Reihe nach eine zunehmende Anzahl von Löchern auf zwei verschiedene größere Weiten (25 und 51% Abweichung) aufgebohrt wurden. Aus diesen Versuchen ging einwandfrei hervor, daß einerseits der Einfluß von nur einer geringen Zahl Fehlmaschen auf das Siebergebnis bereits unerwartet hoch sein kann und ferner, daß es für das Siebresultat von größerem Einfluß ist, wenn eine große Abweichung vorhanden ist, als wenn eine Anzahl kleinerer Abweichungen vorliegt. Gleichzeitig mit diesen Versuchen wurden auf Veranlassung des Reichskohlenrates noch Versuche von Herrn Dipl.-Ing. Rammler in Freiberg über die Absiebung von Kohlenstaub auf verschiedenen Siebsätzen ausgeführt und die verwendeten Siebsätze im Materialprüfungsamt einer Prüfung unterworfen. Von diesen Siebsätzen zeigten einige unzulässig große Abweichungen in einzelnen Maschenweiten, und dementsprechend zeigten sich auch in den Siebresultaten überraschend große Unterschiede. Es erscheint daher als erste Bedingung für die Erhöhung der Genauigkeit einer Feinheitsbestimmung mittels Siebung eine möglichst genaue Herstellung der Gewebe und hier wieder vor allen Dingen eine Ausschaltung von sogenannten Fehlmaschen und Gassen.

Auf Grund dieser Ergebnisse stellte Herr Förderreuther den Antrag, die maximal zulässigen Abweichungen in ihren Größen gegenüber der bisherigen Regelung noch weiter einzuschränken. Die Drahtgewebefabrikanten befürchteten jedoch bei einer weiteren Verengung der Grenzen für die zulässigen Abweichungen bei der Herstellung einen übergroßen Abfall an Siebgeweben und damit verbunden eine ganz erhebliche Verteuerung. Auf der anderen Seite glaubten sie in Aussicht stellen zu können, auf Grund der vorliegenden Erfahrungen und auf Grund von Versuchen, die sie vornehmen wollen, diesen Wünschen nach Beschränkung der Größe der zulässigen Abweichungen in späteren Zeiten Rechnung tragen zu können. Nach zweistündiger Diskussion kam man dahin überein, zunächst eine Begrenzung der Toleranzen so vorzunehmen, wie es sich auf Grund der Prüfungserfahrungen des Staatlichen Material-Prüfungsamtes als zurzeit wirtschaftlich möglich herausgestellt hat. Dementsprechend wurde die zulässige Anzahl von Maximalabweichungen durchwegs auf 6% herabgesetzt. Da aber gerade die größten Abweichungen die Hauptfehlerquellen für das Siebergebnis darstellen, soll zur Vereinfachung der Prüfung von Drahtgeweben die Ausmessung und Auszählung von Fehlmaschen sich nur auf größere Abweichungen beschränken, deren Bereich gruppenweise gestaffelt wurde.

3. Auf Grund der eingehenden Aussprache zwischen Verbrauchern und Siebgewebeherstellern einigte man sich auf eine schärfere Erfassung der Toleranzen und beschloß, die Toleranz für die Maschenweiten zu staffeln

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210×297) DIN 476.

und gleichzeitig die zulässige Anzahl von Fehlmaschen und die Toleranz der Drahtdurchmesser enger zu fassen. Die Versammlung beschloß bezüglich der Maschenweite folgende Staffel:

für das	10 000-	bis	3600-Maschensieb	15—30%
„ „	2 500-	„	576- „	12—25%
„ „	400-	„	64- „	10—20%
„ gröbere Siebe				5—10%

Die zulässige Anzahl wurde durchweg für alle Drahtstärken und Maschenweiten auf 6% festgelegt.

Bei der Beschlußfassung war man sich darüber klar, daß die Hersteller von Drahtgeweben weiter bemüht bleiben müssen, im Laufe der Jahre Gewebe von einer Genauigkeit herzustellen, die es gestatten werde, diese Toleranzen noch enger zu ziehen.

Die endgültige Gestaltung des Normblattes wurde auf Wunsch verschiedener Versammlungsteilnehmer einer redaktionellen Änderung unterworfen. Es wurde beschlossen, am Kopfe des Normblattes eine Abbildung zu bringen, die die Struktur des glatten Gewebes zeigt, so daß jeder Verbraucher an Hand dieser Abbildung sofort den Begriff des glatten Gewebes klar vor Augen sieht.

Bei der letzten Veröffentlichung des Normblattes hatten sich einige zahlenmäßige Unstimmigkeiten eingeschlichen, die darauf zurückzuführen waren, daß auf Grund der gegebenen Maschenweite die erforderliche Drahtstärke nach mathematischer Formel berechnet wurde. Die Hersteller der Gewebe wiesen mit Recht darauf hin, daß bei der Berechnung umgekehrt zu verfahren sei, da die Drähte das Gegebene seien und sich danach die Maschenweiten berechnen. Die sich daraus ergebenden geringfügigen Änderungen werden berichtigt und genehmigt.

Die Versammlung beschloß ferner einstimmig, die mathematischen Formeln am Kopfe der Tabelle zu streichen und statt dessen lediglich die eine Formel für den lichten Querschnitt

$$\text{je Flächeneinheit} = \frac{l^2}{(l+d)^2}\,100 = 36\%$$

aufzunehmen.

In der Abbildung für glattes Gewebe sind Drahtdurchmesser und lichte Maschenweiten durch die Buchstaben l und d gekennzeichnet. Die Fußnote betreffend Gewebart erhält die Fassung: „Für Prüfsiebe gemäß DIN 1171 ist nur Gewebe glatter Webart zu verwenden.“ Diese Fußnote wird neben den Druckstock gesetzt.

Das Anwendungsbeispiel wird an den Schluß des Normblattes gerückt und soll ausdrücklich als Beispiel gekennzeichnet werden.

4. Vom Obmann wurde mitgeteilt, daß bisher keine Versuche mit Siebblechen vorgenommen werden konnten; auch durch das Staatliche Materialprüfungsamt, in dem die Versuche über Fehlmaschen durchgeführt wurden, sind derartige Versuche noch nicht durchgeführt worden. Die Behandlung dieser Frage mußte vertagt werden.

5. Beschlossen wurde, für handelsübliche Gebrauchssiebe erst Vorschläge der siebverbrauchenden Industrien abzuwarten, da die Anzahl der verwendeten Siebe nach Ansicht der Vertreter verschiedener Industriezweige auch für diese Siebe bedeutend herabgesetzt werden kann, zumal die Versuche des Reichskohlenrates die oben behandelten Ergebnisse gezeitigt haben.

Bei diesem Punkt beantragte der Vertreter der Steinsalzindustrie, Seidengazesiebe zu normen, da ein Durcheinander auch für diese Siebe in der verbrauchenden sowie herstellenden Industrie herrscht. Durch den Obmann wurde betont, daß die Normung dieser Siebe voraussichtlich in einer anderen Gruppe des Arbeitsausschusses für Siebnormung durchgeführt werden müsse, da die entsprechenden Fachleute für diese Normung erst zusammentreten müßten. Ein Vorschlag, nur Drahtgewebe in diesen Industrien zu verwenden, wird von den Vertretern der Steinsalz- und Mühlenindustrie abgelehnt, da durch die besondere Art des Siebgutes (Lebensmittel) die Verwendung von Drahtgeweben ausgeschlossen ist, da hierdurch zum Teil die Färbung des Siebgutes leidet, zum Teil die Gewebe zu leicht verstopft werden. Die betreffenden Vertreter werden in ihren Industriegruppen das jetzt verwendete Siebmaterial zusammenstellen und dann beim Normenausschuß eine Normung dieser Siebe beantragen. Durch den Vertreter der Geschäftsstelle wird dieser Weg als gangbar bezeichnet.

Von dem Vertreter der Schleifmittelindustrie wird zu Punkt Verschiedenes bemerkt, daß in der Schleifmittelindustrie jetzt fast alle Betriebe zu der Verwendung der hier genormten Prüfsiebe übergegangen sind. Außerdem teilt er mit, daß bei einem Besuch der schwedischen Schleifmittelindustrie, zu dem von der Geschäftstelle einige Druckfahnen des Normblattes DIN 1171 zur Verfügung gestellt worden waren, die Normung der Prüfsiebe auch dortseits sehr begrüßt und in Aussicht gestellt wurde, daß die deutschen Festlegungen für die schwedische Industrie übernommen werden.

gez. Hecht.

Sitzung des Schornstein-Ausschusses am 10. Juli 1926 in Dresden

In der letzten Sitzung des Schornsteinausschusses am 5. Juni d. J. sind die Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine — DIN 1056 — abschließend behandelt worden. Besonders schwierig waren die Verhandlungen über die Paragraphen

10 — zulässige Beanspruchungen
13 — Schutzfutter
15 — Ringanker,

die nochmals einer eingehenden Durchberatung unterzogen wurden. Laut Sitzungsbeschluß wurden die Festlegungen der letzten Sitzung durch die Geschäftsstelle des Normenausschusses in die Entwürfe eingearbeitet und die Grundlagen in Druck gegeben. Die Druckfahnen sind den Mitgliedern des Arbeitsausschusses zur nochmaligen Durchsicht mit einer 14-tägigen Einspruchsfrist übersandt worden. In dieser Frist liefen bei der Geschäftsstelle des Normenausschusses von den verschiedensten Seiten so grundlegende Änderungsanträge ein, daß nach Ansicht des Obmannes — Herrn Professor Dr.-Ing. Gehler — die nochmalige Einberufung des Gesamtausschusses erforderlich geworden ist. Als Vorbereitung für diese Sitzung tagte am 10. Juli d. J. in Dresden ein engerer Ausschuß, in dem die Änderungsanträge vorberaten wurden.

Die weitestgehenden Änderungswünsche bezogen sich auf den § 10 und waren von Herrn Oberbaurat Scharff, von der Firma Houzer und von Herrn Direktor Jäcker eingereicht worden.

Oberbaurat Scharff erläuterte seinen Einspruch, in dem vor allem ein Unterschied zwischen monolithischen Eisenbeton-Schornsteinen und gemauerten Schornsteinen aus Betonformsteinen mit Eiseneinlagen gemacht wurde.

Herr Direktor Jäcker schlägt vor, monolithische Eisenbetonschornsteine und gemauerte Schornsteine aus Betonformsteinen mit Eiseneinlagen als gleich zu behandeln.

Professor Dr.-Ing. Gehler betont, daß in Deutschland die monolithische Bauweise überhaupt nicht mehr angewendet wird, da bei einwandfreier Rüstung und Schalung durch die Gerüstkosten die ganze Bauweise unwirtschaftlich wird. Auch er ist der Meinung, daß eine Differenzierung zwischen monolithischer Bauweise und der Bauweise aus Betonformsteinen nicht gemacht werden kann, da kein Beweis dafür erbracht werden

kann, ob die monolithische Bauweise besser ist als die Bauweise mit Betonformsteinen. Bei Anwendung von der monolithischen Bauweise für hohe Schornsteine muß größte Vorsicht obwalten, da während des Bauens der Bauvorgang nicht hinreichend kontrolliert werden kann.

Die Aussprache über diesen Punkt führt zu folgendem Antrag des Herrn Oberbaurat Scharff:

„Da es sich aus der Statistik ergibt, daß im In- und Ausland monolithische Eisenbetonschornsteine zur Zeit fast gar nicht mehr, sondern überall nur Schornsteine aus Betonformsteinen mit Eiseneinlagen ausgeführt werden, so empfiehlt es sich, von der Abfassung von Vorschriften für monolithische Schornsteine abzusehen. Sollte sich später das Bedürfnis hierfür herausstellen, so kann ein Nachtrag zu den Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine, in dem Bestimmungen für monolithische Eisenbetonschornsteine enthalten sind, herausgegeben werden."

Der Antrag wurde einstimmig angenommen.

Herr Direktor Jäcker regt an, in den Absatz über zulässige Beanspruchungen noch eine Bestimmung einzuschalten, daß Schornsteine im kalten Zustand standsicher sein müssen. Es ist hierfür nicht nötig, daß für den Schaft die Berechnung auf Kippwiderstand erfolgt. Die Darlegungen werden in folgendem Antrag zusammengefaßt:

„Bestimmungen über den Kippwiderstand, soweit der Schornsteinschaft in Frage kommt, fallen zu lassen. Die Standsicherheit des ganzen Bauwerks muß nachgewiesen werden."

Begründung:

Während nach den bisherigen Preußischen Vorschriften die Kippformel notwendig sein würde (tatsächlich ist die Kippformel in den Preußischen Vorschriften nicht vorgeschrieben), wird sie in DIN 1056 — Grundlagen für die Berechnung der Standfestigkeit hoher freistehender Schornsteine — durch die Bestimmungen über zulässige Beanspruchungen vollständig ersetzt. Der Beweis hierfür wird von Herrn Jäcker nochmals den Ausschußmitgliedern vorgelegt werden. Auch in Österreich hat man sich hiervon überzeugt und von der Aufnahme der Kippformel abgesehen. Für die Industrie bedeutet die Berechnung nach den Bestimmungen über die zulässigen Beanspruchungen in DIN 1056 — Grundlagen für die Berechnung der Standsicherheit hoher freistehender Schornsteine — einerseits und nach der Kippformel andererseits unnützen Zeitaufwand.

Der Antrag wird einstimmig angenommen.

Herr Oberbaurat Scharff legte dann dem Ausschuß seine Bedenken bezüglich der Höchstbeanspruchungen dar und brachte für die zulässige Beanspruchung bei Berücksichtigung der Wärmespannung in der Berechnung folgende Formel in Vorschlag:

$$\sigma_{zul\ warm} = \sigma_{zul\ kalt}\left(1{,}1 + 1{,}8\,\frac{\sigma_t}{\sigma_0 + \sigma_t}\right).$$

Hierin bedeuten σ_0 die durch Eigenlast und Windlast hervorgerufene Spannung und σ_t die von der Wärmewirkung allein abhängige Spannung. Bei Berücksichtigung der Wärmespannung würde nach dieser Formel die zulässige Spannungserhöhung im gleichen Verhältnis wachsen wie der Anteil der Wärmespannung zur Gesamtspannung zunimmt. Für die Anwendung dieser Formel war die Benutzung eines wissenschaftlich anerkannten Berechnungsverfahrens zur Voraussetzung gemacht. Da ein derartiges Rechnungsverfahren bisher noch nicht ausgebildet ist, wurde von der Beschlußfassung über diesen Punkt Abstand genommen.

Die Besprechungen über diesen Punkt führten zu dem folgenden Antrag des Herrn Professor Gehler:

„Für Schornsteine aus Betonformsteinen mit Eiseneinlagen ist, wie in der Sitzung am 5. Juni d. J. beschlossen wurde, bei Verwendung von Handelszement als

zulässige Spannung = 30 kg/cm²

beizubehalten, dagegen ist bei der Verwendung von hochwertigem Zement die zulässige Spannung von 40 auf 36 kg/cm² herabzusetzen."

Begründung:

Die Erfahrungen mit hochwertigem Zement, besonders bei Einwirkung hoher Temperaturen, liegen bisher noch nicht so umfassend vor, daß eine Spannungserhöhung gegenüber Handelszement in dem Umfange vertreten werden kann, wie sie bei den gewöhnlichen Eisenbetonbauten (s. Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton — DIN 1045—1048) durchgeführt ist.

Der Antrag wurde einstimmig angenommen.

Für die weitere Beratung legt Herr Direktor Jäcker ein Rechnungsbeispiel vor, bei dem drei Schornsteingrößen von 25, 60 und 100 m Höhe nach DIN 1056, aber jeder Schornstein nach besonderen Druckbeanspruchungen berechnet wurden.

Druck-Beanspruchung in kg/cm²

	Ziegel	Eisenbeton
Fall 1	18	40
Fall 2	$0{,}4 \cdot 18 + 0{,}15\,h'$	$0{,}4 \cdot 40 + 0{,}15\,h'$
Fall 3	36 w (w in m)	80 w (w in m)

Anhand dieser Beispiele wird die in Fall 3 angewendete Wanddickenformel erläutert, die nach Ansicht der Anwesenden die beste Schornsteinform in bezug auf Massenverteilung und Trommelhöhe ergeben hat. Herr Direktor Jäcker stellt im Anschluß daran folgenden Antrag:

„Die zulässige Spannung soll von der Wanddicke abhängig gemacht werden und nicht von der Höhe h'. An Stelle der Formel für σ_d in § 10 Ziff. 2 wird für beide Arten von Schornsteinen (Ziegelschornsteine und Eisenbetonschornsteine) folgende Formel vorgeschlagen:

$$\sigma_d = w\,\frac{\sigma_{d\ zul}}{50},$$

wobei d die Wanddicke in cm gemessen bedeutet.

Begründung:

Nach den von Herrn Direktor Jäcker vorgelegten Beispielen wird durch diese Formel dem Übelstand vorgebeugt, daß kleine Schornsteine zu geringe Wanddicken und damit zu wenig Masse und zu geringe Standfestigkeit erhalten und daß bei hohen Schornsteinen die Trommeln unzulässig hoch werden. Die Vergrößerung der Wanddicke soll grundsätzlich durch die Gewährung einer höheren zulässigen Spannung belohnt werden.

Der Antrag wurde einstimmig angenommen.

In der weiteren Besprechung dieser Frage wurde der Antrag gestellt:

„Die Druckzone soll in der Fuge mindestens bis zur Schwerpunktachse des Querschnittes reichen (die Bestimmungen sollen für beide Schornsteinbauarten gelten); da die Tragweite dieser Vorschrift nicht voll übersehen werden kann, wird Herr Jäcker zur Erläuterung noch einige Rechnungsbeispiele überreichen. Die Entschließung über diesen Punkt wird vertagt."

Betreffs Eisenbewehrung der Schornsteine zur Aufnahme der Wärmespannungen, die in DIN 1056 mit der Standfestigkeit zusammen behandelt ist, schlägt Herr Direktor Jäcker vor, unter III — Schornsteinausstattung — als § 11 folgenden Absatz aufzunehmen:

1. Sofern für Aufnahme der Wärmespannungen nicht anderweitige Vorkehrungen getroffen werden, über die durch Probeausführungen der Nachweis der Zuverlässigkeit erbracht wurde, müssen Schornsteine für Dampfkessel- und ähnliche Feuerungen einen Schutz gegen die Einwirkung heißer oder säurehaltiger Gase erhalten. Dabei sind in der Regel mindestens die in Ziff. 2 beschriebenen Vorkehrungen zu treffen.

2. Ziegelschornsteine	Eisenbetonschornsteine
Bei Ziegelschornsteinen ist an den Stellen, an denen kein Schutzfutter vorgesehen ist, eine Eisenringbewehrung mit Querschnitt von mindestens einem Tausendstel der Fläche des dazugehörigen Mauerlängsschnittes anzubringen oder in die Fugen zu legen. Wird die Ringbewehrung bei dem Bau weggelassen, so sind, falls Wärmerisse auftreten, diese zu beseitigen und die Ringbewehrungseisen nachträglich anzubringen.	sind in der Regel in ganzer Höhe mit Schutzfutter auszurüsten; außerdem ist eine Ringbewehrung mit einem Querschnitt von 6 Tausendstel der Fläche des dazugehörigen Mauerlängsschnittes anzuordnen. Bei Abweichungen hiervon ist durch Rechnung nach anerkanntem Verfahren nachzuweisen, daß bei ungefütterten Schornsteinen für einen Temperaturabfall $(t_i - t_a)$ von . . . . . (vielleicht 150^0) in der Wand, und bei gefütterten Schornsteinen für einen solchen von . . . (vielleicht 75^0) die Zugspannung des Eisens von 1200 kg/cm² nicht überschritten wird.

3. Das Futter ist in ordnungsgemäßem baulichen Zustande zu erhalten und wenigstens alle 4 Jahre daraufhin zu untersuchen.

Der Antrag wird einstimmig angenommen.

Außerdem legt Herr Jäcker noch ein Rechnungsblatt vor, in dem nachgewiesen wurde, daß der Temperaturabfall noch langsamer als mit der Quadratwurzel aus der Wanddicke wächst.

Auf Grund der gefaßten Beschlüsse und Anregungen übernimmt es Herr Baurat Bulnheim, einen neuen Entwurf der Grundlagen vorzubereiten und den Ausschußmitgliedern durch die Geschäftsstelle zuzuleiten. Auf weitere Einzelfragen einzugehen, erschien nicht ratsam, weil die Vertreter der Eisenbetonschornstein-Industrie an der Teilnahme an diesen Beratungen verhindert waren.

Die Sitzung wurde um 1,30 Uhr durch den Obmann geschlossen. Dr. Gehler.

2. Sitzung des Arbeitsausschusses für leichte Abflußrohre in Düsseldorf am 25. Juni 1926

Der Vorsitzende des Abflußrohr-Syndikats teilt mit, daß in den letzten Tagen innerhalb des Ablfußrohr-Syndikats eingehend die Frage der Normung der leichten Abflußrohre behandelt sei. Zu einem abschließenden Ergebnis sei man jedoch nicht gekommen, da zunächst Versuche vorgenommen werden, die noch nicht abgeschlossen sind. Er weist darauf hin, daß in Berlin durch die Baupolizei das ID-Rohr verboten sei. Verbesserungsvorschläge, die vom Abflußrohr-Syndikat vorgelegt wurden (verbesserter Entwurf der Marienhütte), haben nicht die Zustimmung der Berliner Baupolizei gefunden.

Der Vertreter der Baupolizei stellt fest, daß das leichte Rohr für Berlin seit langem verboten ist und lediglich in der Kriegs- und Nachkriegszeit ausnahmsweise zugelassen wurde. Das inzwischen von der Firma Dittmann-Neuhaus & Gabriel Bergenthal durchgebildete leichte Abflußrohr stellt jedoch eine wesentliche technische Verbesserung dar und hat der Berliner Baupolizei die Möglichkeit verschafft, diese leichten Rohre zu verwenden. Vom Abflußrohr-Syndikat wird befürchtet, daß dieses neue Rohr auch in anderen Städten nach dem Vorbild Berlins zugelassen wird. Eine Neueinrichtung auf die neuen leichten Abflußrohre würde jedoch für die Werke einen Aufwand von 1,5 Millionen Mark bedeuten, ein Betrag, der den Werken in der Zeit wirtschaftlicher Not nicht zur Verfügung stände.

Vom Normenausschuß wird als Ziel der Arbeiten bezeichnet, ein neues deutsches leichtes Abflußrohr an Stelle des NA-Rohres und des jetzigen ID-Rohres zu setzen, das allen technischen Forderungen genügt, so daß nur noch ein Abflußrohr auf dem Markt ist, und dann die internationale Normung dieses Rohres zu erstreben.

Der Vertreter des Reichsverbandes im Installateur- und Klempnergewerbe bringt eine Entschließung des Reichsverbandes zur Frage der Normung der leichten Abflußrohre zur Verlesung:

„Solange ein einheitliches Normal-Gußabflußrohr nicht geschaffen wird, hält der Reichsverband im Installateur- und Klempnergewerbe es für richtig, daß das NA-Rohr als das Normalrohr betrachtet wird. Eine Normung anderer Rohrsorten hält der Reichsverband bis zur Schaffung eines Normalrohres, das das Ziel aller Bestrebungen sein muß, nicht für erforderlich."

Seitens der Berliner Bauoplizei wird festgestellt, daß sie kein Interesse an einer Vielheit der Rohrformen hat, sie hat jedoch kein Mittel, ein Rohr zu verbieten, das gegenüber den anderen auf dem Markt befindlichen sich als besser erweist.

Aus der Versammlung wird die Notwendigkeit einer internationalen Normung betont, der Vertreter des NDI stellt fest, daß eine Erörterung der Normung der leichten Abflußrohre mit den übrigen Ländern erst dann Zweck hat, wenn ein in jeder Richtung durchgearbeiteter Vorschlag vorgelegt werden kann. Sobald vom Ausschuß ein Vorschlag vorliegt, der sowohl von gießereitechnischer als auch von installationstechnischer Seite allen Ansprüchen gerecht wird, ist beabsichtigt, diesen Vorschlag den internationalen Normenausschüssen zuzuleiten.

Auf die Äußerung, daß das NA-Rohr durchaus sich nicht wesentlich teurer stellt als die leichten Rohre, wird darauf hingewiesen, daß im Wohnungsbau heute an jeder Stelle gespart werden müsse, um die Baukosten herabzudrücken.

Abschließend wird beschlossen, einen Fragebogen auszuarbeiten, welcher an die größeren Städte und Gemeinden und an die Verbraucherverbände zur Beantwortung gesandt werden soll. Dieser Fragebogen soll zusammen mit dem Obmann, der Baupolizei und einigen Herren des Abflußrohr-Syndikats bearbeitet werden und zur Stellungnahme auffordern zu den Wünschen und Bedenken, die in der heutigen Sitzung geäußert sind. Das Ergebnis der Antworten soll dann ausgewertet werden und zusammen mit dem Ergebnis der zur Zeit vom Abflußrohr-Syndikat eingeleiteten Versuche die Unterlage für die nächste Sitzung des Ausschusses bilden. NDI.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Dorotheen-Straße 47
Fernsprecher: Merkur 3925 bis 3928

5. Jahrgang | **8. Oktober 1926** | **Nr. 10**

INHALT:

Mitteilungen der Geschäftsstelle 41
Neu erschienene Normblätter 41
Normblattverzeichnis 41
Jahresversammlung des Normenausschusses der deutschen Industrie 41
Natürliche Gesteine als Baustoff 41
Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton . . 43
Verdingungsordnung für Bauleistungen 43
Straßenbrückenabmessungen 43
Werkstoffausschuß Eisen und Stahl 44
Amerikanische Normen zur Bestimmung des Verschleißes von Straßenbaumaterial 44
Das DIN-Zeichen 44

Mitteilungen der Geschäftsstelle

Neue Fernsprechnummern

Ab Oktober erhält die Geschäftsstelle des Normenausschusses folgende Anschlüsse

Merkur 3925 bis 3928

Die Einspruchsfrist für den Normblattentwurf „DIN E 1987 Rechtliche und verwaltungstechnische Grundsätze für Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungsanlagen" ist bis zum 15. November 1926 verlängert worden.

Neu erschienene Normblätter

DIN 1171 Drahtgewebe für Prüfsiebe,
Aufsatz für Straßenabläufe mit Schmalrost
DIN 1207 — Zusammenstellung
DIN 1208 — Rahmen
DIN 1209 — Rost mit Längsstäben
DIN 1210 — Rost mit Querstäben

Normblattverzeichnis

Stand der Normung Herbst 1926

208 Seiten, Preis RM. 1,50

zu beziehen durch den Beuth-Verlag G. m. b. H.
Berlin SW 19, Beuthstr. 8

Jahresversammlung des Normenausschusses der Deutschen Industrie

am 6. November 1926, 10 Uhr vormittags,
Berlin NW 7, Ingenieurhaus

Tagesordnung:

Auf der Jahresversammlung werden in Vorträgen Gegenwartsfragen aus dem Gebiet der Normung behandelt, u. a. spricht Prof. Gropius über das Thema: „Was kann die Normung zur Linderung der Wohnungsnot beitragen".

Natürliche Gesteine als Baustoff

In einer Sitzung des Ausschusses 1b: „Natürliche Gesteine als Baustoff" des „Deutschen Verbandes für die Materialprüfungen der Technik" wurden nachstehende Vorschläge aufgestellt, die nach Klärung des Stoffes als Normblätter in das deutsche Normensammelwerk aufgenommen werden sollen. Änderungswünsche zu diesen Vorschlägen werden an die Geschäftsstelle erbeten.

1. Vorschlag für Prüfverfahren für natürliche Gesteine

1. Raumgewicht. Das Raumgewicht (r) ist das Gewicht der Raumeinheit einschließlich der Porenräume.

Die zur Bestimmung des Raumgewichtes benutzten Probestücke sollen nicht unter 4 cm Korngröße haben. Es sind 5 Versuche durchzuführen.

Die Feststellung des Raumgewichtes geschieht durch Bestimmung der Quotienten $\frac{\text{Gewicht (G)}}{\text{Rauminhalt (J)}}$ bei regelmäßigen Stücken.

Das Gewicht wird ermittelt durch Wägen mit 0,5% Genauigkeit. Bei unregelmäßigen Stücken wird das Raumgewicht nach dem Wassersättigungsverfahren bestimmt. Zu diesem Zwecke werden das Gewicht des getrockneten Probestückes in der Luft (G_1), das Gewicht des wassergetränkten Probestückes in der Luft (G_2) und das Gewicht des wassergetränkten Probestückes im Wasser (G_3) ermittelt. Das Raumgewicht (r) berechnet sich dann aus der Formel $\frac{G_1}{G_2 - G_3}$ in Kubikzentimetern.

2. Spezifisches Gewicht. Das spezifische Gewicht ist das Gewicht der Raumeinheit ausschließlich der Porenräume.

Die Bestimmung geschieht durch Ermittlung des Gewichtes und des Rauminhaltes an 30 g des zu Pulver zerkleinerten Materials im Raummesser von 50 cm^3 Inhalt.

3. Dichtigkeitsgrad. Der Dichtigkeitsgrad ist der Rauminhalt der festen Masse in der Raumeinheit. Er wird errechnet aus dem Quotienten $\frac{\text{Raumgewicht (r)}}{\text{spez. Gewicht (s)}}$

4. Undichtigkeitsgrad. Der Undichtigkeitsgrad ist der Rauminhalt der Hohlräume in der Raumeinheit. Er errechnet sich aus der Differenz $1 - \frac{r}{s}$.

5. Wasseraufnahme und -abgabe

a) Wasseraufnahme. Die Bestimmung der Wasseraufnahme ist an 10 Probestücken von nicht unter 4 cm Korngröße vorzunehmen.

Die Probestücke werden bis zur Gewichtsgleichheit getrocknet und zunächst etwa 1 Stunde bis etwa ¼ ihrer Höhe in Wasser gelagert. Dann wird das Wasser bis zur Hälfte der Höhe und nach 2 Stunden bis zu ¾ der Höhe aufgefüllt. Nach 20 Stunden werden die Proben völlig unter Wasser gesetzt.

Die Proben werden das erstemal nach 24 Stunden gewogen und nach weiteren je 24 Stunden wird festgestellt, ob gleichbleibendes Gewicht eingetreten ist. Die Wasseraufnahme in Gewichtsprozenten wird berechnet aus der Formel $\frac{G_1 - G}{G} \cdot 100$ und die Wasseraufnahme bezogen auf den Rauminhalt aus der Formel $r \cdot \frac{G_1 - G}{G} \cdot 100$.

Es ist festzustellen: 1. Das Gewicht der trockenen Probe. 2. Das Gewicht der Probe nach 24 stündiger Lagerung unter Wasser. 3. Die Zeitdauer bis zur Wassersättigung.

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210 × 297) DIN 476.

Zur Bestimmung des Naßgewichtes werden die Proben oberflächlich abgetrocknet.

b) Wasserabgabe. Das Trocknen der wassersatten Proben aus 5 a) wird im Exsikkator bei 15—18° durchgeführt, bis gleichbleibendes Gewicht erreicht ist. Die Trockendauer ist anzugeben.

6. Wasseraufnahme unter Druck (Sättigungskoeffizient). Die Wasseraufnahme unter Druck ist an 10 Probestücken festzustellen.

Die Proben werden unter Wasser bei 20 mm Hg-Säule unter Druck so lange entlüftet, bis keine Luftblasen mehr aufsteigen und gleichbleibendes Gewicht der Probe eingetreten ist. Für das Entlüften genügt meist die Zeit von 3 Stunden. Man läßt alsdann die Luft zuströmen und die Probe noch 2 Stunden im Wasser stehen. Darauf werden die Proben unter Wasser einem Überdruck von 150 at ausgesetzt. Als Sättigungskoeffizient (S) gilt der Quotient aus Wasseraufnahme bei langsamem Eintauchen und der Wasseraufnahme unter Druck.

7. Frostbeständigkeit. Die Frostbeständigkeit wird an je 10 nach dem Verfahren 5. wassergesättigten annähernd gleich großen Proben ermittelt. Die Steine werden abwechselnd 25 mal in einem gemauerten Kühlraum etwa 20 Stunden lang dem Frost ausgesetzt und etwa 4 Stunden lang im Wasser von Zimmerwärme aufgetaut. Während dieses Vorganges wird beobachtet, ob die Steine irgendwelche äußerlich wahrnehmbaren Zerstörungserscheinungen zeigen. Das Gewicht wird vor und nach dem Gefrieren ermittelt. Anzugeben sind auch die aus 8. gefundenen Werte für die Druckfestigkeit der ausgefrorenen Proben, und zwar als Festigkeitsverlust in % der Trockenfestigkeit.

Bei der Angabe des Befundes ist auch der Sättigungskoeffizient (Bestimmung nach 6.) anzugeben.

8. Druckfestigkeit. Die Druckfestigkeit wird an 5 würfelförmigen Proben ermittelt. Die Kantenlänge der Proben beträgt bei harten und mittelharten Gesteinen 4 cm, bei weichen und sehr weichen Gesteinen 6—10 cm.

Die Prüfung erfolgt in a) trockenem, b) wassersattem Zustande und c) nach 25 maligem Ausfrieren und Auftauen. Die Festigkeitsänderung in % der Trockenfestigkeit ist bei b) und c) anzugeben.

Der Druck wird senkrecht zur natürlichen Schichtung bzw. Schieferung des Gesteins ausgeübt. Bei ausgesprochen schiefrigen Gesteinen werden außerdem 5 Druckversuche parallel zur Schieferung durchgeführt.

9. Abnutzung im Sandstrahl. Die Proben werden im lufttrockenen Zustande dem unter 3 at Dampfdruck stehenden Sandstrahl des Gebläses 2 Minuten lang ausgesetzt. Zur Erzielung gleichmäßiger Beanspruchung wird die kreisrund abgeblendete Angriffsfläche der Proben langsam über dem Sandstrahl hin und her bewegt. Die Angriffsfläche hat 6 cm Durchmesser.

Als Sand ist der Normengebläsesand zu verwenden.

10. Abnutzung durch Schleifen. Quadratische Stücke von 7,1 cm Seitenlänge (20 cm² Fläche) werden bis zum gleichbleibenden Gewicht getrocknet und auf der Schleifmaschine — Bauart Böhme — (gußeiserne Schleifscheibe von 76 cm Durchmesser, nutzbare Kreisringbreite 22,5 cm) bei 0,6 kg/cm² Belastung (ausschl. Eigengewicht), 22 cm mittlerem Halbmesser der schleifenden Fläche und 30 Umdrehungen in der Minute geschliffen. Auf je 22 Scheibenumgänge werden 20 g Naxosschmirgel Nr. 80 aufgegeben und vor jeder neuen Schmirgelaufgabe das abgeschliffene Material samt den Schmirgelresten entfernt. Nach je 110 Umdrehungen der Schleifscheibe wird der Gewichtsverlust ermittelt und die Probe um 90° gedreht. Nach 440 Scheibenumgängen wird der Gesamtgewichtsverlust ermittelt. Aus dem Verhältnis $\frac{\text{Gewichtsverlust}}{\text{Raumgewicht}}$ ergibt sich der Materialverlust in cm³. Als Schleifmittel dient der Normenschmirgel.

11. Schlagfestigkeit. Die Schlagfestigkeit wird an 10 Probekörpern festgestellt. Als Proben dienen Würfel von 4 cm Kantenlänge. Die Proben werden auf einer eisernen Unterlage an den 4 Seitenflächen so eingespannt, daß sie gerade festgehalten werden. Ein Bär von 6 kg Gewicht wird aus 1 m Höhe auf die Oberfläche der Probe fallen gelassen. Bestimmt wird die Anzahl der Schläge, die den Bruch herbeiführt.

12. Kanten- und Stoßfestigkeit. Aus den zu prüfenden Gesteinen werden 5 Würfel von 4 cm Kantenlänge geschnitten, bis zur Gewichtsgleichheit getrocknet und gewogen. Die Würfel werden in einer Kugelmühle (Trommel) ohne Kugeln ½ Stunde lang etwa 45 Umdrehungen je Minute ausgesetzt.

Der Gewichtsverlust in % des Anfangsgewichtes gilt als Wert für die Kanten- und Stoßfestigkeit.

Der Mantel der Trommel ist in 5 Wellen eingebogen, so daß ihr größter Halbmesser 250, ihr kleinster 187 mm beträgt. Die Achsenlänge der Trommel ist 600 mm.

2. Vorschlag für die Probeentnahme von Gesteinen und die Durchführung der petrographischen Untersuchung

I. Probeentnahme

a) Bruchbeschreibung

Genaue Lage des Bruches (evtl. Eintragung in Karte oder Skizze).

Geologische Formation.

Gesamtmächtigkeit des aufgeschlossenen Lagers.

Lagerungsverhältnisse.

Art und Stärke der Verwitterungsdecke.

Auftreten und Art besonderer Zersetzungs- oder Verwitterungszonen im Bruch.

Art und Stärke der Klüftung des Gesteins.

Evtl. Beschreibung der einzelnen Schichten — Hinweis auf evtl. Verschiedenheit des Materials.

Erkundung über evtl. frühere Verwendung bei größeren und älteren Bauten.

b) Die Probekörper

Größe: Gesteinsstück in der Größe von etwa zwei Großpflastersteinen.

Angabe, aus welcher Lage der Probekörper entnommen wurde.

Evtl. Bezeichnung der Schicht- oder Schieferungsfläche mit S.

Evtl. Bezeichnung der Bankung und der Lose bei Graniten usw., etwa mit B — Bankungsfläche.

Entnahme von kleinen Proben des verwitterten Gesteins für die petrographische Untersuchung.

Die Probe ist von dem entnehmenden Geologen im Steinbruch zu verpacken und zu versiegeln und ist dann der zuständigen Materialprüfungsstelle zuzuleiten. Die kleinen Probekörper sind der die petrographische Untersuchung vornehmenden Stelle mit den Angaben über die Beobachtungen und Feststellungen an Ort und Stelle zu übermitteln.

II. Petrographische Untersuchung

1. Feststellung der mineralogischen Zusammensetzung des Gesteins und der Gesteinsart.
2. Erhaltungszustand des Gesteins (Beschaffenheit der Gemengteile).
3. Gefüge und Art der Kornbindung, Anzeichen einer Lockerung des Gefüges, evtl. Porosität.
4. Feststellung schädlicher Gemengteile.

5. Hinweis auf besondere Merkmale und Eigenschaften des untersuchten Gesteins. (Dafür notwendig: Kenntnis des Verwendungszweckes.)
6. Evtl. Äußerung über voraussichtliche Wetterbeständigkeit auf Grund der petrographischen Untersuchung.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton
DIN 1044 bis 1048

Vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton wird mitgeteilt: Die Eisenbetonbestimmungen sind von allen deutschen Ländern bis auf Braunschweig amtlich eingeführt worden. Für Bayern und Sachsen haben die Eisenbetonbestimmungen in einigen Punkten Änderungen erfahren.

Verdingungsordnung für Bauleistungen

Durch den Reichsminister der Finanzen wurde durch nachfolgenden Erlaß Nr. IV. 4000.26 die Einführung der Verdingungsordnung für Bauleistungen im Bereich der Reichsbauverwaltung und der Landesfinanzämter bekanntgegeben:

Die vom Reichsverdingungsausschuß aufgestellte Verdingungsordnung für Bauleistungen wird probeweise als Dienstvorschrift eingeführt.

Die bisher für die Vergebung von Bauleistungen maßgebenden Vorschriften der Militär- und Marinebauordnung treten außer Kraft.

Den Erlaß etwa noch erforderlich werdender Ausführungsbestimmungen behalte ich mir vor.

Die Verdingungsordnung für Bauleistungen ist allen Kostenanschlägen und Ausschreibungen grundsätzlich unverändert zugrunde zu legen. Dabei ist zu beobachten, daß die „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung von Bauleistungen — Din 1960 —" (Teil A der VOB) nur Verfahrungsvorschriften für die Dienststellen sind, nicht Vertragsbestandteil werden und dem Auftragnehmer kein klagbares Recht geben. Als Vertragsbestandteil für die einzelnen Bauvorhaben gelten die „Allgemeinen Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen" — Din 1961 — und die „Technischen Vorschriften für Bauleistungen" — Din 1962 bis 1985 — sowie die „Besonderen Vertragsbedingungen", aus denen alles Nähere hervorgeht. Das Muster für die Besonderen Vertragsbedingungen ist einheitlich bei allen Ausschreibungen anzuwenden.

Straßenbrückenabmessungen
Ergänzungsvorschlag zu DIN 1071

Auf Grund verschiedener Anregungen aus der Praxis: für Brücken mit erheblichem Kraftfahrzeugverkehr die Fahrbahnbreite für die Norm V und VI, die bisher mit 5,2 m vorgesehen war, zu vergrößern, war den Mitgliedern des Arbeitsausschusses folgender Änderungsvorschlag des Obmannes unterbreitet worden:

Hinter Norm V und VI auf DIN 1071 für Land- und Stadtstraßen mit erheblichem Kraftwagen-, insbesondere Lastkraftwagenverkehr eine Zusatznorm Va und VIa einzufügen mit einer Fahrbahnbreite von 6,0 m.

Zu diesem Änderungsvorschlag sind von den Mitgliedern des Arbeitsausschusses für Straßenbrücken 17 Antworten eingegangen, von denen 13 dem Vorschlag ohne Einschränkung zustimmten. Von 2 Mitgliedern wurden kleine Änderungen gewünscht, während 2 Mitglieder eine Verminderung der vorgeschlagenen Fahrdammbreite auf 5,5 m wünschten. Die Äußerungen bezogen sich auf folgende Punkte:

1. zu erwägen, ob der Begriff „erheblich" nicht etwas schärfer gefaßt werden kann, etwa, daß die Begegnung zweier Lastkraftwagen auf der Brücke täglich wiederholt zu erwarten und nicht anderweitig zu umgehen ist.

2. einen Hinweis aufzunehmen, daß, wenn dadurch erhebliche Ersparnisse (mehr als 10% der Bausumme) möglich sind, die Brücke vorerst gemäß Norm V und VI auszubauen ist unter gleichzeitiger Vorbereitung der Möglichkeit, durch Zurücksetzen der Bordschwellen einen 6 m breiten Fahrdamm mit 1,10 m breiten Bürgersteigen zu schaffen.

3. die Worte „insbesondere Lastkraftwagen" zu streichen, da auch der schnellfahrende Personenkraftwagen eine Spurbreite von 3 m erfordert.

4. eine Brückenfahrdammbreite von 5,5 m festzulegen, da in Bayern für die Staatsstraßen eine Mindestbreite der befestigten Fahrbahn von 5,5 m festgesetzt ist und diese Breite auch für Brücken genügen muß.

Diese Forderung wurde von anderer Seite mit der folgenden Begründung unterstrichen:

„Selbst wenn eine Fahrbahnbreite von 5,20 m eine gewisse Verkehrseinschränkung bedeutet gegenüber der größeren Breite der durchlaufenden Straßen, so ist diese Störung doch nur von kurzer örtlicher Ausdehnung. Es ist kein Nachteil darin zu erblicken, wenn die Kraftwagen beim Begegnen auf Brücken mit vergrößerter Sorgfalt und etwas verminderter Geschwindigkeit fahren müssen. Die Kosten, die eine Normung von 6 m als generellen Vorschlag bedingt — betrachtet im Hinblick auf den Straßenbrückenbau der Folgezeit in Deutschland — sind so groß, daß der Vorschlag von 6,0 m für zu weitgehend gehalten wird. Als Kompromiß könnte man sich mit 5,50 m einverstanden erklären; dann wäre den Erfordernissen des Kraftwagenverkehrs vollauf Genüge geleistet. Grundsätzlich seien jedoch neue Normenquerschnitte Va und VIa zu vermeiden. Der Gedanke der Vereinfachung, dem doch das gesamte Bestreben nach Normung dienen soll, tritt immermehr zurück, je mehr Formen geschaffen werden. Die Feststellung, ob es sich um Straßen mit erheblichem Fußgängerverkehr (Text Norm V und VI) oder um solche mit erheblichem Kraftwagen-, insbesondere Lastkraftwagenverkehr (Text Normvorschlag Va und VIa) handelt, ist so schwer eindeutig zu machen, daß sich wohl recht oft Kompromißlösungen mit 5,50 m o. a. im Streit der widerstrebenden Meinungen ergeben werden. Wenn jede Behörde ihre Brückenbreiten selbständig vorschreibt, ist der Zweck der Normung verloren."

Das Ergebnis ist danach:

a) daß sich die überwiegende Mehrheit des Ausschusses (15 von 17 Äußerungen) für die empfohlene Fahrbahnbreite von 6,00 m ausgesprochen hat.

Der Vorschlag ist damit angenommen.

b) Über die Notwendigkeit einer weiteren Erläuterung der Begriffe „gering" und „erheblich", die bereits im Normblatt DIN 1071 bei Norm III bis VI angewandt wurden, ist s. Zt. eingehend verhandelt worden. Abschließend wurde festgelegt, daß die Entscheidung, welches Profil bei dem zu erwartenden Verkehr gewählt werden soll, dem Ermessen der Verwaltung überlassen bleiben soll. Damit entfiel die Notwendigkeit der Erläuterung der Begriffe „gering" und „erheblich". Gemäß diesem Beschluß ist auch die Anregung 1 erledigt.

c) Zu der 2. Anregung:

unter sofort vorzubereitender Möglichkeit für spätere Verbreiterung der Fahrbahn vorerst die Brücken nach Norm V oder VI zu bauen, wenn dadurch erhebliche Ersparnisse (mehr als 10% der Bausumme) erzielt werden können

wird empfohlen, bei Neuauflage der Erläuterungen (DIN 1071 Beiblatt) eine entsprechende Ergänzung vorzunehmen. Die Anregung wird dabei einer Einschränkung bedürfen, schon, weil eine solche Verbreiterung bei Norm VI nicht möglich sein dürfte. Auch wird eine Einschränkung der Fußwegbreiten auf 1,10 m bei den

hier in Betracht kommenden verkehrsreichen Straßen vielfach schwerwiegenden Bedenken begegnen.

d) Entgegen dem Wunsch auf Streichung der Worte „insbesondere Lastkraftwagenverkehr" wird deren Beibehaltung empfohlen, da die Lastkraftwagen fast stets eine größere Breite des Aufbaues aufweisen als die Personenwagen und den besonderen Hinweis rechtfertigen. In diesem Sinne hat man sich auch am 19. April d. J. in der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau ausgesprochen.

Die Überarbeitung in der unter d) vorgeschlagenen Weise ist in Angriff genommen. Durch Einigung der Äußerungen zum Vorschlag unter c) werden die Erläuterungen beschlußgemäß ergänzt.

Werkstoffausschuß Eisen und Stahl Gruppe VII „Gußeisen"

Sitzung am 28. August 1926.

Da gegen die in der Sitzung vom 21. Januar 1926 beschlossene Fassung des Normblattvorschlages für Gußeisen DIN 1691 verschiedene Einwände eingelaufen waren, erwies sich eine nochmalige Beratung vor der Veröffentlichung als Entwurf als notwendig.

Allgemeine Vorschriften.

Der Satz über die Gewichtsüberschreitung wird wie folgt gefaßt:

„Das Versandgewicht eines Gußstückes darf das aus dem Volumen errechnete Gewicht je nach Art und Größe des Gußstückes bis 3 bzw. bis 10% je nach Vereinbarung überschreiten."

Der Einleitungssatz zum letzten Absatz lautet auf Grund der Beratungen:

„Das Gußeisen darf keine Mängel haben, die die Verwendbarkeit der Gußstücke beeinträchtigen."

Klasseneinteilung und Festigkeit.

In der Klasseneinteilung wurden namentlich auf Wunsch der Reichsbahn einige Ergänzungen und Vereinfachungen vorgenommen. Über den Zahlentafeln soll es heißen „gut bearbeitbar".

Die vorgeschlagenen Güteklassen bleiben bestehen.

Bezüglich der Probestücke wird folgendes beschlossen:

„Die genannten Zugfestigkeiten gelten für einen angegossenen Probestab, dessen Durchmesser der mittleren Wanddicke des Gußstückes angepaßt ist. Die Gußhaut ist durch Abdrehen heruntergearbeitet.

Die Biegefestigkeit gilt für einen getrennt gegossenen Biegestab von 30 mm Durchmesser und 600 mm Auflagelänge. Der Stab wird in unbearbeitetem Zustand gebrochen. Diese Stabform ist jedoch nicht endgültig; ihre Abänderung hängt von dem Ausfall weiterer Versuche ab."

Diese Probestabformen sollen solange angewendet werden, bis die Beratungen im Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik abgeschlossen sind, dem diese Frage zur eingehenden Bearbeitung überwiesen wird.

Die Werte für den Biegeversuch sollen eingeklammert und die Einklammerung durch eine Fußnote erklärt werden.

Der Entwurf soll demnächst in den NDI-Mitteilungen veröffentlicht werden. Scharlibbe.

Amerikanische Normen zur Bestimmung des Verschleißes von Straßenbaumaterial

A. S. T. M. D 2—08.

Dieses ganz bekannte Prüfverfahren ähnelt fast vollkommen der Verschleißprüfung von Deval der französischen Schule für Straßen- und Brückenbau. Es ist seit 1878 im Gebrauch und hat sich als völlig ausreichend für den bestimmten Zweck erwiesen.

1. Einrichtung.

Die Prüfmaschine besteht aus einer oder mehreren Eisentrommeln, die an der einen Seite mit festem Boden und an der anderen Seite mit einem gutdichtenden Eisendeckel versehen sind. Die Trommeln haben einen lichten Durchmesser von 20 cm, sind 34 cm lang und auf einer Welle derart angebracht, daß sie mit deren Achse einen Winkel von 30° bilden.

2. Herrichtung der Probe.

Wenigstens 30 Pfund (pounds, etwa 13,5 kg) grob gebrochener Steine müssen für die Prüfung verfügbar sein. Das Gestein soll möglichst in Stücke gleicher Größe gebrochen sein, und möglichst 50 Stück hiervon sind für eine Probe zu verwenden.

3. Prüfverfahren.

Das Gesamtgewicht an Gestein soll für eine Prüfung 5 kg betragen, die bis auf 10 g genau abzuwiegen sind. Alle zur Prüfung verwandten Stücke sollen gewaschen und vor dem Wiegen sorgfältig getrocknet sein. Die Prüfung erfolgt durch 10000 Umdrehungen der Trommel, und zwar 30 bis 33 in der Minute. Die prozentuale Menge des abgenutzten Materials, das durch ein 0,16 cm ($^1/_{16}$ Zoll) Maschensieb hindurchgeht, wird als der Betrag der Abnutzung angesehen. Er soll ausgedrückt werden entweder in Prozent auf die zur Prüfung benutzten 5 kg, oder es mag auch der französische Zahlenausdruck, der mehr gebräuchlich ist, angegeben sein: Verschleißzahl $= \frac{20 \times 20}{w} = \frac{400}{w}$, worin w das Gewicht in Gramm der Bruchsteinchen unter 0,16 cm ($^1/_{16}$ Zoll) Größe auf 1 Kilogramm des geprüften Gesteins bedeutet.

Das DIN-Zeichen

Über die Schreibweise des DIN-Zeichens herrscht vielfach Unklarheit, namentlich bei Zusammensetzungen. Die folgende Tabelle zeigt die wichtigsten Anwendungen.

Schreibweise	Erläuterung
DIN	Warenzeichen für die vom Normenausschuß oder in seinem Auftrage herausgegebenen Druckschriften. Kennzeichen auf Normteilen, soweit dies auf Normblättern ausdrücklich vorgeschrieben oder als zulässig angegeben ist.
DIN	Nur in Verbindung mit einer Nummer zur Kennzeichnung eines bestimmten Normblattes, z. B. DIN 1000. DIN allein ist nicht zu verwenden!
Din	Nur als Vorsilbe in Zusammensetzungen, z. B. Dinformate, Dinpassungen, Dingewinde. Din allein ist nicht zu verwenden!
Dinorm.....	Kurzwort für den Normenausschuß, z. B. Postanschrift: Dinorm, Berlin NW 7
Dinormen...	Sammelwort für die deutschen Normen, z. B. „die Dinormen für Straßenbrücken". In ähnlicher Weise werden die Worte Lonormen, Wanormen, Fenormen usw. gebildet. Andere Kurzzeichen wie z. B. VDE, VDH, Kr lassen sich nicht in dieser Weise mit dem Wort „...normen" vereinigen. Vielmehr heißt es VDE-Normen, DIN-VDE-Normen, VDH-Normen, Kr-Normen.

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Dorotheen-Straße 47
Fernsprecher: Merkur 3925 bis 3928

5. Jahrgang **5. November 1926** **Nr. 11**

INHALT:

Mitteilungen der Geschäftsstelle 45
Neu erschienene Normblätter 45
Neue Fernsprechnummern 45
Fachnormenausschuß für feuerfeste Baustoffe 45
Reihenfolge der Elemente bei Analysenangaben von Roheisen und Stahl 45
Benennungen im Asphaltstraßenbau 45
DIN E 1691 Gußeisen 46
Erläuterung hierzu 47
DIN E 1211 Steigeisen, kurz 48
DIN E 1212 Steigeisen, lang 48
Erläuterung hierzu 45

Mitteilungen der Geschäftsstelle

Im Heft 21 vom 4. November 1926 der NDI-Mitteilungen sind folgende Normblattentwürfe mit Einspruchsfrist bis zum 1. Januar 1927 veröffentlicht worden:

DIN E 1290 Feuergeschränk für Kachelöfen mit Oberbalkenverschluß
DIN E 1291 Feuergeschränk für Kachelöfen mit seitlichem Schraubverschluß
DIN E 1292 Feuergeschränk für Kachelherde

Neu erschienene Normblätter

DIN 1025 Blatt 1 I-Eisen, Abmessungen und statische Werte
DIN 1029 Blatt 1 u. 2 Ungleichschenklige Winkeleisen, Abmessungen und statische Werte

Neue Fernsprechnummern

Ab Oktober hat die Geschäftsstelle des Normenausschusses folgende Anschlüsse:

Merkur 3925 bis 3928

DIN E 1211 Steigeisen, kurz
DIN E 1212 Steigeisen, lang

Die auf Seite 48 veröffentlichten Normblattentwürfe wurden vom Obmann des Arbeitsausschusses „gußeiserne Kanalisationsgegenstände" gemäß den Beschlüssen der letzten Sitzung in Düsseldorf am 29. Juni 1926 aufgestellt.

Das Steigeisen, kurze Form, mit 125 mm Schenkellänge und nach obenstehender Nase ist für Betonschächte und ein Stein starke Mauerschächte, das Steigeisen, lange Form, mit 200 mm Schenkellänge für Schächte mit stärkeren Wandungen berechnet.

Fachnormenausschuß für feuerfeste Baustoffe.

In der 7. Sitzung des Unterausschusses Formgebung am 23. September wurde der Normblattentwurf DIN E 1081 Feuerfeste Baustoffe, Ganze Steine, Dreiviertelsteine, Ausgleichplättchen festgelegt. Der Normblattentwurf wird am 18. XI. 26 in Heft 22 der NDI Mitteilungen und außerdem in der Fachpresse mit einer Einspruchsfrist bis 1. Januar 1927 zur Kritik veröffentlicht.

Reihenfolge der Elemente bei Analysenangaben von Roheisen und Stahl

Um die Übersicht beim Vergleich von Analysenangaben von Roheisen und Stahl zu erleichtern und gleichzeitig Verwechslungen vorzubeugen, empfehlen der Verein deutscher Eisenhüttenleute und der Verein deutscher Eisengießereien, Gießereiverband, folgende Reihenfolge anzuwenden:

C Si Mn P S

Diese Reihenfolge soll angewandt werden bei Roheisenanalysen im inneren Werksbetrieb und für Roheisen und Stahl bei Veröffentlichungen. Es wäre erwünscht, wenn diese Reihenfolge in Zukunft von allen einschlägigen Stellen benutzt würde.

Benennungen im Asphaltstraßenbau.

Vom Ausschuß „Asphaltstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau sind die Benennungen im Asphaltstraßenbau festgelegt worden. Wir bringen nachstehend die uns zur Veröffentlichung zur Verfügung gestellte Zusammenstellung der Benennungen zum Abdruck.

1. Asphaltmacadam (Tränkverfahren). — Eine trocken eingewalzte Lage von Steinschlag, enthaltend Grobschotter, oder Grob- und Mittelschotter, oder alle drei Schotterkörnungen und Splitt, in welche heißer Asphalt eingegossen wird, und die sodann mit Splitt oder Grus abgedeckt und nochmals überwalzt wird.

Der Belag hat Hohlräume, er enthält eine Verschlußdecke, bestehend aus Asphaltanstrich und Grusabdeckung, welche abgewalzt wird.

2. Steinschlagasphalt. — Ein Gemenge von Feinschotter, Steinsplitt, Steingrus und Steinquetschsand oder natürlichem Sand, im Trockner getrocknet und erhitzt auf etwa 160 bis 180°, mit Asphaltbitumen in einer Mischmaschine bei dieser Tenperatur gemischt und sodann in heißem Zustand mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße verlegt und festgewalzt.

3. Asphaltbeton. — Ein Gemenge von Steinsplitt, Steingrus, Quetschsand oder Quarzsand wird so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß von Hohlräumen enthält, im Trockner getrocknet und auf 160 bis 180° erhitzt mit soviel Füllstoff und Asphaltbitumen in einer Mischmaschine bei dieser Temperatur gemischt, daß die Hohlräume in der Mineralmasse möglichst ausgefüllt werden. Das Gemisch wird in heißem Zustand mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße verlegt und festgewalzt.

Bei Asphaltfeinbeton fällt der Steinsplitt weg, die Mineralmasse besteht nur aus Grus, Quarzsand oder Quetschsand und Steinmehl als Füllstoff.

Bei dem Topekabelag besteht die Mineralmasse nur aus Feingrus, Quarzsand oder Quetschsand und Steinmehl als Füllstoff.

4. Sandasphalt. — Ein Gemenge von Quarzsand oder Quetschsand mit Steinmehl als Füllstoff wird so zusammengesetzt, daß die Mineralmasse ein Mindestmaß von Hohlräumen enthält, der Sand wird im Trockner getrocknet und auf 160 bis 180° erhitzt mit so viel Füllstoff und Asphaltbitumen in einer Mischmaschine heiß gemischt, daß die Hohlräume in der Mineralmasse möglichst ausgefüllt werden. Das Gemisch wird in heißem Zustande mit 150 bis 170° Temperatur auf der Straße je nach dem Unterbau mit oder ohne Binderschichte verlegt und festgewalzt.

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210×297) DIN 476.

Noch nicht endgültig

Gußeisen

Werkstoffe

DIN ENTWURF 1 E 1691

Einspruchsfrist bis 15. Dezember 1926.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

Allgemeine Vorschriften

Die Vorschriften gelten für die in der Klasseneinteilung angegebenen Gußstücke.

Umfang der Prüfungen

Die Prüfungen der Gußstücke erstrecken sich auf:
a) Reinigung und Äußeres,
b) Form, Abmessungen und Gewichte,
c) Eigenschaften des Werkstoffes.

Zu a): Die Oberfläche der Gußstücke muß allseitig von Formsand, Kernsand oder angebrannter Masse gereinigt und von allen Unebenheiten, die den Gebrauch beeinträchtigen, befreit sein. Angüsse, Steiger, Gußnähte oder sonstige überflüssige Anhängsel am Gußstück sind zu beseitigen. Das Ausbessern der Fehlstellen (Schönheitsfehler) durch Schweißen, Angießen, Kitten usw. und sonstiges Flicken ist nur im Einverständnis mit dem Besteller (Abnahme) statthaft.

Zu b): Die Form, Abmessungen und Gewichte der Gußstücke sind an Hand der Modelle, Schablonen oder Zeichnungen zu prüfen. Der Gewichtsberechnung ist das Einheitsgewicht 7,25 kg/dm³ zugrunde zu legen. Das Versandgewicht eines Gußstückes darf das errechnete Gewicht je nach Art und Größe des Gußstückes bis 3 bzw. bis 10 % nach Vereinbarung überschreiten.

Bei Gußstücken verwickelter Konstruktion oder schwieriger Herstellung sind besondere Vereinbarungen zu treffen. Für gußeiserne Rohre und Rohrformstücke gelten besondere Vorschriften.

Zu c): Das Gußeisen darf keine Mängel haben, die die Verwendbarkeit der Gußstücke beeinträchtigen. Die Eigenschaften des Werkstoffes müssen von Fall zu Fall dem Verwendungszweck der Gußstücke angepaßt werden. Zur Untersuchung der Festigkeit dienen Zugversuche und Biegeversuche; weitere Versuche nur nach Vereinbarung.

Werkstoffprüfung

Zugfestigkeit[1])

Die im folgenden Abschnitt angegebenen Werte für die Zugfestigkeit gelten für einen angegossenen Probestab, dessen Durchmesser der mittleren Wanddicke des Gußstückes angepaßt ist. Die Gußhaut ist durch Abdrehen heruntergearbeitet.

Biegefestigkeit[1])

Die Werte für die Biegefestigkeit und die Durchbiegung gelten für einen getrennt gegossenen Biegestab von 30 mm Durchmesser und 600 mm Auflagelänge[2]). Der Stab wird in unbearbeitetem Zustand geprüft.

[1]) Diese Angaben gelten nur solange, bis die beim Deutschen Verband für die Materialprüfungen der Technik (DVM) in Arbeit befindlichen endgültigen Bestimmungen vorliegen.

[2]) Diese Stabform ist jedoch nicht endgültig; ihre Abänderung hängt von dem Ausfall besonderer Untersuchungen ab.

Klasseneinteilung und Werkstoffeigenschaften

Klassen	Verwendungsbeispiele	Vorschriften
Bauguß und Handelsguß	a) Säulen b) Fenster usw. in Kasten- oder Herdguß c) Bau- und Unterlegplatten, Zwischenstücke für Eisen- und Straßenbahngleise, einfache Gewichte usw. d) Herde, Öfen sowie Geschirrguß, roh und emailliert, inoxydiert oder sonstwie verfeinert e) Heizkörper, Radiatoren, Rippenrohre, Heizkessel, Feuerungsteile, dazu hohle Bügeleisen, Gas-, elektrische und Spirituskocher f) Zubehörteile für Haus- und Straßenentwässerung g) Abflußrohre und Formstücke h) Muffen- und Flanschenrohre i) Formstücke dazu	
Feinguß und Kunstguß	Zierguß für Säulen, Türen und Möbel, Schmuckkasten, Bilderrahmen, Beleuchtungskörper und ähnliche einfache kunstgewerbliche Gebrauchsgegenstände Kunstgegenstände nach besonderen Entwürfen, wie Statuen, Büsten, Reliefs, Tierfiguren, Schalen, Vasen usw.	
Maschinenguß ohne besondere Vorschriften	für den allgemeinen Maschinenbau und Schiffbau Werkzeugmaschinen Textilmaschinen Landmaschinen Hausmaschinen und Büromaschinen für die Elektroindustrie Gehäuse und dünnwandige Teile	Gut bearbeitbar In der Regel findet keine Abnahme statt Nachstehende Werte werden von der Gießerei gewährleistet

Güteklasse Bezeichnung	Zugfestigkeit σB kg/mm² mindestens	Biegefestigkeit[3]) σF kg/mm² mindestens	Durchbiegung[3]) f mm mindestens
Ge 12.91	12	(24)	(6)

[3]) Diese Werte gelten nur vorläufig und nur für den angegebenen Biegestab von 600 mm Auflagelänge.

<table>
<tr><th>Klassen</th><th>Verwendungsbeispiele</th><th>Vorschriften</th></tr>
<tr><td>Maschinenguß mit besonderen Vorschriften</td><td>für den allgemeinen Maschinenbau und Schiffbau
Werkzeugmaschinen
Zylinder aller Art
Hitzebeständige Gußstücke (400 bis 500 °)
Kolbenringe, Kolben, Eisenbahnoberbauteile (Schienenstühle, Futterstücke für Weichen, Weichenböcke, Laternenteller zu Weichenböcken)</td><td>Gut bearbeitbar
Mit Ge 26.91 beginnen die Sondergüten
<table>
<tr><th>Güteklasse Bezeichnung</th><th>Zugfestigkeit σ_B kg/mm² mindestens</th><th>Biegefestigkeit[3] σ_F kg/mm² mindestens</th><th>Durchbiegung[3] f mm mindestens</th></tr>
<tr><td>Ge 14.91</td><td>14</td><td>(28)</td><td>(7)</td></tr>
<tr><td>Ge 18.91</td><td>18</td><td>(34)</td><td>(10)</td></tr>
<tr><td>Ge 22.91</td><td>22</td><td>(40)</td><td>(10)</td></tr>
<tr><td>Ge 26.91</td><td>26</td><td>(46)</td><td>(10)</td></tr>
</table>
[3] Diese Werte gelten nur vorläufig und nur für den angegebenen Biegestab von 600 mm Auflagelänge.</td></tr>
<tr><td>Hartguß</td><td>a) Vollhartguß (ohne Schale durchgehend hart gegossen)
Ringe für Dampfstraßenwalzen (in Sand gegossen, weiße Bruchfläche)
Laufräder für Dampfpflüge und Straßenlokomotiven
hydraulische Kolben
gezahnte Walzen für Koks- und Kohlenbrechmaschinen
b) Schalenguß (mit abgeschreckter Oberfläche)
Kollergangsringe und Platten
Kugelmühlplatten
Steinbrecherplatten
Eisenbahnräder (Griffin)
Stempel und Ziehringe sowie ähnliche Verschleißteile
c) Walzenguß
Hartgußwalzen, halbharte Walzen und Lehmgußwalzen für Walzenstraßen (Eisenbleche, Formeisen)
Walzen für Druckerei-, Müllerei-, Papier- und Textilmaschinen, Zuckermühlen usw.</td><td></td></tr>
<tr><td>Säurebeständiger Guß und alkalibeständiger Guß</td><td>a) säurebeständiger Guß
Rohre, Schalen, Töpfe, Hähne, Kessel, Säurepumpen für die Aufnahme und Verarbeitung aller Arten Säuren
b) alkalibeständiger Guß (widerstandsfähig gegen alkalische Laugen)
Sodaschmelzkessel, Natronkessel</td><td></td></tr>
<tr><td>Feuerbeständiger Guß</td><td>a) ohne besondere Vorschrift
Zubehörteile für Feuerungen, Platten usw.
Roststäbe
b) mit besonderer Vorschrift
Schmelzkessel für Nichteisenmetalle, Retorten, Glühtöpfe usw.
Roststäbe für Lokomotiven</td><td></td></tr>
<tr><td>Sonderguß</td><td>Blockformen (Kokillen) für Stahl- und Nichteisenmetalle
Dauerformen für Handelsgußwaren, Rohrformstücke usw.
Dauerformen für die Glasindustrie
Schachtringe (Tübbings)
Ambosse und ähnliche massive Gußstücke
Bremsklötze für Bahnbedarf
Piano- und Flügelplatten</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="3">21. Oktober 1926</td></tr>
</table>

DIN E 1691 Gußeisen

Der vorliegende Entwurf ist hervorgegangen aus den Arbeiten der Gruppe VII, Gußeisen, des Werkstoffausschusses Eisen und Stahl, über dessen Sitzung am 28. August 1926 auf Seite 4 dieses Heftes berichtet wird. Ausdrücklich wird darauf aufmerksam gemacht, daß die Angaben in der Klasseneinteilung nur als Verwendungsbeispiele zu betrachten sind. Angaben über die Gütevorschriften ließen sich bis jetzt nur beim Maschinenguß machen, da für die anderen Gußklassen zur Zeit noch keine geeigneten Vorschläge vorlagen. Von der Normung von Sondergüten mit mehr als 26 kg/mm² Mindestzugfestigkeit wurde einstweilen abgesehen, weil diese Sondergüten noch nicht als normungsreif angesehen werden können.

Einspruchsfrist bis 1. Januar 1927.
(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

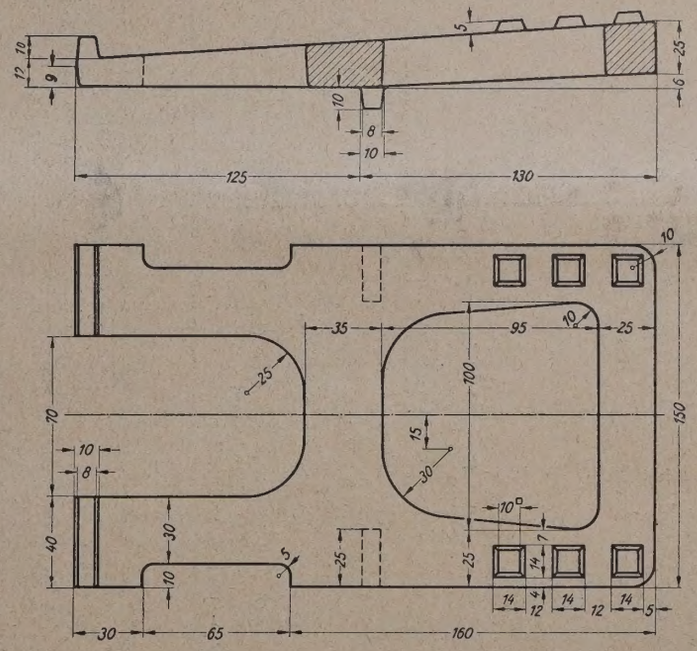
Noch nicht endgültig

Steigeisen
kurz

Kanalisation

DIN
Entwurf 1
E 1211

Maße in mm



DIN-Nummer ist einzugießen
Gewicht: 3,5 kg
Werkstoff: Gußeisen

Oktober 1926

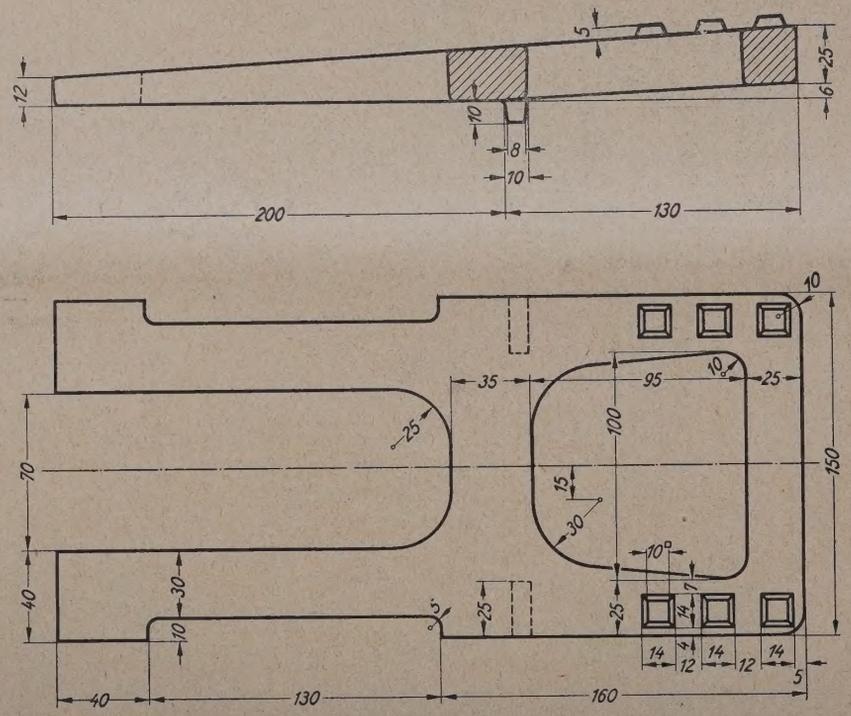
Noch nicht endgültig

Steigeisen
lang

Kanalisation

DIN
Entwurf 1
E 1212

Maße in mm



DIN-Nummer ist einzugießen
Gewicht: 4,5 kg
Werkstoff: Gußeisen

Oktober 1926

DIE BAUNORMUNG

Mitteilungen des Normenausschusses der Deutschen Industrie

Schriftleiter: Regierungsbaumeister Karl Sander, Berlin NW 7, Dorotheen-Straße 47
Fernsprecher: Merkur 3925 bis 3928

5. Jahrgang **3. Dezember 1926** **Nr. 12**

INHALT:

Bericht über die Jahresversammlung des Deutschen Normenausschusses am 6. November 1926 49
Normblattentwürfe
DIN E 1213 Runde Schachtabdeckung für schwersten Verkehr 50
DIN E 1214 Quadratische Schachtabdeckung für schwersten Verkehr 50
Erläuterungen zu den Normblattentwürfen 51
Der Einfluß von Fehlmaschen im Siebgewebe auf das Siebergebnis 51

Bericht über die Jahresversammlung des Deutschen Normenausschusses am 6. November 1926.

Vertreten waren zahlreiche Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden, Hoch- und Mittelschulen, ferner der holländische, schwedische, österreichische, polnische, russische, schweizerische und tschechische Normenausschuß, ein Beweis für das rege Interesse im In- und Ausland für die deutschen Normungsarbeiten.

Der Vorsitzende des Deutschen Normenausschusses, Herr Baurat Dr.-Ing. E. h. Neuhaus, führte nach kurzem Hinweis auf die mühsame Kleinarbeit, die in der Normung zu leisten ist, und auf seine Ausführungen auf den vergangenen Jahresversammlungen aus:

„Ich halte mich für verpflichtet, meine Bitte an unsere Wirtschaftsführer immer wieder doppelt und dreifach zu unterstreichen, daß sie mit der ganzen Schwere ihres Einflusses sich für die Einführung der Dinormen in ihren Betrieben einsetzen. Wir können nach dem jetzigen Stand unserer Arbeiten irgendwelche lahmen Entschuldigungen nicht mehr gelten lassen, sondern wir fordern als deutsche Ingenieure, daß die Ergebnisse unserer jahrelangen mühseligen Arbeiten nunmehr auch der deutschen Wirtschaft zugutekommen.

Es ist ein bemerkenswertes Zeichen, daß die Erkenntnis der Notwendigkeit, aus einem verwilderten Vielerlei zu einer planmäßigen Auslese in unserer Gütererzeugung zu kommen, über die Kreise der schaffenden Ingenieure in steigendem Maße in die breiten Volkskreise eindringt, daß sie nicht mehr als wünschenswertes Ziel nur den Erzeugern vorschwebt, sondern nunmehr auch von den Verbrauchern und dem wichtigen Vermittler zwischen beiden, dem Handel, in ihrer vollen Bedeutung erfaßt wird. Die Normung tritt aus den Konstruktions- und Betriebsbüros nunmehr hinaus auf das große Forum des öffentlichen Lebens. — Gütererzeugung und Güterverteilung sind kein Selbstzweck. Beide haben nur Sinn, wenn sie es jedem Volksgenossen ermöglichen, für die Werteinheit möglichst viele und einwandfreie Güter zu erwerben. Und auch die Normung ist nur dann berechtigt, wenn sie dazu beiträgt, die Güter zu verbilligen und zu verbessern. Die Tatsache, daß die Normung eine unbedingte Voraussetzung für die Verbilligung und Verbesserung unserer Verbrauchsgüter ist, kann nicht mehr bestritten werden. Es hängt lediglich von unserem Willen ab, ob wir dieses als richtig erkannte Prinzip in unsere Wirtschaft einführen wollen.

Es ist nun reizvoll, zu beobachten, welche Hemmungen sich zeigen, die den Eintritt dieses gesunden Prinzips in unsere Wirtschaft erschweren. Zunächst natürlich alle jene Hemmungen, die aus dem Eigennutz hervorgehen, der sein Verdienst gerade aus einem ungeordneten Zustand zieht. Hiergegen hilft allein die Stärkung des wirtschaftlichen Gewissens und der wirtschaftlichen Vernunft in allen Volkskreisen. Dort, wo der Eigennutz sich auf Kosten des Gesamtwohles bereichert und zu diesem Zweck die Geister verwirrt und irreführt, muß er von jedem in seinem eigenen Interesse bekämpft werden. Es zeigen sich aber auch Hemmungen, die nicht aus einer asozialen Gesinnung herauswachsen, sondern aus dem instinktiven Gefühl, daß sich hier ein Vorgang vollzieht, der geeignet ist, unser inneres Erleben ärmer, einseitiger und weniger begehrenswert zu machen. — Wenn wir aber genauer hinsehen, so ist gerade dem einzelnen Menschen das Auswirken seiner Persönlichkeit bei dem jetzigen Stand zivilisatorischer und kultureller Entwicklung nur erreichbar, wenn er sich nicht aufreiben muß in einem unfruchtbaren Kampf mit einem unbegründeten Vielerlei, sondern wenn Zeit und Mittel für die Auswirkung wahrer Persönlichkeitswerte freigemacht werden. Wir müssen uns darüber klar werden, daß zahllose Dinge heute in ihrer unbegründeten und zum großen Teil sogar unzweckmäßigen Vielgestaltigkeit gar nicht etwa das Ergebnis ernsten persönlichkeitsfördernden Strebens sind, sondern einfach der Ausfluß einer weitgehenden Willkür und Gedankenlosigkeit bei Erzeugern und Verbrauchern. Wir müssen ferner zugestehen, daß die überwiegende Mehrzahl der Gegenstände des täglichen Bedarfes viel stärker unter dem Gesetz reiner Zweckmäßigkeit stehen, als unter der Forderung persönlichen Geschmacks. Es ist viel wichtiger, daß die Hausfrau brauchbare, bequem zu handhabende, zweckmäßige und dauerhafte Wirtschaftsgeräte für billiges Geld bekommt, als daß sich in diesen Geräten der mißverstandene Stil früherer Jahrhunderte auslebt. Und es ist viel wichtiger, daß unsere breiten Massen ein Dach über den Kopf bekommen und sich unter diesem Dach einigermaßen behaglich fühlen, als daß wir einen theoretischen Kampf um die Ästhetik der Bauwerke ausfechten, der bestenfalls unsere Zeitschriften füllt, aber keine Häuser baut.

Es ist ja gerade ein erfreuliches Zeichen unserer Kultur, daß sie ihr Schönheitsideal über den Weg der Zweckmäßigkeit sucht und daß daher allmählich ein Widerwillen entstanden ist gegen Dinge, die nur schön sein wollen, ohne zweckmäßig und damit innerlich wahr zu sein.

Innerliche Wahrheit ist aber das ungeschriebene Grundgesetz, das über der Normung steht.

Es wäre aber verkehrt, den Spielraum für persönliches Wollen einzuschränken oder gar verschwinden zu lassen, und in der Technik wäre es sogar äußerst gefährlich. Für uns in der Normung ist es aber eine Binsenwahrheit, daß wir dort haltmachen müssen, wo die konstruktive Fortentwicklung gehemmt werden könnte, und ebenso, daß wir das Wirken des persönlichen Geschmackes, nicht ausschalten dürfen, sondern ihnen vielmehr weiten Spielraum lassen. — Alle jene Einwände, die das Schreckgespenst konstruktiver und geschmacklicher Erstarrung an die Wand malen, fallen bei näherem Zusehen in sich zusammen. Es ist nichts weiter als eine Irreführung der öffentlichen Meinung, wenn man sie glauben macht, daß der Zustand planloser Erzeu-

Hier abtrennen, dann Format A 4 (210 × 297) DIN 476.

Einspruchsfrist bis 1. Februar 1927.

(Einspruchszuschriften in doppelter Ausfertigung und für jeden Entwurf gesondert erbeten.)

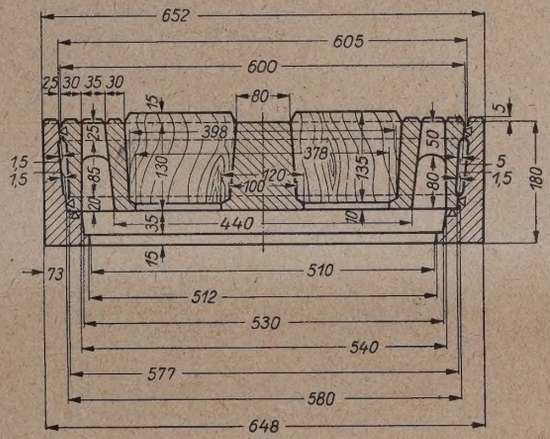
Noch nicht endgültig

Runde Schachtabdeckung
für schwersten Verkehr
Kanalisation

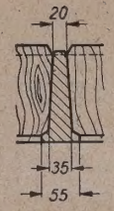
DIN Entwurf 1 E 1213

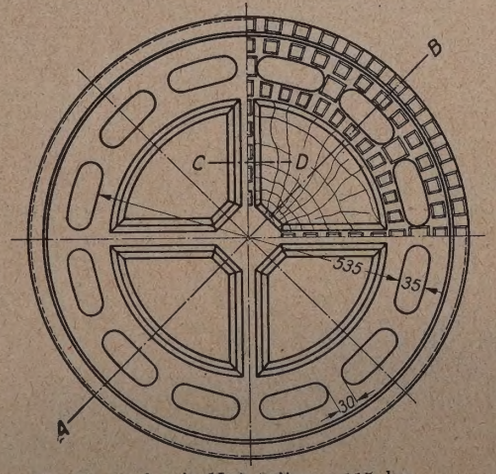
Maße in mm

Schnitt A–B



Schnitt C–D





Bezeichnung: Runde Schachtabdeckung, schwer, DIN 1213

DIN-Nummer und Name oder Zeichen des Herstellers sind einzugießen

Gewicht: Deckel mit Holzfüllung 115 kg
Rahmen 110 kg
Werkstoff: Gußeisen

Dezember 1926

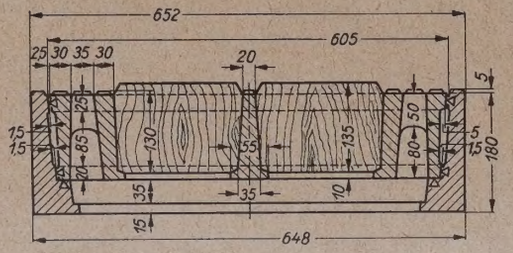
Noch nicht endgültig

Quadratische Schachtabdeckung
für schwersten Verkehr
Kanalisation

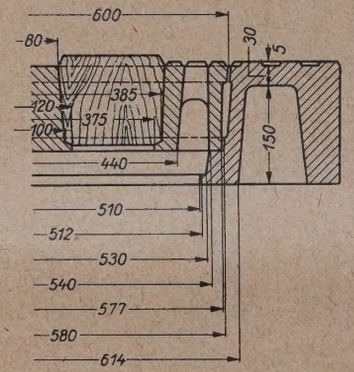
DIN Entwurf 1 E 1214

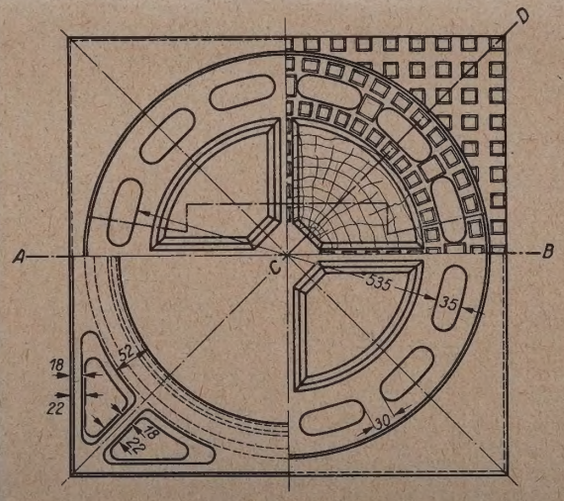
Maße in mm

Schnitt A–B



Schnitt C D





Bezeichnung: Quadratische Schachtabdeckung, schwer, DIN 1214

DIN-Nummer und Name oder Zeichen des Herstellers sind einzugießen
Gewicht: Deckel mit Holzfüllung 115 kg
Rahmen 160 kg
Werkstoff: Gußeisen

Dezember 1926

gung mehr persönliche Werte einschließt als eine von sachlich ehrlicher Überlegung und aus der Gemeinschaftsarbeit von Erzeugern und Verbrauchern herauswachsende Gütererzeugung.

Der Redner richtete an alle Kreise des werktätigen Volkes die Bitte, daß sie die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses mit der Aufmerksamkeit verfolgen, die sie verdienen und sich als seine Mitarbeiter fühlen und schloß mit den Worten: „Was wir tun, tun wir nicht für uns, sondern für unser deutsches Volk und damit für die gesamte Menschheit."

Herr Prof. Gropius, Direktor des Bauhauses in Dessau, wies in seinem Vortrag „Normung und Wohnungsnot" darauf hin, daß gleichartige Bedürfnisse für 90% der Bevölkerung bestehen, die menschliche Behausung deshalb als eine Angelegenheit des Massenbedarfs anzusehen ist. Notwendig ist daher: Wohnhäuser als Vorratserzeugnisse herzustellen, die vom Lager bezogen werden können, dadurch soll Abkürzung der Bauzeit, Ersparnis an Baukosten und Bauzinsen, Steigerung der Bauleistung und Herabsetzung der Mieten erreicht werden. Vorbedingung für eine gute und billige Bauweise ist eine rationelle Bauwirtschaft, d. h. serienweise Herstellung von Wohnhäusern, die nicht auf der Baustelle, sondern in stationären Werkstätten, in montagefähigen Einzelteilen, einschließlich Decken, Dächern und Wänden erzeugt werden, kurz Schaffung eines Baukastens im großen unter Zugrundelegung der deutschen Baunormen; ferner forderte Gropius rationellen Baubetrieb bei der Baustelle, Errichtung nach genauem Zeitplan unter weitgehender Ausschaltung der Leerläufe, rationell aufgestellte Baupläne, die unter weitgehender Verwendung von Normen bis auf die letzten Einzelheiten vor Inangriffnahme des Baues durchgearbeitet sind. Notwendig ist ferner eine weitsichtige Finanzpolitik der Baugeldgeber, Herabsetzung der Baugeldzinsen durch Ausschaltung unproduktiver Zwischenstellen. Normung und Typung sind die Hilfsmittel, dieses Ziel zu erreichen, Widerstand gegen beide erklärt sich aus irrtümlichen Vorstellungen oder aus rücksichtsloser Gewinnsucht.

Die Voraussetzung zur fruchtbaren Normung ist die Entwicklung des Typs. Zu ihm gelangt man von der Grundlage elementarer, zeitloser, überindividueller Form. Das soll nicht etwa heißen, daß das Individuum beiseite geschoben wird, im Gegenteil als Träger des Geschehens muß immer der Ausgangspunkt aller Normung das Individuum sein. Niemals das Schema. Denn Typung und Normung sind nicht eine Kulturlosigkeit, sondern im Gegenteil Voraussetzung für eine Kultur. In diesem Zusammenhange erledigte er auch das Märchen von der Vergewaltigung des Individuums durch Typung und Normung. Die Herleitung des Typs von den oben charakterisierten Formgrundlagen geschieht aus der Übereinstimmung sachlicher Lösung verschiedener Individuen. Daher ist die Wohnzelle ein Gruppengebilde, ein Glied der größeren Einheit, der Straße, der Stadt. Durch die Verfahren der Formgebung wird keine Formarmut erzeugt, man schafft vielmehr Variationen durch verschiedenartiges Zusammenfügen genormter Bauteile. Dadurch erreicht man eine wertvolle Vereinigung größtmöglicher Variabilität mit größtmöglicher Typisierung.

Zum Schluß wies der Vortragende auf die Notwendigkeit der Einrichtung von Bauversuchsplätzen hin, auf denen die gesamten Fragen der Normung und Typung in enger Verbindung mit dem praktischen Bau in handwerklicher und industrieller Methode fortlaufend erprobt werden.

Über Normung und Krankenpflege sprach Herr Prof. Dr. med. W. Hoffmann, über die Bedeutung der Normung, Typung und Rationalisierung in der Hauswirtschaft Frau Dr. Marie-Elisabeth Lüders, M. d. R. Näheres hierüber siehe NDI-Mitteilungen Heft 23 vom 2. Dezember 1926.

Erläuterungen

DIN E 1213 — Runde Schachtabdeckung für schwersten Verkehr

DIN E 1214 — Quadratische Schachtabdeckung für schwersten Verkehr

Die vorstehenden Normblätter DIN E 1213 — Runde Schachtabdeckung für schwersten Verkehr — und DIN E 1214 — Quadratische Schachtabdeckung für schwersten Verkehr — werden auf Grund der auf der 15. Sitzung des Arbeitsausschusses für gußeiserne Kanalisationsgegenstände in Düsseldorf gefassten Beschlüsse zur öffentlichen Kritik gestellt. Als quadratische Ausführung wurde die Berliner Schachtabdeckung übernommen, da sie erfahrungsgemäß dem schwersten Verkehr gewachsen ist und gießereitechnisch die zweckmäßigste Form hat. Sinngemäß wurde die runde Schachtabdeckung durchgebildet.

Der Einfluß von Fehlmaschen im Siebgewebe auf das Siebergebnis[1])

Die vorliegende Arbeit wurde im Hinblick auf die Arbeiten des Siebnormungsausschusses ausgewertet und bildete für die Bemessung der zulässigen Abweichungen für die im Normblatt DIN 1171 aufgeführten Prüfsiebgewebe die Beratungsgrundlage.

Versuche, die an verschiedenen Stellen (Rammler, Freiberg, Reichskohlenrat Berlin) mit maschineller Siebung von Kohlenstaub durchgeführt wurden, zeigten auffallende Unstimmigkeiten, sobald ein anderer Siebsatz benutzt, sonst aber dasselbe Siebgut in derselben Weise abgesiebt wurde. Diese Tatsache veranlaßte den Verfasser durch eine eigene Versuchsreihe der Einwirkung von Fehlmaschen im Siebgewebe auf das Siebergebnis nachzugehen. Um eine Beeinflussung der Ergebnisse durch den die Siebung Ausführenden von vornherein auszuschalten, wurden die Versuche mit einer vom Verfasser konstruierten Studien-Siebmaschine durchgeführt. Bei dieser Maschine wurde der Siebsatz auf eine Platte aufgestellt, die mit vier Schwingen an einem Holzrahmen aufgehängt war und mittels eines Kurbelgetriebes mit zwischengeschalteter Feder zwischen zwei Anschlägen mit Gummipuffern hin- und hergeschoben wurde. Da bei der Siebung von Kohlenstaub wegen dessen großer Feinheit noch eine Reihe von ungeklärten Erscheinungen vorlag, hielt es der Verfasser für richtig, die Versuche in einem Feinheitsbereich vorzunehmen, in dem sich die Größenverhältnisse absolut einwandfrei beherrschen lassen und als Siebgut ein Gut zu nehmen, das möglichst geringe Schwierigkeiten bietet und wenig Abrieb erleidet. Dementsprechend wurde als Siebgut Freienwalder Rohsand benutzt und als Siebgewebe ein in einem rechteckigen Holzrahmen eingespanntes gelochtes Blech von 80 × 100 mm Größe, das etwa 1840 genau gestanzte Löcher von 1,35 mm Durchmesser aufwies. Eine Überprüfung mit Vergrößerungen zeigte die einwandfreie Beschaffenheit der Löcher. Der Stanzgrat wurde nach unten gelegt, so daß dem Gleiten der Sandkörner kein Widerstand geboten wurde. Bei dieser Größe der Löcher (bzw. Maschenweite) läßt sich jede Ungenauigkeit genauestens feststellen, und es macht keine Schwierigkeiten, die Löcher in genau gewünschter Weise durch Aufbohren zu vergrößern. Die Untersuchungen wurden in der Weise durchgeführt, daß die Sandprobe jeweils 2, dann 5 und 10 Minuten über der richtigen Maschenweite gesiebt wurde. Dann wurde ein Loch auf 25 % Toleranz, d. i. 1,7 mm, dann ein

[1]) Auszug aus einem gleichlautenden Bericht an den Reichskohlenrat.

zweites Loch auf diesen Durchmesser aufgebohrt; daran anschließend wurden diese beiden Löcher mit Holzstückchen zugesteckt und erst eine und dann zwei Öffnungen auf 51 % Toleranz, d. i. 2,04 mm, aufgebohrt. Zum Schlusse wurde eine Lochreihe in der Mitte vollständig auf 1,7 mm aufgebohrt und dadurch eine Gasse von 25 % Toleranz dargestellt. Von dieser Gasse wurde dann jedes zweites Loch auf 2,04 mm aufgebohrt und auf diese Weise eine Gasse von 51 % Toleranz erzeugt. (Jedes Loch konnte nicht aufgebohrt werden, da die Löcher zu nahe beieinander lagen.)

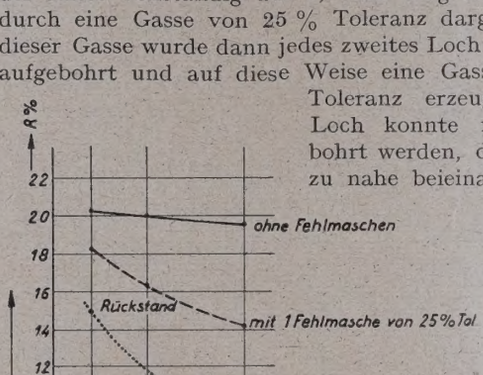


Abb. 1.

Die Ergebnisse mit der ersten Probe sind in Abb. 1 dargestellt. Die eingezeichneten Werte sind Mittelwerte aus mehreren Versuchen; bei den Versuchen ohne Fehlmaschen war die Übereinstimmung der einzelnen Werte eine außerordentlich gute. Sowie die Fehlmaschen aufgebohrt waren, wurden die Schwankungen zwischen den Einzelwerten etwas größer. Während ohne Fehlmaschen die Aussiebung in zwei Minuten so ziemlich beendet war und die Siebkurve (Rückstand nach der Zeit) nahezu asymptotischen Charakter hatte — eine absolut vollständige Aussiebung gibt es nicht oder erst dann, wenn der Rückstand Null geworden ist —, zeigt sich in Abb. 1 mit einer Fehlmasche zu 25 % Toleranz, d. i. $\frac{1}{2}$ ‰ der Gesamtmaschenzahl an Fehlmaschen, daß die Aussiebung auch nach zehn Minuten durchaus noch nicht abgeschlossen war. Noch stärker tritt diese Erscheinung bei der Siebung mit einer Fehlmasche von 51 % Toleranz in Erscheinung. Die beiden letzten Punkte dieser Kurve konnten nicht mehr genau belegt werden. Infolgedessen mußten die Versuche mit einer neuen Probe fortgesetzt werden und die Ergebnisse sind in Abb. 2 dargestellt. Hier sind die Ergebnisse eindeutig belegt und zeigen auch für zwei Fehlmaschen denselben Kurvencharakter wie vorher. Bei zwei Fehlmaschen ist jedoch bei 10 Minuten die Aussiebung schon nahezu vollendet und bei einer Gasse mit 25 % Toleranz ist die Aussiebung schon nach zwei Minuten nahezu abgeschlossen. Zum Vergleich wurde am Schlusse der Siebungen mit einer Gasse von 51 % Toleranz noch der Rest des Siebgutes, der aus einer verhältnismäßig geringen Anzahl von gröberen Sandkörnern besteht, von Hand weiter gesiebt und es wurde versucht, nach Art eines Geschicklichkeitsspieles jedes einzelne Korn durch die Fehlmaschen hindurch zu bekommen. Das Ergebnis ist in Abb. 2 ebenfalls eingetragen und als Mindestrückstand auf einem Sieb mit 2,04 mm Maschenweite bezeichnet. Dieses Ergebnis weicht von dem Ergebnis mit zwei Fehlmaschen, d. i. 1 ‰ der Maschenzahl nur mehr um annähernd ½ % der Siebgutmenge ab. Wie stark tatsächlich die Genauigkeit eines Siebergebnisses schon durch eine geringe Anzahl von Fehlmaschen beeinflußt wird, tritt deutlich in Erscheinung. Die Abb. 1 zeigt des weiteren ganz genau, daß auch die Siebzeit beim Vorhandensein von Fehlmaschen Beachtung finden muß. So ist in Abb. 1 der Rückstand bei einer Fehlmasche mit 25 % Toleranz, aber bei einer Siebzeit von 10 Minuten kleiner, als der Rückstand mit einer Fehlmasche von 51 % Toleranz nach zwei Minuten Siebzeit, obwohl der Unterschied im Siebergebnis nach 2 und nach 10 Minuten auf einem Siebgewebe ohne Fehlmaschen nur ganz unbedeutend ist. Schließlich aber muß sich bei genügend langer Ausdehnung der Siebzeit auch beim Vorhandensein von Fehlmaschen die Siebkurve allmählich dem asymptotischen Charakter nähern, wie dies in Abb. 2 bei 2 Fehlmaschen nach 10 Minuten bereits der Fall ist. Dann zeigt sich erst der wahre Einfluß, den solche Fehlmaschen ausüben können. Wenn man nun bedenkt, daß bei einem Siebgewebe, das Gassen aufweist, in den meisten Fällen eine entsprechende Anzahl um so kleinerer Maschen vorliegt, da ja die Drahtzahl pro Zentimeter Länge im allgemeinen richtig eingehalten ist, so kann man sich auch vorstellen, daß diese kleinen Maschen den Siebvorgang verzögern und dadurch der Mehrdurchgang durch die Fehlmaschen gewichtsmäßig etwas ausgeglichen wird, sofern die Siebzeit nur kurz bemessen ist. Das Ergebnis, das eine solche Siebung dann liefert, kann aber nicht als exakte Feinheitsbestimmung angesprochen werden, sondern es ist, wenn es auch absolut genommen gewichtsmäßig dem richtigen Wert nahekommt, nur ein verschleiertes Ergebnis, dessen Fehlergröße durch längeres Sieben stets mehr in Erscheinung treten wird.

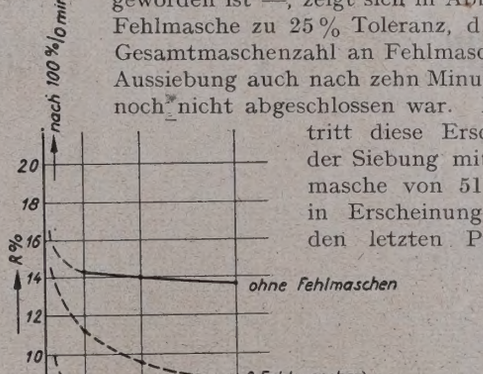


Abb. 2.

Die vorstehenden Untersuchungen ergaben, daß bei den verwandten Siebblechen bereits bei einer Abweichung von 25 % Toleranz von der normgemäßen Maschenweite ein Einfluß auf den Wert des gefundenen Rückstandswertes von 5 % der Siebgutmenge, d. h. 43 % des richtig gefundenen Rückstandes und bei 51 % Abweichung der Maschenweite bereits Einflüsse bis zu 70 % des richtigen Rückstandswertes sich ergaben, so daß der Wert des Endergebnisses in Frage gestellt ist und der Rückstand einem Werte nahekommt, der sich ergeben muß bei einem Sieb mit einer Maschenweite, die der größten Masche des fehlerhaften Gewebes entspricht, obwohl die Fehlmaschenzahl nur 1 ‰ der Gesamtmaschenzahl betrug. Wenn auch bei feinerem Siebgut durch die große Korn- und Maschenzahl diese Verhältnisse sich etwas mildern, so läßt sich doch sagen, daß der Einfluß von Fehlmaschen auf das Siebergebnis überraschend groß ist und daß daher unter allen Umständen die Toleranzen für Siebgewebe möglichst eng zu ziehen sind. Es war durchaus richtig, daß der Arbeitsausschuß für die Normung der Siebe die Toleranzen der amerikanischen Siebgewebe als viel zu weit bezeichnet hat und dementsprechend die Toleranzen für deutsche Siebgewebe so eng gezogen hat, als die Herstellungsmethoden es zur Zeit erlauben. Besonders wichtig scheint es, die maximalen Abweichungen möglichst klein zu halten, da diese bei ausreichender Siebdauer das Siebergebnis am meisten verändern können. Es scheint richtiger, lieber eine große Anzahl kleinerer Abweichungen zuzulassen und die Grenze für die maximalen Abweichungen möglichst eng zu halten.

Förderreuther.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1. Vergleichende Zusammenstellung der englischen und der deutschen Normen zur Prüfung von Portlandzement. Von O. Frey, Zement 1925, Nr. 49, S. 991—993. Verfasser vergleicht die Begriffserklärungen beider Normen, die Bestimmung über den hydraulischen Modul, die Festigkeitsprüfung, und kommt zum Schluß, daß die deutsche Fassung durch ihre klare Festlegung der wesentlichsten Eigenschaften des Portlandzementes weitaus die glücklichere ist.

2. Über den Wasserzusatz zum Normenmörtel hochwertiger Portlandzemente. Von Dr. Haegemann, Zement 1925, Nr. 46, S. 929—932 m. 4 Abb. u. 3 Tab. Schluß. Mittlg. a. d. Laboratorium d. V. dtsch. Portl.-Cem.-Fabrikanten. Der Einfluß des Wasserzusatzes zum Normenmörtel auf die Druck- und Zugfestigkeiten bei dreitägiger Wasserlagerung und 28tägiger kombinierter Lagerung. Nach den ausgeführten Versuchen entspricht der Wasserzusatz von 8% den Anforderungen, daß er in allen Fällen einerseits ausreicht und andrerseits keinen zu plastischen Mörtel ergibt; er ist vom D. A. f. E. bis zur Aufstellung der Normen für hochwertige Portlandzemente als Wasserzusatz zum Normenmörtel festgelegt worden.

3. Die Gefahr der Schlacken im Eisenbeton. Zum Einsturz der Dachdecken aus Schlackenbeton über einem Pferdestall in Barmen. Von Dipl.-Ing. Soll. Tonindustrie-Ztg. 1925, Nr. 93, S. 1302. Verfasser weist an Hand des Unglücksfalles auf die Rostgefahr bei Verwendung von Schlackenbeton hin; im vorliegenden Falle ist aber Müllschlacke ohne Sand- oder Kieszuschlag bei einer Deckenkonstruktion eingestampft worden.

4. Bestimmungen von Hydratwasser und Kohlensäure von Traß. Von Reg.-Bauart C. Rothert, Darmstadt. Tonindustrieztg. 1925, Nr. 93, S. 1301—1302 m. 1 Abb. Die nach den Grundsätzen für die Prüfung von Traß vorgeschriebene Methode für die Bestimmung des Hydratwassers wird mit Rücksicht auf den bayerischen Traß, sowie auf den Umstand, daß Traß bei höherer Temperatur gleichzeitig mit dem Hydratwasser auch seine chemisch gebundene Kohlensäure abgibt, einer Untersuchung unterzogen und eine neue Methode für die einwandfreie Bestimmung des Hydratwassers gefordert.

5. Wirtschaftlichkeit der Mörtelbindestoffe. Von Reichsbahnrat W. Richard, Rotenburg, Hann. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 48, S. 581—583 m. 3 Tab. Es sind die Kosten der Bindestoffe für die verschiedensten im Tiefbau oder Kleinwohnungsbau handwerksüblichen oder empfohlenen Beton- und Mörtelmischungen ermittelt, und zwar um die Einflüsse der Lage zu den Gewinnungsstellen möglichst zu berücksichtigen, für drei Orte der Eisenbahnkohlenstraße Ruhr—Nordseehäfen. Zugrundegelegt ist der Preisstand vom Juni 1924. Die Mischungen sind nach drei Gruppen (Gründungsbeton, Grundmauerbeton, Mörtel und Putz für kleinere Hochbauten) geordnet. Verglichen sind Mörtel- und Betonmischungen mit Portland-Hochofenzement, Weiß- und Wasserkalk, Traß, Kalzit, Leukolith; nach Ermittlung gleicher Mischungsmassen ist innerhalb jeder Gruppe der Kostenaufwand für die Bindestoffe festgestellt.

6. Hartgußrad und Stahlrad mit Beziehung zur Reibung und Abnutzung. Von Hofrat Ing. Rücker, Wien. Verkehrstechnik 1925, Heft 49, S. 941—945 m. 3 Abb. Im Zusammenhang mit den wichtigsten und grundlegenden, vermöge ihrer Wechselbeziehung zu allen Zweigen des Eisenbahnbetriebsdienstes, im besonderen für die Wirtschaftlichkeit maßgebenden Beziehungen, wie sie von dem Amerikaner Vial aufgestellt worden sind, erörtert Verfasser auf Grund eigener Versuchsergebnisse die Verwendung des neuzeitlichen Hartgußrades in Eisenbahnwagen.

7. Hochwertiges Gußeisen mit erhöhtem Kohlenstoff- und Phosphorgehalt als Elektroofenerzeugnis. Von Dipl.-Ing. K. v. Kerpely, Berlin. Stahl u. Eisen 1925, Nr. 49, S. 2004 bis 2008 m. 7 Tabellen u. 1 Taf. An Hand einer Anzahl Betriebsergebnisse wird nachgewiesen, daß außer dem von verschiedenen Forschern festgestellten Einfluß des Kohlenstoffs, Phosphors und Siliziums für die mechanischen Eigenschaften des Gußeisens in erster Linie die Überhitzungstemperatur der Schmelze maßgebend ist.

Baumaschinen und Förderanlagen.

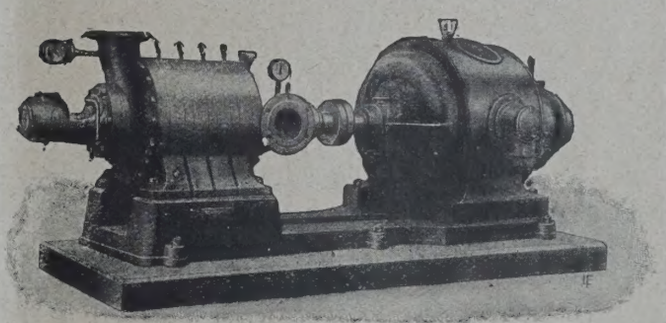
— — — —

Keine Talsperre
ohne Prüfgerät
für Sperrmauern
von
M. Hildebrand

Verlangen Sie unsere Drucksachen

Max **Hildebrand** G. m. b. H.
Freiberg i. Sa. 10
Gegründet 1791

Zentrifugalpumpen
für alle Fördermengen, Förderhöhen u. Flüssigkeiten



Sonstige Erzeugnisse:
Kolbenpumpen, Hydraulische Förderanlagen für Spülversatz, Entaschung und dergl.;
Wasserhaltungs- und andere Pump-Maschinen;
Fördermaschinen und Förderhaspel für Dampf, Pressluft und elektrischen Betrieb,
Dampfmaschinen, Transmissionen.
Hartzerkleinerungs-Maschinen und -Anlagen.
Dampfkessel aller Systeme,
Behälter und Apparate, Rohrleitungen.
Gußstücke und Maschinenteile jeder Art, roh oder bearbeitet, bis zu 40000 kg Stückgewicht.

WILHELMSHÜTTE
Aktiengesellschaft für Maschinenbau und Eisengiesserei
Eulau-Wilhelmshütte bei Sprottau (N.-Schlesien).

Statik und Festigkeitslehre.

8. Beitrag zur Rahmenberechnung. Von Ing. H. Pederssen, Oslo. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 97, Konstruktion u. Bauausführung 1925, Nr. 25, S. 197—199 m. 26 Abb. Verfasser behandelt im Anschluß an die von Ehlers erfolgte Erweiterung der Clapeyronschen Gleichung die Vereinfachung der Berechnung symmetrischer Rahmenkonstruktionen mit beliebiger Belastung durch Ergänzung derselben zum Spiegelbild bzw. zur symmetrischen Doppelbelastung an mehreren Beispielen; zunächst am Zweigelenkrechteckrahmen, anschließend am eingespannten Rechteckrahmen.

9. Fluchtentafeln für einige Rahmenformeln. Von Regsbmstr. Jacki, Erfurt. Beton u. Eisen 1925, Heft 23, S. 383—384 m. 3 Abb. Für den Zweigelenkrechteckrahmen sowohl mit lotrechter Belastung des Riegels als mit wagerechter Belastung eines Stieles, für den symmetrischen Zweigelenkrahmen mit gebrochenem, dachförmigem Riegel sowie mit parabelförmig gekrümmtem Riegel bei lotrechter Belastung des Riegels werden die Fluchtentafeln wiedergegeben.

10. Standsicherheitsuntersuchung von Kaimauern in weichem Lehmboden. Von Dr.-Ing. A. Berrer, Woosung, China. Bautechnik 1925, Heft 52, S. 728—729 m. 1 Abb. Die im Hafen Schanghais beobachteten Einstürze von Kaianlagen haben erwiesen, daß die Näherungsannahme ebener Gleitflächen bei der Berechnung von Stützmauern in dem Mündungsgebiet des Yangtse-Kiang wegen des dort anstehenden, von dünnen Sandschichten durchsetzten Lehms nicht angängig ist. Verfasser teilt die Untersuchungsergebnisse der chinesichen Fluß- und Hafenbauverwaltung mit, die zu einer besonderen, angegebenen Berechnungsweise geführt haben; ihr liegt die Beobachtung zugrunde, daß der innere Reibungswinkel des Lehms mit der Bodentiefe abnimmt.

11. Beitrag zur Berechnung von Behälterböden und Stützen. Von Dipl.-Ing. Clemens, Berlin-Friedenau. Bauingenieur 1925, Nr. 36, S. 993—996 m. 11 Abb. Die Wirkung eines äußeren Momentes an der Bodenplatte eines Behälters und an einer Stütze. Berechnung der durch ein äußeres Moment hervorgerufenen Lagerkräfte eines mehrfach gelagerten Balkens. Formel für die Berechnung der Stützenmomente. Besprechung der Einflüsse eines äußeren Momentes, Lagerkräfte, Momente und Biegung, sowie der Einflußlinien, an Hand der Abbildungen. Zahlenbeispiel der Berechnung der Bodenplatte und des Tragbalkens eines Eisenbetonbehälters.

12. Zur Theorie steif bewehrter Gewölbe. Von Dr.-Ing. J. Fritsche, Prag. Bauingenieur 1925, Heft 36, S. 1000—1004. Ergänzungen zur teilweisen Anhängung des Wölbegewichtes und Ermittlung der günstigsten Bogenform. Erweiterung auf die Baustoffverteilung des Dreigelenkbogens und die Bestimmung der günstigsten Bogenform.

13. Die im runden Schaft eines Eisenbetonschornsteins durch ungleiche Erwärmung entstehenden Spannungen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1925, Heft 23, S. 377—382 m. 9 Abb. Besonders zur Verminderung der Zusatzspannungen aber auch zum Schutz gegen chemische Einflüsse der Rauchgase wird ein durchgehendes Innenfutter auf die ganze Höhe für notwendig erachtet. Es werden die vertikalen und horizontalen Wärmespannungen ohne Rücksicht auf den Einfluß der Querdehnungen auf Grund einfacher statisch-geometrischer Überlegungen untersucht. Bezugnehmend auf die Arbeit von Döring weist Verfasser auf die erforderliche Ausfüllung des Hohlraumes zwischen Futter und Mantel möglichst mit schaumiger weißer Hochofenschlacke als Isolierstoff hin. Hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit des Eisenbeton im Schornsteinbau und als untere Grenze die Höhe von 80 m gegenüber den aus Ziegeln gemauerten Kaminen hin.

14. Versuche im Laboratorium der Bauunternehmung Rud. Wolle, Leipzig, mit normal- und stahlbewehrten Probebalken aus hochwertigem Beton. Von Dr.-Ing. O. Skall, Leipzig. Bauingenieur 1925, Heft 35, S. 971—976 m. 8 Abb. Beschreibung der Versuche, die zur Erforschung der Festigkeitsverhältnisse von Eisenbeton aus hochwertigem Zement in Verbindung mit Stahlbewehrung und zum Vergleich auch mit Handelsrundeisenbewehrung vorgenommen worden sind. Sie haben zu ihrem Teil ergeben, daß vor frühzeitiger Belastung von Betonbauwerken aus hochwertigem Portlandzement mit der vollen rechnungsmäßigen Nutzlast gewarnt werden muß, und zwar im Interesse der Rißsicherheit.

15. Zur Knickberechnung gegliederter Druckstäbe. Von Dr.-Ing. R. Mayer, Karlsruhe. Bauingenieur 1925, Heft 36, S. 996—997 m. 2 Abb. Entgegnung auf die in Heft 10 ders. Zeitschr. von Dr. Berrer veröffentlichte Arbeit. Verfasser erörtert die Voraussetzungen der von Dr. B. angegebenen, zur Aufnahme in die neuen Bestimmungen empfohlenen Formel zur vereinfachten Berechnung der Knickspannung gegliederter Druckstäbe.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Private und gewerbliche Garagen

Ein praktischer Ratgeber
bei Planung und Bau von Garagenanlagen

von

Dr.-Ing. Richard Koch
Berlin

72 Seiten mit 50 Abbildungen

Preis 3 RM

16. Die technische Bedeutung der Dämpfungsfähigkeit eines Baustoffes. Von Prof. Dr.-Ing. O. Föppl, Braunschweig. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 23, S. 281—285 m. 8 Abb. Im Anschluß an durchgeführte Versuche über das Verhalten von Baustoffen bei oft wiederholten Schwingungsbeanspruchungen mit dem Ergebnis, daß das Spannungsverformungsdiagramm, das bei einer rein elastischen Schwingung durch eine Gerade wiedergegeben wird, bei größeren Verformungen eine Hysteresisschleife darstellt, deren Inhalt der auf eine Schwingung in Wärme umgesetzte Arbeitsbetrag oder die Dämpfung des Baustoffes ist, geht Verfasser auf die Festlegung von Dämpfungsgrößen und die Ermittlung der größten Schubspannung am Anfang eines Stabes ein, erörtert die praktische Bedeutung der Dämpfung bei Bestimmung der Zähigkeit eines Baustoffes und stellt die Dämpfung durch den statischen Verformungsversuch in Vergleich mit den Ergebnissen des Drehschwingungsversuches.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

17. Ausführung einer Eingelenkbogenbrücke in Eisenbeton mit reduziertem Horizontalschub. Von Dr.-Ing. E. Reisinger, Dresden. Bauingenieur 1925, Heft 36, S. 997—1000 m. 6 Abb. Beschreibung der Konstruktion und Ausführung einer im Jahre 1924 erbauten Mittelgelenkbogenbrücke, deren Horizontalschub durch Ausrüsten vor Herstellung des Scheitelgelenkes reduziert wurde.

18. Über den Bauentwurf der Brigittabrücke in Wien in Eisenbeton. Von Prof. Dr. Saliger, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 45/46, S. 400—403 m. 3 Abb. Nach kurzer Begründung des Eisenbetons als Brückenbaustoff wegen der ihm eigenen Monumentalität in städtebaulicher Hinsicht, wegen seines Dauerbestandes und der bedeutenden Steigerungsfähigkeit der Verkehrslasten und wegen der geringeren Unterhaltungs- bzw. Erneuerungskosten beschreibt Verfasser den Entwurf, einen Kragträger mit eingehängtem Mittelbalken mit elliptisch geformter Mittelöffnung, und die hauptsächlichen Konstruktionsglieder.

e) Eiserne Brücken.

19. Bogenbrücke über den Niagara. Von Caufourier Génie Civil 1925, Nr. 22, S. 461—464 m. 4 Abb. Beschreibung der eisernen Bogenbrücke von 195 m Spannweite, ihrer Berechnungsgrundlagen als Dreigelenkbogen, sowie konstruktive Einzelheiten.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

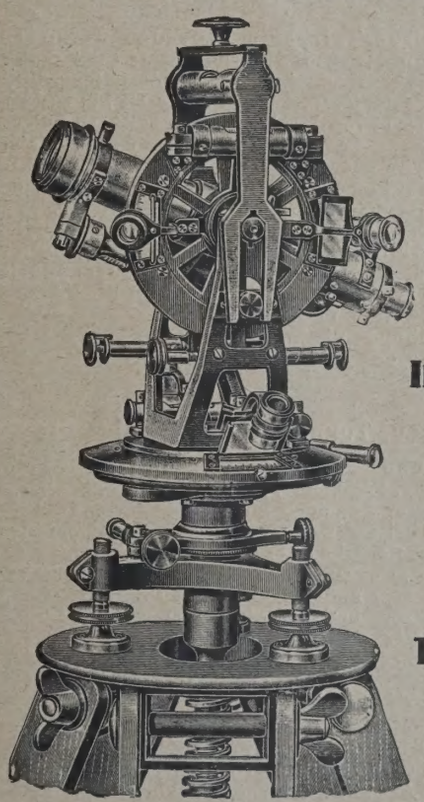
Gründungsarbeiten usw.

20. Die Pfeilergründung des Turmes des Straßburger Münsters. Von Dauchy, Génie Civil 1925, Nr. 21, S. 433 bis 438 m. 15 Abb. Beschreibung der Eisenbeton-Pfeilerverstärkungen und der erforderlichen nachträglichen Gründungen mit Hilfe von Eisenbetonpfählen.

21. Über Eisenbetoncaissons und deren Versetzgerüste beim Wehrbau Eglisau. Von Ing. Affeltranger, Zürich. Schweiz. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 11, S. 221—223 m. 4 Abb. Die konstruktive Durchbildung der 23,25 m langen Eisenbetoncaissons, ihre Herstellung an Ort und Stelle und ihre Absenkung werden kurz beschrieben.

22. Die Tragfähigkeit hölzerner Pfähle. Von K. Eidmann, Greifswald. Grund- und Gerüstbau 1925, Nr. 21, S. 213—216. Nach Anführung der Rammformeln von Weißbach, Brix, Ritter, Rankine, Redtenbacher, Osthoff-Scheck, Bennecke, Möller, Wellington, Lathan werden die Reibungsformeln zur Berechnung des an der Pfahloberfläche im Boden auftretenden Reibungswiderstandes für verschiedene Bodenarten erwähnt und anschließend an Hand eines Beispiels die Tragfähigkeitsberechnung durchgeführt.

Wir verleihen
Montage-Hebezeuge
wie Ketten- und Seilflaschenzüge,
Kabelwinden für Hand- u. Kraftantrieb,
Laufkatzen, hydraulische Hebeböcke,
Zahnstangen und Schraubenwinden
jeder Art und Tragkraft
DEUTSCHE HEBEZEUGFABRIK G.
PÜTZER m.
DEFRIES b.
H.
DÜSSELDORF SCHLIESSFACH 466



Seit
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung
Nivellier-
Instrumente
Theodolite
Tachymeter
OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung

23. Neue Gedanken zur Berechnung der Geschiebeführung. Von Regs.-Baurat G. Link †. Dtsch. Wasserwirtschaft 1925, Nr. 11, S. 233—240 m. 12 Abb. u. 4 Tab. Es wird ein neuer Weg gezeigt, wie aus unmittelbaren Aufnahmen des natürlichen Flußbettes und aus der Sohlenveränderung die sich durch Rechnung nach bekannten Formeln ergebende Geschiebefracht auf ihre Übereinstimmung mit der Wirklichkeit nachgeprüft werden kann. Ferner ist versucht, die Frage nach dem Geschiebeabrieb, d. h. der Abnahme der Größe der einzelnen Geschiebekörner durch das gegenseitige Abschleifen, die in der Natur von der Geschiebebewegung unzertrennlich ist, auch in der Rechnung mit der Frage nach der Geschiebebewegung unmittelbar zu verbinden. Schließlich wird ein Vorschlag für eine Wasserführungs- und Geschiebeformel wiedergegeben, die als Ausgangspunkt lediglich für die Betrachtung der mittelgroßen südbayerischen Flüsse dienen kann.

24. Beiträge zur Hydrologie des Rheintales. Von Ziviling. E. Rutsatz, Köln. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 49, S. 767 bis 772 m. 5 Abb. u. 3 Zahlent. Das Einzugsgebiet des Rheins und seiner Nebenflüsse, die Wasserführung des Rheins und der Nebenflüsse und die geologischen Verhältnisse des Rheintales in ihrer Entstehung seit der Tertiärzeit werden geschildert.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

25. Beobachtung wechselnder Wassermengen bei gleichen Pegelständen im Flußlauf. Von Landesbaurat a. D. Hennings, Stettin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1925, Nr. 49, S. 598 bis 599 m. 1 Taf. Die Beobachtungen über die Hebung des Wasserspiegels durch Eis- und Krautbildung an der Rega bei Plathe, Pomm., haben zu dem Ergebnis geführt, daß bei gleichen Pegelständen bis zu 50% verschiedene Wassermengen auftreten können. Verfasser kommt daher zu dem Schluß, daß die Ermittlung der Jahresabflußmengen eines Flusses mit Hilfe vorhandener Pegelbeobachtungen in Verbindung mit Wassermengenmessungen leicht zu falschen Ergebnissen ühren kann.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

26. Die Wilson-Talsperre über den Tennessee und das Kraftwerk von Muscle Shoals. Génie Civil 1925, Nr. 19, S. 389—394 m. 17 Abb. Nach einleitender Behandlung der Wasserwirtschaftsverhältnisse des Tennessees wird das 1,5 km lange Gesamtbauwerk, von denen 944 m von der eigentlichen Talsperre eingenommen werden, eingehend beschrieben. Die Sperrmauer ist bis zu einer Höhe von etwa 23 m als Schwergewichtsmauer ausgebildet, darüber hinaus Schützenkonstruktion. Besondere Besprechung findet das 340 m lange Krafthaus mit 18 Francisturbinen mit stehender Achse.

27. Das Walchenseewerk und seine Turbinen. Von Dipl.-Ing. G. v. Troeltsch, Heidenheim-Brenz. Glasers Annalen 1925, Heft 11, S. 214—219 m. 18 Abb. Nach einer Einleitung über die Entstehung des Bayernwerkes und des Walchenseewerkes werden die Wasserzu- und -abführung, die Wasserwirtschaft und Arbeitsleistung sowie die Ausführung des Krafthauses mit der Turbinenanlage dargestellt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

28. Statische Berechnung von Tieftunneln. Von Dipl.-Ing. Nolte u. Ing. Repenning, Berlin. Bautechnik 1925, Heft 52, S. 723—725. Verfasser behandelt an der Hand von zwei Beispielen den Rechnungsgang bei der Berechnung von Tieftunneln als allseitig geschlossenen Eisenbetonrahmen nach dem Viermomentensatz; es handelt sich einmal um einen symmetrischen Rahmen mit zwei mittleren Pendelstützen, zum anderen um einen symmetrischen Rahmen mit zwei Mittelstützen und sprengwerkförmiger Ausbildung des Mittelfeldes.

Straßenbau.

29. Sechseckige Felderteilung für Betonstraßen. Von Lewis A. Perry in Longview (Washington). Proceedings of the American Society of Civil-Engineers vom November 1925, S. 1793 bis 1808 m. 4 Zeichn., 7 Abb. u. 1 Zahlentafel. Vorteile der Felderteilung von Betonstraßen nach regelmäßigen Sechsecken statt nach Rechtecken (bei schmalen Straßen Winkel von 120° in der Mitte und 90° am Rand) wegen der größeren Biegungsfestigkeit der Ecken, der günstigeren Lastverteilung und der geringeren Fugenlänge bei gleicher Felderfläche, Nachweis der größeren Festigkeit durch Laboratoriumsversuche und der leichten Ausführbarkeit bei Herstellung von 300000 m i. J. 1924 in Longview (Washington).

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Kalender der Deutschen Funkfreunde 1926

Herausgegeben im Auftrage des
Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V., Berlin
von
Dr.-Ing. Karl Mühlbrett
Technische Staatslehranstalten Hamburg
Ziviling. Friedr. Schmidt
Generalsekretär, Hamburg
Mit einem Geleitwort von
Prof. Dr. A. Esau
Physikalisches Institut Jena,
Präsident des Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V.

Zweiter Jahrgang

Gebunden 3.60 RM.

Vorzugspreis für die Mitglieder der dem Deutschen Funktechnischen Verband angeschlossenen Vereine bei Aufgabe einer Sammelbestellung 2.70 RM.

Der im 2. Jahrgang erschienene Kalender ist das vielseitige und wertvolle Nachschlagebuch für jeden Funkfreund; er ist ein unentbehrlicher Ratgeber auf dem umfassenden Gebiet des Radiowesens und berücksichtigt auch die letzten Neuerungen auf diesem Gebiet.

Der Kalender ist mit ausreichendem Schreibpapier versehen, auf dem der Funkfreund seine eigenen Erfahrungen und Ergänzungen zu Papier bringen kann.

Soeben erschien:

Fehlands Ingenieur-Kalender 1926

Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure

Herausgegeben von
Professor P. Gerlach
unter Mitwirkung von
Betriebsdirektor Dipl.-Ing. Erbreich in Tangerhütte, Professor Dipl.-Ing. Coenen, Professor Dr.-Ing. Schimpke, Professor Dr.-Ing. Unold und Professor Dipl.-Ing. Zietemann in Chemnitz.

48. Jahrgang. In zwei Teilen.

I. Teil gebunden, II. Teil geheftet. — Preis 5 RM.

Die gründlich durchgearbeitete Neuausgabe des fast ein halbes Jahrhundert auf dem Schreibtisch tausender Ingenieure und Studenten zu findenden Kalenders entspricht den zurzeit gültigen Bestimmungen und Forschungsergebnissen.

30. Die Automobilstraßen Mailand—Lombardische Seen. Von Ing. P. Thorz, Mailand. Bauingenieur 1925, Nr. 35, S. 977—978 m. 7 Abb. Das erste Automobilstraßennetz Italiens als staatlich konzessioniertes Privatunternehmen. In Längenprofil und Linienführung großzügige Einhaltung aller die Geschwindigkeit begünstigenden Prinzipien, Vermeidung sämtlicher Kreuzungen im Niveau. Fahrbahn als Betondecke mit Teerstrich auf Kiespacklage. Angaben über Bau, Betrieb und Verkehr.

31. Die Unterhaltung der Landstraße und ihre Anpassung an den Kraftwagenverkehr. Von Oberregs.-Baurat Kistenfeger, München. Verkehrstechnik 1925, Nr. 45, S. 873—877. Schluß. Abschließend behandelt Verfasser die Schlaglochbildung, die Entwässerung, die Untergrundverhältnisse und Frostwirkung, die Staubbekämpfung und die Notwendigkeit der rechtzeitigen Bereitstellung der Straßenbaumaterialien, Maschinen und Geräte; es folgen zusammengefaßt Leitsätze für die Anpassung der Unterhaltung der Landstraßen an den neuzeitlichen Kraftwagenverkehr.

32. Die württembergischen Straßen und ihre Anpassung an den Kraftwagenverkehr. Von Präsident Euting, Stuttgart. Verkehrstechnik 1925, Nr. 49, S. 949—950. Unter besonderer Berücksichtigung der württembergischen Verhältnisse wird die Frage des Umbaus der Landstraßen mit starkem Kraftwagenverkehr erörtert. Das Fehlen von Hartgestein in Württemberg legt ausgedehnte Versuche mit Asphalt- und Teerdecken unter Verwendung des einheimischen Kalksteins nahe, deren Zweckmäßigkeit näher untersucht wird. Daneben wird noch die Frage des einseitigen Quergefälles der Fahrbahnen in starken Krümmungen und die Notwendigkeit einer Aufklärung der Öffentlichkeit über den Umbau der Straßen mit lebhaftem Kraftverkehr besprochen.

33. Automobilstraßen der Großstadt, ihre Bedeutung und Anlage. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Verkehrstechnik 1925, Nr. 48, S. 937—938. Es wird die Notwendigkeit und die Anlage von Automobilstraßen in der Großstadt, im besonderen von ausgesprochenen Umgehungsstraßen für den Autofernverkehr und Autostraßen für den Geschäftsstadtverkehr zur Entfaltung größerer Geschwindigkeit, ferner ihre zweckmäßigste Befestigungsart behandelt.

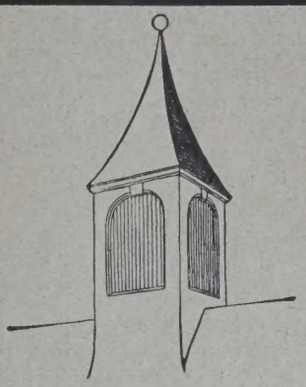
34. Verkehrsregelung auf den Straßen in den Vereinigten Staaten. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig. Bautechnik 1925, Heft 52, S. 725—728 m. 8 Abb. Die wiedergegebenen Verkehrsregeln beziehen sich in der Hauptsache nur auf den Fahrverkehr; die Verkehrsbestimmungen für die Automobile einschließlich der Vorschriften für deren Aufstellung finden in diesem Zusammenhang Erwähnung. Im übrigen werden die zum Schutz gegen Verkehrsunfälle und -störungen an besonders gefahrvollen Verkehrspunkten getroffenen Maßnahmen berichtet.

35. Sicherung des Bahn- und Kraftwagenverkehrs auf schienengleichen Kreuzungen. Von Dr. Kowarz u. Ing. Hecht, Linz a. D. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 48, S. 1335—1337 m. 2 Abb. Zunächst werden einige bestehende Formen der Sicherung schienengleicher Kreuzungen besprochen und anschließend ein Vorschlag des Verfassers wiedergegeben; nach ihm sollen sogenannte, schwarz-weiß gestrichene „Warnpfähle" mit sich verringernden Abständen nach dem Kreuzungspunkt zu aufgestellt werden. Im Licht der Scheinwerfer der Kraftwagen sollen sie auch nachts gut erkennbar sein (wobei allerdings vorausgesetzt wird, daß die Scheinwerfer nicht abgeblendet sind). Baumbestand entlang der Straße beeinträchtigt gegebenenfalls die Übersichtlichkeit bei Nacht, so daß mindestens die Freihaltung der Straße von Bäumen vor Gefahrpunkten angebracht erscheint.

Eisenbahnbau und -betrieb.

36. Die Lokomotivbehandlungsanlagen der Deutschen Reichsbahn. Von Oberregs.-Baurat Reutener. Glasers Annalen 1925, Heft 10, S. 181—185, Heft 11, S. 197—208 m. 8 Tafeln. Forts. u. Schluß. Gleisplan der Lokomotivbahnhöfe und Einordnung der baulichen und maschinellen Einrichtungen. Zweck, Umfang und Gesamtgestaltung des Lokomotivbahnhofes. Reihenfolge der Behandlungsanlagen. Gleichzeitige Behandlung innerhalb der einzelnen Anlagen. Die Gleisanlagen. Verteilung der maschinellen und baulichen Anlagen. Die Packwagengruppe. Erläuterungen zu den Tafeln.

37. Das Eisenbahnvorsignal im Nebel und seine Ausbildung als Lichttagessignal. Von Dr.-Ing. F. Gerstenberg, Braunschweig. Verkehrst. Woche 1925, Heft 49, S. 797—798. Die Einführung von Lichttagessignalen für die Vorsignale auch für nicht elektrisch betriebene Strecken wird als Verbesserung des Signalsystems für notwendig erachtet.



Johns Vertikal-Jalousie-Einsätze

mit feststehenden oder regulierbaren Lamellen passen sich jeder gewünschten Form von Lüftungstürmen oder Dachreitern an, sind regensicher, regulierfähig und gewährleisten in hervorragendem Maße den Dunstabzug aus Fabrikräumen, Lagerhäusern, Werkstätten usw.

Druckschriften Ve 727 kostenlos

J. A. JOHN A.-G.
Erfurt

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Das Torkretverfahren und seine technischen Probleme

Von

Dr.-Ing. Adalbert Szilard

70 Seiten mit 25 Textabbildungen

1925

3.— R.M.

38. Beschleunigungsantrieb für Rangierberge (Bauart „Pösentrup-Heinrich"). Von Regs.-Baurat Kaempf, Mannheim. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 48, S. 1340—1341. Die dem Wagenantrieb, wie er von Pösentrup konstruiert wurde, zugrundeliegenden Richtlinien, die nach den Wegezeitlinien ermittelte Leistung für den Antrieb, die konstruktive Durchbildung und der Betrieb des Beschleunigungsapparates werden kurz beschrieben.

39. Gleisbau, Weichenbau, Sicherungswesen auf der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925. Von Reichsbahnoberrat Bauer, München. Verkehrstechnik 1925, Nr. 47, S. 911 bis 914 m. 1 Abb. Übersicht über die wichtigeren Ausstellungsgegenstände aus den angegebenen Gebieten mit kurzer Beschreibung und Würdigung einzelner wichtiger Neuerungen.

40. Die Eisenbahnen wichtiger Länder und ihre Betriebsergebnisse. Von Dr. W. Teubert, Potsdam. Ztd. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 48, S. 1341—1346. Es werden die Entwicklung des Eisenbahnwesens in verschiedenen Ländern und Erdteilen, die Bedeutung der Eisenbahnen für Verkehr und Volkswirtschaft, die Gestaltung des Betriebes und seine finanziellen Ergebnisse wiedergegeben und mitunter verglichen, im besonderen Anhaltspunkte zur Beurteilung der Deutschen Reichsbahn nach dem Betriebe der Eisenbahnen in anderen Ländern behandelt. Die Angaben erstrecken sich auf die Ausdehnung der Eisenbahnen der Erde, auf den Fahrzeugbestand, die Betriebs- und Verkehrsergebnisse und die Tarifgestaltung der Eisenbahnen.

41. Die Behandlung der Betriebsstörungen und Unfälle bei der Reichsbahn. Von Regs.-Baurat Verlohr, Berlin. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 48, S. 783—784. Von den beiden großen Gruppen der Betriebsstörungen, einmal denjenigen, die vom Zugpersonal selbst unter Sicherung des Zuges binnen kurzer Zeit beseitigt werden, und ferner denen, zu deren Beseitigung die Sperrung eines Gleisabschnittes erforderlich ist und Hilfe herbeigeholt werden muß, findet die letztere in den Fahrdienstvorschriften nur die unerläßlichen Anweisungen zur Sicherung des Betriebes auf den Gleisen bis zu der Störungsstelle und zur Anforderung von Hilfe; die zur Beseitigung dieser Störungen erforderlichen Maßnahmen erfordern Dienstverrichtungen, die zwar außerhalb des Fährdienstes liegen, aber einen nicht minder wichtigen Teil des Betriebsdienstes bilden.

42. Regelspurige 1D1-Personen- und Schnellzugslokomotiven in Europa. Von Ing. W. Lübon, Hannover. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 48, S. 784—786 m. 4 Abb. Infolge Verkehrszunahme und den Bestrebungen, schwerere Schnell- und Personenzüge auch auf starken Steigungen ohne Nachschub oder Zugteilungen fahren zu lassen, ist man neuerdings vielfach von der drei- zur vierfach gekuppelten Personenzuglokomotive übergegangen. Verfasser gibt die Hauptmerkmale der in den einzelnen europäischen Ländern im Betriebe befindlichen 1D1-Lokomotiven wieder.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

43. Bemerkenswerte Eisenbetonneubauten in Schlesien. Von Obering. J. Juliusburger, Breslau. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 97, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 25 S. 193—194 m. 12 Abb. Schluß a. Nr. 24. Von den von der Huta-A.-G. Breslau ausgeführten Speicher- und Fabrikbauten mit weitgespannten, trägerlosen Pilzdecken werden einige Beispiele kurz beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

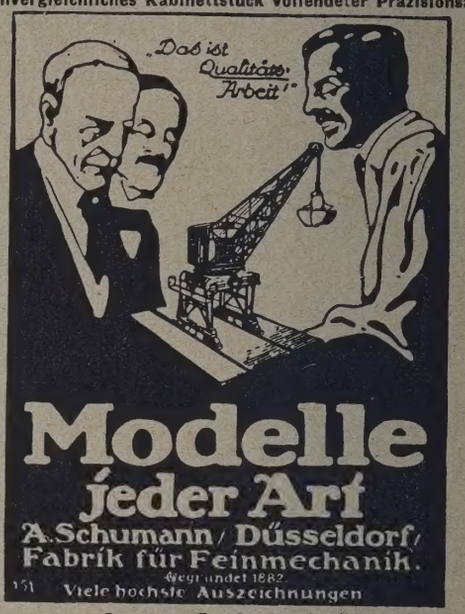
44. Eine unhaltbare Bestimmung in den neuen Preußischen Baupolizeivorschriften. Von Dr.-Ing. Witt, Dortmund. Bauingenieur 1925, Heft 36, S. 1004—1005 m. 5 Abb. An der Hand einiger Beispiele weist Verfasser nach, daß die in den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" enthaltene Vorschrift, Stäbe mit größerem Schlankheitsgrad als 150 zu vermeiden, zu unnötig schweren und unzweckmäßigen Konstruktionen führt.

45. Hochleistungsverladekrane für Hafenanlagen. Von Direktor Paul Pieper, Berlin. Werft, Reederei, Hafen 1925, Nr. 23, S. 716—722 m. 17 Abb. Es wird die Entwicklung der Verladeanlagen in Häfen vom technisch-wirtschaftlichen Standpunkte aus behandelt. Feststehende Drehkrane, Portal- und Halbportalkrane, Wippkrane, Doppelkrane werden auf ihre Wirtschaftlichkeit hin untersucht, im Anschluß daran die an neue Verladeanlagen zu stellenden Anforderungen aufgezählt und die diesen Forderungen genügenden Hochleistungsverladeanlagen beschrieben.

Ein Schumann-Modell

— das Original im Kleinen —

ein unvergleichliches Kabinettstück vollendeter Präzisionsarbeit!



Modelle jeder Art

A. Schumann / Düsseldorf / Fabrik für Feinmechanik.

gegründet 1882. Viele höchste Auszeichnungen

(u. a. 2 „Große Preise")

Schumann Modelle!

finden Sie seit dem vorigen Jahrhundert

auf Ausstellungen usw. nur bei ersten Werken und Behörden, welche naturgetreue Präzisions-Modelle von technisch korrekter und vorzüglicher Ausführung zu schätzen wissen

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erscheint:

Die selbsttätigen Pumpenventile in den letzten 50 Jahren

Ihre Bewegung und Berechnung

Von

Dipl. Ing. R. Stückle

außerordentlicher Professor und Oberingenieur am Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Stuttgart

301 Seiten mit 183 Textabbildungen und 8 Tafeln

25,80 RM. gebunden 27,30 RM.

Holzbau.

46. Die Haupthalle der Deutschen Weinbau-Ausstellung in Koblenz 1925. Von Architekt Theo Willkens, Köln. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 96, S. 757—758 m. 4 Abb. Kurze Beschreibung der in Zollbauweise ausgeführten hölzernen Dachkonstruktion der 20 m weit gespannten Halle.

47. Die Gothaer Holzrohrleitung für Trinkwasser. Von Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha. Bauingenieur 1925, Heft 36, S. 991—993 m. 1 Abb. Gotha baut eine Trinkwasserzuleitung aus Holz von 40 cm l. W. und 9,3 km Länge für Innendruck bis zu 32 m ruhender Wassersäule. Sie besteht aus Dauben, Spannringen und Spannschuhen, hat 33 mm Wandstärke und erhält Druckmeßstellen, Entleerungs-, Entlüftungs- und Reinigungsmöglichkeiten.

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

48. Erläuterungen zu dem beiliegenden Entwurf eines Gesetzes zur Stadt- und Landesplanung. Von Prof. A. Geßner, Berlin-Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 95, Stadt u. Siedlung, Nr. 24, S. 190—191. Nach kurzer Beurteilung des ministeriellen Entwurfs des preußischen Städtebaugesetzes gibt Verfasser den Entwurf eines Gesetzes zur „Landes- und Stadtplanung" wieder, in dem die beanstandeten Mängel des ersteren Entwurfes beseitigt worden sind.

49. Kraftwagenhaus System Pistor. DRP. Ausl.-P. Von Architekt Pistor, Elberfeld. Dtsch. Bztg. 1925, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 25, S. 194—196 m. 4 Abb. Das System hat kreisförmigen Grundriß und besitzt zwei schraubenförmig ansteigende, in gleicher Höhe liegende Fahrbahnen, zwischen denen die Abteile liegen. Es wird neben der Anordnung der Abteile und der Gewährleistung der Feuersicherheit die Raumbeanspruchung im Vergleich mit anderen Anlagen erörtert.

50. Durchgangsverkehr oder Verkehrsmittelpunkt? Von Regs.-Baurat Funk, Büdingen (Hessen). Verkehrstechnik 1925, Heft 47, S. 901—905 m. 4 Abb. Es wird hier der berechtigte Einfluß der Art und Stärke des Verkehrs, sowie des Durchgangs- und des Lokalverkehrs auf die Güte der Straßenunterhaltung besprochen, und es werden aus einem Vergleich des großen Durchgangsschnellverkehrs mit dem Gesamtverkehr auf den einzelnen Straßenstrecken Schlüsse gezogen, die die Anlage besonderer Automobildurchgangsstraßen nicht empfehlenswert, dagegen die allmähliche Brauchbarmachung der bestehenden Straßen für alle Verkehrsarten dringend notwendig erscheinen lassen.

51. Flughäfen. Von Mar.-Baurat a. W. Linde, Jever i. O. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 48, S. 787—788. Verfasser berichtet kurz über die beim Bau einer Anzahl Land- und Wasserflugplätze vor und während des Krieges gesammelten Erfahrungen, soweit sie sich auf die Lage, die Beschaffenheit des Geländes und die baulichen Anlagen in Verkehrsflughäfen beziehen.

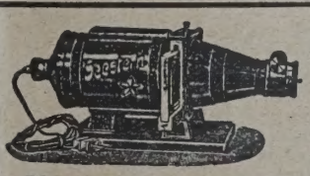
52. Die Verwertung der Abwässer zur Gasgewinnung. Von Dr. Sierp, Ruhrverband Essen. Gas- und Wasserfach 1925, Heft 49, S. 772—776 m. 9 Abb. Die Zusammensetzung des aus Faulräumen gewonnenen Gases und die für das Auftreten von Kohlensäure, Methan, Stickstoff, Wasserstoff und Schwefelwasserstoff maßgebenden Ursachen. Die einzelnen Maßnahmen zur Steigerung der Gasproduktion und ihr wirtschaftlicher Wert. Der störende Einfluß von Giftstoffen im Abwasser auf die Gasentwicklung, im besonderen die bakteriengifthaltenden Abwässer der Kokereien, Gasreinigungen, der Gerbereien sowie der Beizwässer. Die wirtschaftliche Gasgewinnung nach dem Patent Imhoff, Tries und Blunk. Verwendung des Gases als Leuchtheizgas mit Rücksicht auf seinen hohen Heizwert und als Motorenbetriebsstoff.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

53. Der Schneepflug bei der Großen Casseler Straßenbahn. Von Dir. Langlet, Cassel. Verkehrstechnik 1925, Nr. 45, S. 872—873 m. 3 Abb. Es wird ein den Straßenbahnwagen vorzuhängender, auf Rädern fahrbarer Schneepflug beschrieben, der auch für die Beseitigung des nassen Schnees infolge der Durchbildung der Pflugschar sich bewährt hat. Die Gleisrillen werden durch besondere Kratzer vom Schnee befreit.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen über größte Lieferungen an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.



Billiger Bildwerfer „Seestern"
Rmk. 68.—

Bei der Bedeutung des neuzeitlichen Holzbaues auch für den Unterricht empfehlen wir unsere **Lichtbildserie** (Projektionsbilder) über

Neuzeitliche freitragende Holzbauten

ca. 250 Bilder, zusammengestellt von Oberingenieur **C. Kersten**, Berlin. Ein vollständiger, **photographischer Bilderkatalog**, sowie Inhaltsverzeichnis stehen zur Auswahl leihweise zur Verfügung. Preis des Einzelbildes Rmk. 1.25. **Bei Bezug der ganzen Serie 10% Ermäßigung.** Wir empfehlen ferner unsere Lichtbilder über **Eisenbau** (340 Bilder), **Eisenbetonbau** (1080 Bilder).

E. A. Seemann's Lichtbild-Anstalt
Leipzig, Sternwartenstr. 42

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

54. Die Kolonisation der Linthebene. Von Dr. H. Bernhard. Schweiz. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 11, Mittlg. d. Linth-Limmatverb. Nr. 7, S. 59—65. Das Projekt dient der Melioration der linksseitigen Linthebene und hat die Entwässerung von 1600 ha zum Gegenstand. Besprochen werden die geographischen Grundlagen: Landschaft, Boden, die klimatischen Verhältnisse, die Bevölkerungs-, Siedlungs- und Wirtschaftsverhältnisse, die Grundbesitzverhältnisse, Bodenbenutzung — und das Meliorationswerk als Grundlage des Siedlungswerkes.

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

55. Der Einfluß der Geldentwertung auf die Enteignungsentschädigung. Von R. A. Dr. Biermann, Hamm i. W. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1925, Nr. 47, S. 1318—1320. Verfasser wendet sich gegen die Rechtsprechung des Reichsgerichts über die Höhe der Entschädigung für ein im Enteignungsverfahren vor Eintritt der Geldentwertung entzogenes Grundstück. Es wird die reichsgerichtliche Begründung eingehend besprochen und im besonderen der Berechnung der Höhe der Enteignungsentschädigung, ausgedrückt in Reichsmark, je nach der allgemeinen inneren Kaufkraft dieser Reichsmark, widersprochen.

56. Kohle und Wasserkraft. Von Ing. Dr. J. Ornig, Graz. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1925, Heft 45/46, S. 403—406. Die Ausführungen bilden in der Hauptsache eine Entgegnung auf das Buch „Irrtum und Wahrheit über Wasserkraft und Kohle" vom Oberbaurat Ing. Gerbel. Verfasser unterzieht die Untersuchungen Gerbels einer eingehenden Kritik und behandelt in diesem Zusammenhange die Vergleichsmethoden für die Bewertung von hydraulischer und kalorischer Energie, die absolute Höhe der Bau- und Stromkosten von Wasserkraftanlagen und erörtert die Frage, wie weit die Wasserkräfte eine Minderverwendung einheimischer (österreichischer) Kohle befürchten lassen. Es wird abschließend die Notwendigkeit der Verbundwirtschaft in der Wasser- und Wärmekraftpolitik hervorgehoben.

57. Zur Ausgestaltung der Kraftwagensteuer. Von Dr.-Ing. W. Schaar, Altona. Verkehrstechnik 1925, Nr. 49, S. 945—349 m. 3 Abb. Nach Erkenntnis der durch die Kraftwagen auf die Straße ausgeübten Kräfte, ihrer Wirkungen und der dadurch bedingten Maßnahmen werden die verschiedenen Steuervorschläge untersucht und eine Reifensteuer als die beste Lösung befürwortet, für die eine Form der Staffelung begründet und dargestellt wird.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

58. Ein Reichsministerium für Technik und Verkehr. Von Reichsbahnoberrat Röbe, Nordhausen. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 48, S. 781—783. Verfasser berichtet über den Inhalt der vom Reichsbund Deutscher Technik dem Deutschen Reichstag überreichten Denkschrift, die die Notwendigkeit der Bildung eines Ministeriums für Technik und Verkehr begründet; danach werden als einzelne Arbeitsgebiete betrachtet die Reichsbauverwaltung, das Eisenbahnwesen einschließlich Eisenbahnverkehr, die Reichswasserstraßen und der Wasserstraßenverkehr, Energiewirtschaft, das Kraft- und Luftfahrwesen einschließlich Verkehr, die Landesvermessung und der gewerbliche Rechtsschutz.

59. Die Verordnung über Beiräte für Reichswasserstraßen. Von Privatdoz. Dr.-Ing. Heisterbergk, Krefeld. Verkehrstechnik 1925, Nr. 45, S. 877—880. Die Verordnung über Beiräte für Reichswasserstraßen vom 26. I. 1925 wird besprochen und sowohl Zusammensetzung als auch Aufgabenkreise kritisch betrachtet.

60. Die Ausbildung der Ingenieure. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 23, S. 213—214. Auszugsweise wird die gleichnamige Arbeit von Dr.-Ing. Werner aus Heft 10 „Technik und Kultur" wiedergegeben, in der sich Verfasser gegen die einseitig technische Ausbildung der Studierenden wendet, anderseits aber vor mangelhafter technisch-wirtschaftlicher Allgemeinbildung warnt. Es ist ein gutes technisch-wissenschaftliches Können neben einem offenen Blick für das Wirtschaftliche erforderlich.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

61. Rostschutz von Eisenbauten im Bereich der deutschen Reichsbahn. Von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Schaper, Berlin. Zentralbl. d. B. 1925, Nr. 51, S. 623—624. Verfasser schildert kurz die Entstehung der einschlägigen „Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke" usw. und den noch unentschiedenen Streit der Meinungen, ob bleifreie oder bleihaltige Farben für Deckanstriche besser und zweckmäßiger sind, und berichtet kurz über die von der Reichsbahn-Gesellschaft eingeleiteten umfangreichen Versuche, die diese Frage einer endgültigen Klärung entgegenführen sollen. Es werden erprobt Grundanstrich und Deckanstrich aus bleihaltigen, sowie bleifreien Farben, ferner Grundanstrich aus Bleimennige und Deckanstriche aus bleifreien Farben.

62. Die Einfluß der in den Eisenschlacken enthaltenen Sulfide auf die Armierungen des Eisenbetons. Zusammengestellte Ergebnisse dreier Laboratorien. Zement 1925, Nr. 50, S. 1020—1021. Eisensulfid zeigt keinen Einfluß auf die Festigkeitsergebnisse des Mörtels. Lediglich beim Aluminiumzement sind leichte Oxydationserscheinungen festgestellt worden. Kalziumsulfid dagegen hat eine härtesteigende Wirkung auf Mörtel von Kunstzement und Kalk, während sich eine abschwächende Wirkung bei Aluminiumzement und Schlackenzement zeigt.

Baumaschinen und Förderanlagen.

63. Ungewöhnliche Verteilungstürme für Gußbeton in Chicago. Concrete vom Dezember 1925, S. 29 mit 1 Abb. Beschreibung von drei Gießtürmen für die Universitätsneubauten in Chicago mit rd. 19000 m³ Gußbetonverbrauch, zwei je 49 m, einer 36,5 m hoch mit Reichweiten bis 90 und 45 m und 55 m Aufzuggeschwindigkeit in der Minute.

Statik und Festigkeitslehre.

64. Beitrag zur Näherungsrechnung eingespannter Bogenbrücken. Von Ing. A. J. Fahnauer †, Belgrad. Beton u. Eisen 1925, Heft 24, S. 392—398 m. 6 Abb. u. 2. Tab. Bei Aufstellung einer Näherungsrechnung eingespannter Bogen behält Verfasser die in der Literatur vorhandene Voraussetzung $J \cos \varphi = \text{const.}$ bei, beschränkt aber die zweite Voraussetzung, daß die Bogenachse eine Parabel sei, auf die Berechnung der Größe der Bogenkraft, da bei der Berechnung der Biegungsmomente die eine einer Stützlinie für Eigengewicht der Brücke angepaßte Bogenform der Berechnung auch tatsächlich zugrunde gelegt werden muß. Nach Ermittlung der Größe der Bogenkraft für eine Reihe bemerkenswerter Einwirkungen auf den Bogen wird die Einflußlinie für das Biegungsmoment irgendeines beliebigen Punktes ermittelt. Verfasser weist nach, daß die Berechnung eines eingespannten Bogens nach der angegebenen Methode den wahren Verhältnissen sehr nahe kommende Ergebnisse liefert und mit einem äußerst geringen Zeitaufwand vorgenommen werden kann.

65. Das „abgekürzte Verfahren" für die Knickberechnung flußstählerner Stäbe. Von Prof. Moericke, Stuttgart. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 24, S. 217—219 m. 1 Abb. Die Ausführungen geben das vom Knickausschuß des Württ. Vereins für Baukunde abgegebene Gutachten über die durch Erlaß des Preuß. Ministers für Volkswohlfahrt v. 25. II. 25 in Kraft gesetzten Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe; Verfasser weist auf die praktischen Vorteile des sog. „β-Verfahrens" hin, das als Ergänzung der Preuß. Bestimmungen zur Einführung für den Eisenhochbau empfohlen wird.

66. Beitrag zur Rahmenberechnung. Von Ing. H. Rederssen, Oslo. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 101, Konstruktion und Bauausführung Nr. 25, S. 205—207 m. 22 Abb. Schluß a. Nr. 25. Weiterhin werden Rechnungsbeispiele für Stockwerkrahmen, Trapezrahmen und mehrstielige Rahmen aufgeführt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

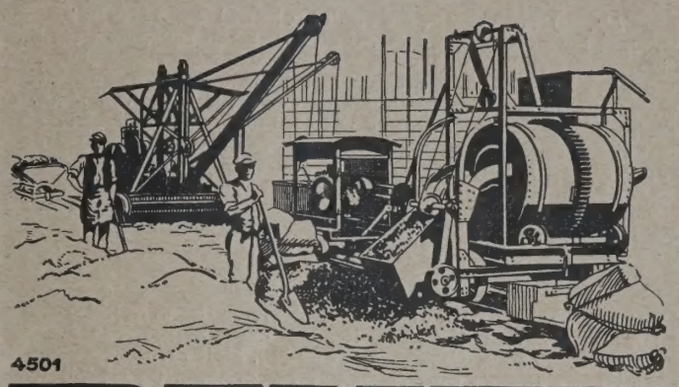
— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —



DEUTZ
Motoren
für
Baumaschinen
jeder Art

MOTORENFABRIK DEUTZ A-G
KÖLN-DEUTZ

LUDWIG LANGE G.M. B.H.
BAUUNTERNEHMUNG
HANNOVER LÜBECK

GRUNDWASSERSENKUNG
WASSERVERSORGUNG
EISENBETONBAU
RAMMARBEITEN
ENTWÄSSERUNG
FABRIKANLAGEN
STAMPFBETON
GUSSBETON
HAFENBAU

WASSERKRAFTANLAGEN
UNTERFANGUNGEN
TIEFBOHRUNGEN
HAFENANLAGEN
INDUSTRIEBAU
EISENBAHNBAU
BRÜCKENBAU
STRASSENBAU
FLUSSBAU

d) Eisenbetonbrücken.

67. Brücke über den Tidekanal zu Hamburg. Von Dr.-Ing. H. Kuball, Hamburg. Beton u. Eisen 1925, Heft 24, S. 389 bis 392 m. 16 Abb. Die Ausführung der Eisenbetonbrücke, eines durchlaufenden Balkens auf 5 Stützen, bot durch die dauernd wechselnden Wasserstände des Tidekanals, durch den schlechten, von Moor- und Torfschichten durchsetzten und unterhalb einer Kleischicht Triebsand aufweisenden Baugrund und schließlich durch Aufrechterhaltung des außerordentlich starken Verkehrs besondere Schwierigkeiten, die näher beschrieben werden; die Auflager-, Gelenk- und Hauptträgerkonstruktionen, die Gründungen der Pfeiler, Widerlager und Flügelmauern und der Lehrgerüstausbildung werden ausführlich behandelt.

e) Eiserne Brücken.

68. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Reichsbahnrat Zwach, Stendal. Verkehrst. Woche 1925, Heft 50, S. 805—807, Heft 51, S. 820—824. Die neue eiserne Brücke wird eingehend beschrieben; im besonderen die Wahl des Systems, die Bodenverhältnisse im Zusammenhang mit den Pfeilergründungen, die verwendeten Baustoffe, die Ausbildung der Widerlager, Anordnung der Fahrvorrichtung und Unterbringung für den Untersuchungswagen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten.

69. Die Zusammendrückung des Baugrundes bei Hochbauten.. Von Emil Kucich. Il Cemento armato vom November 1925, Beiblatt Il Costruttore edile, S. 45—48 mit 3 Zeichn. und 1 Abb. Verschiedene Verfahren zur Untersuchung der Tragfähigkeit von Felsgrund und von Baugrund mit starker und mit geringer Kohäsion. Belastungsfläche 0,25 m², Lastverteilung durch hölzerne Kreuzstapel oder Betonblöcke mit Trägerbewehrung, Belastung unmittelbar oder (in tiefen Probegruben) durch lotrecht geführte Ständer. Linien der Beziehungen zwischen Flächendruck und Zusammendrückung des Baugrundes. Drei Beispiele ausgeführter Untersuchungen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

70. Beiträge zur Hydrologie des Rheintales. Von Ziviling. E. Rulsalz, Köln. Gas- u. Wasserfach 1925, Heft 51, S 805 bis 810 m. 12 Abb. Schluß v. S. 791. Im folgenden geht Verfasser auf die Strömungsrichtung des Grundwassers in der Niederrheinischen Bucht, die Beschaffenheit des Wassers und auf die geologische Entwicklung des Rheintales ein.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

71. Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen. Von Dipl.-Ing. K. Lüders, Braunschweig. Bautechnik 1925, Heft 53, S. 735—743 m. 18 Abb. Einleitend behandelt Verfasser die geschichtliche Entwicklung der Untersuchungen über die Geschiebebewegung, beschreibt die gewählten Versuchsanordnungen und die Durchführung der Versuche sowie deren Ergebnisse, die im Zusammenhange mit denen der Münchener Modellversuche der Mittl. Isar A.-G. mitgeteilt werden.

72. Abschluß und Trockenlegung des Zuidersees. Von Reg. u. Baurat Schmidt, Berlin. Zentralbl. d. B. 1925, Nr. 50, S. 607—610 m. 2 Abb. Zunächst werden der augenblickliche Stand der Arbeiten, der Zustand der bisher ausgeführten Bauwerke und schließlich die für die Fortführung des Unternehmens maßgebenden Untersuchungen auszugsweise wiedergegeben. Letztere sind dem Dreimonatebericht des holländischen Ministeriums betreffend die Zuidersee-Werke vom Oktober 1924 entnommen, welcher das Schlußergebnis der Kommissionsarbeiten enthält. Die Ausführungen enthalten abschließend die Kostenaufstellung für das Gesamtunternehmen.

73. Die Zylinderschütze der Unterschleuse des Südabstiegs zu Minden i. W. Von Reg.-Bauräten Foss und Hassenstein, Minden. Bautechnik 1925, Nr. 55, S. 776 m. 2 Abb. Die beschriebenen Schütze haben infolge ihrer zweiteiligen Ausbildung in feste Glocke und beweglichen Verschlußkörper den Vorteil, daß der Eintritt von Luft und damit die sonst beobachteten explosionsähnliche Entweichung der Luft bzw. die dadurch eintretende Gefährdung des Schleusenmauerwerks sicher vermieden wird.

Unentgeltlich und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigen Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
Sortiments-Abteilung
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachl. Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Die selbsttätigen Pumpenventile in den letzten 50 Jahren

Ihre Bewegung und Berechnung

Von

Dipl. Ing. R. Stückle

außerordentlicher Professor und Oberingenieur am Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Stuttgart

301 Seiten mit 183 Textabbildungen und 8 Tafeln

25,80 RM. gebunden 27,30 RM.

74. Ermittlung der Schwingungen im Wasserschloß. Von Regierungsbaumstr. Dr.-Ing. Leiner, München. V. D. I. 1925, Nr. 52, S. 1637—1642 m. 8 Abb. Für die Presselsche Annäherungsrechnung zur Ermittlung der Spiegelschwingungen im Wasserschloß und ihrer Periode wird ein einfaches zeichnerisches Verfahren entwickelt, das die Benutzung großer Maßstäbe bei kleinem Raumbedarf gestattet. Durch Anpassung an die tatsächlichen Verhältnisse der Schwingung erfolgt dann die Umgestaltung zu einem Verfahren von großer Genauigkeit, das für die Praxis zuverlässige Werte für Höhenschwankung und Schwingungsperiode liefert. Durch Gegenüberstellung der Periode und der Regler-Schlußzeit lassen sich „stehende Schwingungen" im Wasserschloß vermeiden.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

75. Die selbsttätige Wehranlage beim Black-Canyon-Staudamm. Von J. Hinds, Eng. News-Record, 25. Juni 1925. Bautechnik 1925, Heft 55, S. 778—780 m. 5 Abb. Das selbsttätige Wehr ist als Teilanlage einer Staumauer auf letztere aufgesetzt und nach Art eines Segmentwehres konstruiert; durch eine besondere Schwimmerkonstruktion folgt das Wehr den Spiegelbewegungen, wobei gleichzeitig ein Hubventil in Funktion tritt. Der Bau und Betrieb des Wehres werden näher beschrieben.

76. Das Wasserkraftelektrizitätswerk Schönmühl an der Loisach. Von Dipl.-Ing. W. Binswanger, München. Bautechnik 1925, Heft 53, S. 757—766 m. 21 Abb. Die unterhalb des Kochelsees an der Loisach liegende Wasserkraftanlage, die grundlegenden Wasserwirtschaftverhältnisse, die Konzession der Floßfahrt, die Pachtung der Wasserkraft, der Bauvertrag in Zeiten veränderlicher Währung, die technische Ausführung des Werkes — Wehranlage, Oberwasserkanal mit Stollen, Unterwasserkanal, Triebwerkanlage —, die Turbinen (Doppel-Franzis-Turbinen), die Schützen- und Schleusenanlage und schließlich die Verbindungsleitung mit dem Netz der Oberbayerischen Überland-Zentrale werden ausführlich beschrieben.

77. Das Kraftwerk Amsteg der S. B. B. Von Dipl.-Ing. H. Studer, Zürich. Schweiz. Bztg. 1925, Nr. 24, S. 299—300, Nr. 25, S. 313—316, Nr. 26, S. 325—328 m. 72 Abb. Forts. u. Schluß. Einleitung des linksufrig in die Reuß einmündenden Fellibachs; Staumauer, Grundablaß, vertikaler Einfallschacht, der eine kommunizierende Röhre mit dem Einfallschacht des Wasserschlosses darstellt. Das Wasserschloß, die Apparate-Kammern, die eiserne Druckrohrleitung, ihre Kreuzung mit der Gotthardbahn, Zuleitung des Kärstelen- und Etzlibaches, Wasserfassung und Kläranlage zur Entsandung.

78. Die Kaplanturbinenanlage Rötteln der Spinnereien Haagen-Rötteln A.-G. Von Dr. H. Pflieger-Haertel, Heidenheim a. Br. Wasserkraft 1925, Nr. 24, S. 398—401 m. 9 Abb. Die vertikalachsige Kaplanturbine erreicht bei einem Gefälle von 4 m und bei einer Normalwassermenge von 7,5 m³/sek. 250 Umdr/min und leistet 320 PS. Bei den Leistungsversuchen ist ein maximaler Wirkungsgrad von 88,2 vH erreicht worden.

79. Entschlammung von Akkumulierbecken mittels Saugheber. Von K. Semler, Bregenz. Wasserkraft 1925, Nr. 24, S. 359—398 m. 6 Abb. Das nutzbare Akkumulier-Volumen des Stauweihers der Bregenzerach wurde in der Zeit von 1909—1923 durch Schlammablagerungen um rd. 100 000 m³ vermindert. Mit Rücksicht auf den ununterbrochenen Wasserkraftwerksbetrieb, auf die den Boden als Schutz gegen Durchlässigkeit bedeckende Lehmschicht und auf den besonderen an die örtlichen Verhältnisse gebundenen Abtransport der Schlammassen wurde Saugbaggerung gewählt. In vorliegender Arbeit wird die Baggeranlage eingehend beschrieben.

80. Kraftwerke der Oderstaustufen Janowitz und Koppen. Von Obering. Korn, Elbing. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 12, S. 251—259 m. 11 Abb. Die im Zusammenhange mit der Verbesserung der Oderschiffahrtsstraße bei Breslau durchgeführten Kraftwerkprojekte, die Gefällstufen Janowitz und Koppen werden eingehend beschrieben. Die Wahl der Maschinensätze, der Franzis-Schnellläufer mit Rädergetriebe und die Ermittlung des Wirkungsgrades der Rädergetriebe finden besondere Erwähnung.

81. Das Walchenseewerk und seine Turbinen. Von Dipl.-Ing. G. v. Troeltsch, Heidenheim-Brenz. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 232—238 m. 1. Abb. Schluß v. S. 219. Abschließend werden die 24 000 PS-Franzis-Doppelspiralturbinen, die Geschwindigkeits- und Druckregelung, die Freistrahlturbinen und die Doppelregelung bei letzteren beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

82. Die maschinelle Herstellung von Betonstraßen. Zement 1925, Nr. 50, S. 1023—1026 m. 4 Abb. Verfasser geht auf die ausgedehnte Maschinenarbeit bei Herstellung von Betonstraßen in Amerika ein und beschreibt des näheren den besonders für den Straßenbau geschaffenen, sich selbst fortbewegenden und den Beton bereits über die Straße verteilenden Betonmischer und den sogen. Finisher, den Betonstraßenfertiger, der die Betonstraße stampft und glättet. Es werden die Leistungsfähigkeit, die Maschinenleistung gegenüber der Handleistung und der Betrieb ausführlich behandelt.

83. Praktische Ergebnisse des amerikanischen Betonstraßenbaues. Il Cemento armato vom November 1925, Beiblatt Il Costruttore edile, S. 48—52 m. 7 Zeichn. Kurze Zusammenfassung der Richtlinien für Betonstraßen. Vor- und Nachteile, Baustoffe, Gestaltung, Behandlung der Dehnungsfugen, Bewehrung, Bitumenüberzug, Wasserabführung, Untergrund.

84. Die Kraftwagenstraße. Von Dr.-Ing. R. Schenk, Charlottenburg. Zement 1925, Nr. 50, S. 1021—1023, Nr. 51, S. 1044 bis 1046. Der Kraftwagen und seine Wirkung auf die Straße; die gleitende und rollende Reibung. Grenzwerte für den Reibungskoeffizienten bei verschiedenen Straßenarten und verschiedenen Reifenarten. Dynamometrisches Prüfverfahren zur gleichzeitigen Ermittlung der Umdrehungszahl der Triebräder und der Zugkraft und somit des Gleitweges. Die beschriebenen Versuche sind in der Versuchsanstalt für Kraftfahrzeuge der Technischen Hochschule Charlottenburg mit Riesenluftreifen, Fulda-Riesenblockreifen und Gummireifen ausgeführt worden. Die auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte und ihre Übertragung durch die Radreifen werden behandelt.

85. Automobilstraßen und Städtebau. Von Dr.-Ing. Obergefell, Duisburg. Verkehrst. Woche 1925, Heft 50, S. 809—811. Die Ausführungen bilden einen Auszug aus Heft 6, Jahrg. 11 der Zeitschrift Hochschulwissen. Es wird zunächst im Zusammenhange mit der bedeutenden Zunahme des Kraftwagenverkehrs auf die Bestrebungen vieler Länder hingewiesen, die die Lösung der Frage der Neu- und Umgestaltung des Straßenwesens zum Ziele haben. Als maßgebende Gesichtspunkte für die Herstellung von Automobilstraßen werden bezeichnet technisch mögliche Ausführung, wissenschaftliche Begründung und wirtschaftlich günstigste Gestaltung sowie, im Sinne einer wohlverstandenen Heimatschutzbewegung, befriedigende Einfügung ins Landschaftsbild.

86. Die Aufgaben der Städte und Ortschaften für den Kraftwagenverkehr, insbesondere den Überlandverkehr. Von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Brix, Charlottenburg. Zentralbl. d. B. 1925, Nr. 51, S. 622—623. Es werden die Aufgaben besprochen, deren Lösung den Gemeinden im Hinblick auf den straßenbautechnischen, den verkehrstechnischen und den städtebaulichen Teil bei Beachtung des Einflusses, den der Kraftwagenverkehr ausübt, obliegt. Dabei werden die für die einzelnen Durchgangs-, Hauptverkehrs- (Radial- oder Ausfallstraßen) sowie Geschäfts- und Wohnstraßen maßgebenden Gesichtspunkte aufgezählt.

87. Neuere Straßenbaumethoden für Überlandstraßendecken. Von Reg.-Bmstr. Sander, Brandenburg. Verkehrstechn. 1925, Heft 51, S. 985—986. Aus Anlaß der für die Mehrzahl der Straßenbauverwaltungen zur Erörterung stehenden Frage, was in das nächste Etatsjahr für Bauausführungen eingestellt werden sollen, gibt Verfasser eine Zusammenstellung der wesentlichsten neueren Verfahren, geordnet nach ihren hauptsächlichsten technischen Unterschieden und mit unverbindlicher Kostenangabe, wobei Anspruch auf Vollständigkeit weder in bezug auf die Methoden noch gar in bezug auf die erwähnten Firmen erhoben wird.

88. Der vorläufige Entwurf einer Karte der Hauptdurchgangsstraßen Deutschlands. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden. Verkehrstechnik 1925, Heft 50, S. 962—965. Der Entwurf der Reichskarte der Hauptdurchgangsstraßen Deutschlands wird eingehend begründet und erläutert.

Eisenbahnbau und -betrieb.

89. Zum Reichsoberbau auf Holzschwellen. Von Dr.-Ing. Bloss, Dresden. | Org. f. d. Fortschr. d. E.-B. 1925, Heft 23, S. 507 m. 2 Abb. Gegenüber dem von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgebrachten neuen Reichsoberbau auf Holzschwellen, schlägt Verfasser vor, unter Beibehaltung der Schraubenleiste, auf die der Seitenschub der Schiene übertragen wird, das Muster der weiteren Durchbildung beim oldenburgischen Oberbau zu suchen. Als dadurch erreichbare Vorteile werden genannt: Wegfall der Spurbeilage, bessere Einspannung der Schiene und einheitliche Form für Grade und Bogen.

90. Lokomotivfeuerung mit Braunkohlenbriketts unter besonderer Berücksichtigung der Funkenfängerfrage. Von Professor Nordmann, Berlin. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 225—232 m. 2 Zusammenstellungen. Das Ergebnis umfangreicher Versuche und Studien wird dargelegt und die sich aus ihnen ergebenden Leitsätze aufgeführt.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Kalender der Deutschen Funkfreunde 1926

Herausgegeben im Auftrage des
Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V., Berlin
von
Dr.-Ing. Karl Mühlbrett
Technische Staatslehranstalten Hamburg
Ziviling. Friedr. Schmidt
Generalsekretär, Hamburg
Mit einem Geleitwort von
Prof. Dr. A. Esau
Physikalisches Institut Jena,
Präsident des Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V.

Zweiter Jahrgang

Gebunden 3.60 RM.

Vorzugspreis für die Mitglieder der dem Deutschen Funktechnischen Verband angeschlossenen Vereine bei Aufgabe einer Sammelbestellung 2.70 RM.

Der im 2. Jahrgang erschienene Kalender ist das vielseitige und wertvolle Nachschlagebuch für jeden Funkfreund; er ist ein unentbehrlicher Ratgeber auf dem umfassenden Gebiet des Radiowesens und berücksichtigt auch die letzten Neuerungen auf diesem Gebiet.

Der Kalender ist mit ausreichendem Schreibpapier versehen, auf dem der Funkfreund seine eigenen Erfahrungen und Ergänzungen zu Papier bringen kann.

Soeben erschien:

Fehlands Ingenieur-Kalender 1926

Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure

Herausgegeben von
Professor P. Gerlach
unter Mitwirkung von
Betriebsdirektor Dipl.-Ing. Erbreich in Tangerhütte, Professor Dipl.-Ing. Coenen, Professor Dr.-Ing. Schimpke, Professor Dr.-Ing. Unold und Professor Dipl.-Ing. Zietemann in Chemnitz.

48. Jahrgang. In zwei Teilen.

I. Teil gebunden, II. Teil geheftet. — Preis 5 RM.

Die gründlich durchgearbeitete Neuausgabe des fast ein halbes Jahrhundert auf dem Schreibtisch tausender Ingenieure und Studenten zu findenden Kalenders entspricht den zurzeit gültigen Bestimmungen und Forschungsergebnissen.

91. Die neuen 1D1- und E-Lokomotiven der finnischen Staatseisenbahnen. Von Ing. Hjalmar Renholm, Helsingfors. Glasers Annalen 1925, Heft 12, S. 238—244 m. 11 Abb. Die Hauptabmessungen, die Konstruktion, im besonderen der Rahmen, Zylinder und Triebwerk, Wasserkästen, Kohlenkästen und Führerhaus, Bremse, Speisewasservorwärmer u. a. m. werden wiedergegeben und beschrieben.

92. Die Entwicklung der Lokomotiven der vormaligen bayerischen Staatseisenbahnen im Rahmen der allgemeinen Verkehrsentwicklung. Von Reichsbahnoberrat Dr. Übelacker, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B. 1925, Heft 23, S. 497—506, 1. Teil m. 16 Abb. Die geschichtliche Entwicklung seit 1844, dem Geburtsjahr der bayer. Staatseisenbahn. Beschreibung der ersten Lokomotiven. Der Zeitraum von der Mitte der sechziger bis zur Mitte der achtziger Jahre; System Hall.

93. Zur Geschichte eines einheitlichen deutschen Eisenbahnnetzes. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Uhlich, Riesa. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 50, S. 807—809. Aus Anlaß des 90 jährigen Jahrestages der ersten deutschen Dampf-Eisenbahn hat Verfasser die Frage nach dem Urheber des Gedankens des einheitlichen deutschen Eisenbahnnetzes einer näheren Betrachtung unterzogen. Friedrich List, Gorstner, Vater und Sohn, Baader, Henschel, Harkort als die führenden Männer in der Zeit der Vorarbeit.

94. Die Deckung der Züge auf freier Strecke und die Bewachung des Zugschlusses. Von Bahnhof-Inspektor Oelsner, Cassel. Ztg. d. V. Dtsch. E.-B. 1925, Nr. 52, S. 1458—1460. Die durch die Einführung des Luftbremsbetriebes bei Güterzügen und besonders durch die hieraus entsprungene Verminderung des Zugbegleitpersonals entstehenden Schwierigkeiten und Hemmungen im Zugbetrieb geben Veranlassung, die Zugdeckung, für die in jüngster Zeit die Ergänzungsbestimmungen erlassen worden sind, aus der Praxis zu beleuchten und Anregungen für weitere Verbesserungen der heutigen Zugdeckungsvorschriften zu geben.

95. Zusammenfassung des Ortsgüterverkehrs der Eisenbahnen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Kümmell, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E.-B. 1925, Nr. 51, S. 1427—1433 m. 3 Abb. u. 4 Zusammenstellungen. Die Zusammenfassung des Güterverkehrs in einer geringen Anzahl großer Verschiebebahnhöfe und in großen Ortsgüterbahnhöfen gibt der Eisenbahn die Möglichkeit, soweit wie irgend möglich mit der großen Einheit des Zuges zu arbeiten und dadurch die Umlaufzeit und die Kosten ganz erheblich herabzudrücken, so daß bedeutende Ersparnisse zu erzielen sind und trotzdem die Reisedauer des Gutes erheblich verkürzt wird.

96. Eisenbahn und Kraftwagen. Von Geheimrat v. Kienitz, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E.-B. 1925, Nr. 51, S. 1433—1436. Bezugnehmend auf den in Nr. 49 ders. Zeitschr. von Reichsbahnrat Burger veröffentlichten Aufsatz über die Frage, welche Forderungen die Reichsbahn hinsichtlich der Kraftwagenbesteuerung stellen solle, weist Verfasser nach, daß die Eisenbahnen einen unmittelbaren Anspruch gegen die Kraftwagen, daß diese irgendwelche Beschränkung oder Belastung ihres Betriebes auf sich nehmen müßten, nicht haben. Anschließend wird die Art der Besteuerung der Kraftwagen in dem Sinne behandelt, daß dem Staat sowohl die Erhaltung und Ergänzung seines Straßennetzes, wie auch die Gewähr für seine Eisenbahnen gesichert bleibt.

97. Verkehrszählung auf den Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. L. Jänecke, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E.-B. 1925, Nr. 51, S. 1423—1426 m. 4 Abb. u. 1 Tafel. Zahlenmäßig genaue Unterlagen für die Belastung der einzelnen Strecken und Stationen, den Zu- und Abgang zu den Bahnhöfen, die Verkehrsschwankungen zu den verschiedenen Tagesstunden und den Umsteigeverkehr von der Stadtbahn zum Ring. Diese Feststellungen waren für die Betriebsführung, Tarifbildung usw. sowohl, wie als Vorarbeit für die Elektrisierung erforderlich. Es wird die Durchführung der Verkehrszählung durch besondere Zählkarten beschrieben; ihre Ergebnisse sind graphisch wiedergegeben.

98. Güterumschlag-Verkehrswoche Düsseldorf-Köln, v. 21.—26. Sept. 1925. Von Reg.-Baumeister Prcygode. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 23, S. 507—512 m. 3 Abb. Kurze Wiedergabe der auf der Verkehrswoche gehaltenen Vorträge. Prof. Dr. Helm, Berlin: Technische und wirtschaftliche Fragen des Umschlagverkehrs. Bergass. Rath, Essen: Anforderungen des Massengüterverkehrs an die Reichsbahn. Reichsbahndir. Dr. Spieß, Berlin: Bedeutung der Rückfracht für die einzelnen Verkehrsmittel. Dr. Kayser, Beuel: Die Bedeutung der Transportgefäße für die Industrie der Steine und Erden. Der Güterumschlagverkehr einzelner Binnen- und Seehäfen, der Kraftwagen im Stückgutverkehr, Bahnspedition, Tarifgestaltung, Zusammenarbeit von Klein- und Straßenbahnen u. a. m.

D HR AG

Deutsche Hume Röhren

AKTIENGESELLSCHAFT

Fernsprecher: Steinplatz 11652 — Berlin W 50, Ansbacher Straße 55 — Fernsprecher: Steinplatz 11652

Röhrenwerk Dobrilugk, Fernsprecher Nr. 104

Betonrohre im Schleuderverfahren hergestellt

(Patente in allen Kulturstaaten), mit und ohne Eisenbewehrung, 10 bis 100 cm weit, 50 bis 300 cm lang, gegen schädliche Wasser geschützt, größte Dichtigkeit und Festigkeit, einfache Verlegung

Eisenbetondruckrohre

für Wasser- und Abwasserdruckleitungen, Wasserkraftanlagen, landwirtschaftliche Beregnungsanlagen, hydraulische Abführung von Braunkohlenasche u. dgl. für einen

Wasserdruck bis 67 m bei 3facher Sicherheit

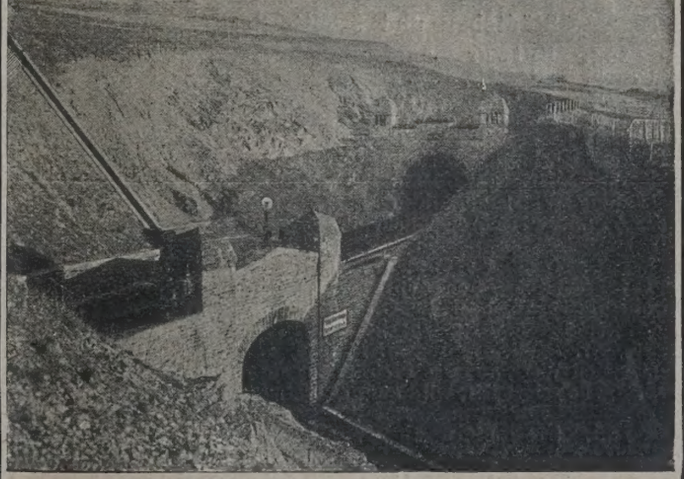
Betonrohre, Schachtringe, Abzweige für Kanalisation
Betonrohre mit Steinzeugrohrauskleidung
für saure und alkalische Wässer, oder mit Schmelzzement hergestellt für Sulfatwässer
Halbrohre für off. Gerinne
Anschlagsäulen, Transformatorenhäuschen mit Türen

Große Kostenersparnis!

Habermann & Guckes–Liebold A.-G.

Berlin

Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Zweigleisiger Giersbergtunnel bei Siegen

Bauausführungen jeder Art im

Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau

Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten / Silos D.R.P. / Wohnhausbauten

99. Die dynamischen Grundlagen für die Kostenberechnung der Dampfzüge. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrstechn. Woche 1925, Heft 51, S. 817—820 m. 2 Taf. Das in Heft 44 dies. Jahrg. veröffentlichte Verfahren erfährt durch die folgenden Ausführungen eine Vereinfachung, und zwar dadurch, daß man die s/V-Linie unter gänzlicher Ausschaltung der Zugkraftlinie, die auch für die Ermittlung der Lokomotivarbeit entbehrlich ist, aufzeichnet, so daß es gelingt, das gesamte dynamische Problem in einfachster und einheitlicher Weise zu lösen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

100. Rechentafeln für Eisenbetonkonstruktionen. Von Dr. Vieser, Wien. Beton u. Eisen 1925, Heft 24, S. 398—403 m. 6 Tafeln. Unter Zugrundelegung der amtlichen Vorschriften und Vernachlässigung der Zugzone im Beton werden 6 Tafeln sowohl zur Bemessung als auch zur Spannungsberechnung wiedergegeben. Die erste Doppeltafel ist für Plattenbalken, die zweite für Rechteckquerschnitte mit doppelter Bewehrung und die dritte für ausmittigen Druck aufgestellt.

101. Eisenbeton als Schwellenmaterial im Hauptbahnbetriebe. Von Dr.-Ing. R. Kraus, Cüstrin. Bautechnik 1925, Nr. 53, S. 744—756 m. 7 Abb. u. 14 Tab. Verfasser behandelt ausführlich die bisherige Entwicklung der Eisenbetonschwelle und kommt ganz allgemein zu dem Schluß, daß der Verwendungsbereich der Eisenbetonschwelle in ihren heutigen Ausführungsformen auf Grund theoretischer Untersuchung ihre statischen und dynamischen Widerstandsfähigkeit, ihre Einwirkung auf Bettung, Schiene und Verkehrsmittel sowie auf Grund der bisherigen Beobachtungsergebnisse vorläufig auf das Gebiet der Neben-, Klein- und Straßenbahnen beschränkt ist. Es werden Wege gezeigt, auf denen sich die praktischen Versuche zur Lösung des ganzen noch offenstehenden Fragenkomplexes bewegen müssen.

102. Das neue städtische Flußbad in der Fulda zu Kassel. Von Regsbmstr. Kropf, Kassel. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 101, Konstruktion u. Bauausführung, Nr. 26, S. 201—203 m. 11 Abb. Das in Eisenbeton errichtete Flußbad mit freiem Durchgang des Wassers wird einschließlich der Gesamtanlage, des Verwaltungs- und Wirtschaftsgebäudes, der Zellenanlagen usw. beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

103. Reiseeindrücke aus dem amerikanischen Eisenbau. Von Obering. Schellewald. Bauingenieur 1925, Heft 38, S. 1031 bis 1034. Die Entwicklung des Eisenbrücken- und Eisenhochbaues; der Einfluß der Massenfabrikation auf die Konstruktion; die Löhne. Die Leistungsfähigkeit der Eisenwerke. Zusammenarbeiten von Werkstatt und technischem Büro. Die Montage.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

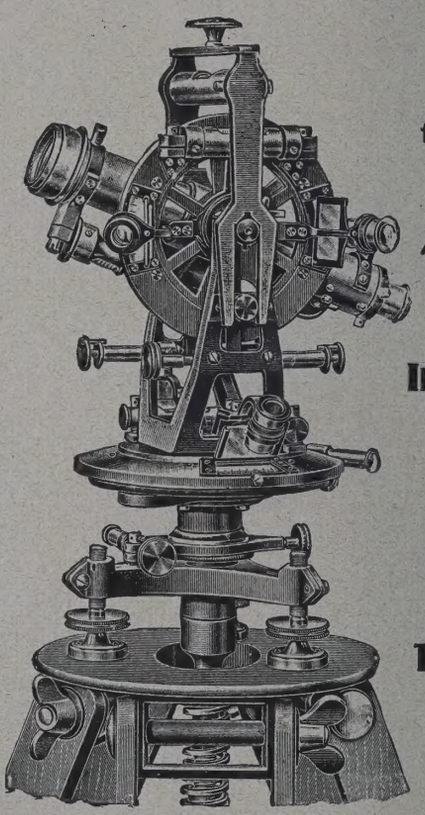
104. Entwurf zum Bebauungsplan von Wetzlar. Von Arch. F. Roeckle, Reg. Baurat a. D. Gerteis, Arch. K. Blattner. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 102/103, Stadt u. Siedlung, Nr. 26, S. 201—203 m. 6 Abb. Es wird der mit dem 2. Preis ausgezeichnete Entwurf auszugsweise veröffentlicht. Berücksichtigung der Schiffahrtsstraße nach dem Rhein, Kanalisierung der Lahn und der Dill, Schiffahrtsschleuse und Kraftwerk, Hafenanlage innerhalb der Stadt, Eisenbahnverbindung Wetzlar-Frankfurt a. M., Verschiebebahnhof, Industriegelände und dessen Aufschließung.

105. Ideenwettbewerb für die städtebauliche Umgestaltung des Theaterplatz-Gebietes in Verbindung mit einem Hotelneubau in Chemnitz. Von Stadtbaurat F. Otto, Chemnitz. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 102/103, Baukunst u. Schwesterkünste, Nr. 13, S. 97—103 m. 15 Abb. Mit Rücksicht auf den entscheidenden Wert, den das Preisgericht auf die städtebauliche Lösung der Aufgabe gelegt hat, wird auf den Bericht verwiesen.

106. Städtebau in den Vereinigten Staaten. Nach d. Vortrage v. Mag.-Oberbaurat Dr. Heiligenthal. Mittl. d. Arch.- u. Ing.-Vereines Berlin Nr. 15. Dtsch. Bauwesen 1925, Nr. 24. Stadtverwaltung und Städtebau liegen in den Vereinigten Staaten in der Hand der einzelnen Städte; daher verschiedene städtebauliche Entwicklung. Die Maßnahmen zur Behebung der durch Hochhäuser und Kraftwagenverkehr entstandenen Verkehrsschwierigkeiten werden kurz berichtet. Die großzügige Anlage von Grünflächen in den Großstädten, die augenblicklichen Wohnverhältnisse, der Einfluß des für Amerika glücklichen Ausganges des Weltkrieges auf Wohnungsbau und Wohnungsnot.

Metallfensterfabrik G.m.b.H.
LEIPZIG-PLAGWITZ

Kittlose Oberlichte
Dachentlüfter, Shedrinnen, Schmiedeeiserne Fenster.


Seit 75 Jahren fertigen wir in erstklassiger Ausführung
Nivellier-Instrumente
Theodolite
Tachymeter
OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9
Soeben erschien:
Private und gewerbliche Garagen
Ein praktischer Ratgeber
bei Planung und Bau von Garagenanlagen
von
Dr.-Ing. Richard Koch
Berlin
72 Seiten mit 50 Abbildungen
Preis 3 RM

107. Verkehrsstudien in London. Von Dr. Dr. K. Späth, Stuttgart. Verkehrstechnik 1925, Heft 51, S. 973—976 m. 11. Abb. Auf Grund einer Studienreise nach London wird die Abwicklung des allgemeinen Straßenverkehrs geschildert, sowie die verschiedenen Verkehrseinrichtungen, wie Inseln, Fußgängertunnels, Sicherheitsstreifen, Tankstellen, außerdem die Verkehrsmittel, wie Eisenbahnen, Untergrundbahnen, Straßenbahnen und Kraftomnibusse.

108. Die verkehrs- und städtebaulichen Aufgaben der Städte und Ortschaften im Zeichen des wachsenden Kraftwagenverkehrs. Von Geheimrat Prof. Dr.-Ing. Brix, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 50, S. 957—958. Verschiedene Straßenarten. Befestigungsweisen der Verkehrsstraßen. Verkehrs- und städtebauliche Aufgaben. Durchgangsstraßen. Änderungen an bestehenden Straßen infolge der Verkehrsanforderungen. Durchbrüche. Parallelstraßen. Einbahnstraßenpaare; städtebauliche Rücksichten hierbei. Randstraße. Umführungsstraße; deren Zusammenhang mit anderen Verkehrsanlagen und der Ortserweiterung.

109. Neue Vorschriften für Bau und Betrieb von Grundstückentwässerungsanlagen. Von Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha. Dtsch. Bztg. 1925, Nr. 100, Bauwirtschaft und Baurecht, Nr. 13, S. 88—89. Verfasser gibt zunächst einen kurzen geschichtlichen Rückblick auf die Entwicklung der Vorschriften für eine planmäßige Ausführung und den Betrieb einheitlicher Stadtentwässerungsanlagen wieder und teilt den vom Arbeitsausschuß der Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte aufgestellten Entwurf der technischen Vorschriften mit.

110. Laboratoriumsversuche über den anaeroben Abbau des Klärschlammes. Mittlg. d. Emschergenossenschaft Essen. Von Dr. Bach. Gesundh. Ing. 1925, Heft 51, S. 641—647 m. 8 Abb. 1. Teil. Es werden die Ergebnisse einiger, zum Teil noch nicht abgeschlossener Untersuchungen mitgeteilt. Diese Versuche bezwecken die Ermittlung der Ausfaulgeschwindigkeit des Klärschlammes ohne und mit künstlicher Bewegung, ohne und mit Zusatz von Impfschlamm, die Feststellung der beim Zersetzungsprozesse des Klärschlammes anfallenden Gase nach Menge und Zusammensetzung sowie die Klärung der Frage, wieweit die Mineralisierung des Klärschlammes aus städtischen Abwässern durch den Ausfaulprozeß getrieben werden kann.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

111. Die richtige Auswahl der Verkehrslinien bei großen Straßenbahnnetzen. Von Dr.-Ing. Alex. Patz, Budapest. Verkehrstechnik 1925, Heft 50, S. 958—962, Heft 51, S. 977—983 m. 8 Abb. u. 3 Tab. Es wird theoretisch und durch Beispiele bewiesen, daß durch Änderung der Verkehrslinien die leeren Platzkilometer bezw. die Zahl der Umsteigungen vermindert, also der Verkehr in wirtschaftlicher Weise, wie auch vom Gesichtspunkt der Reisebequemlichkeit aus, verbessert werden kann.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen — Rechtsfragen — Wirtschaftliches.

112. Die Heranziehung von Nichtgenossen zu den Lasten der Wassergenossenschaften. Von Dr. L. Sternberg, Berlin. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 12, S. 262/263. Verfasser führt die jüngste Entscheidung des 5 wasserrechtlichen Senats des Preußischen Oberverwaltungsgerichtes an, wonach der Senat die Feststellung der Beitragspflicht auch der Nichtgenossen durch Richterspruch verlangt.

113. Zur Frage der Gemeinnützigkeit bei konkurrierenden Wasserkraftplanungen. Von Dr.Ing. Leiner, München. Dtsch. Wasserwirtsch. 1925, Nr. 12, S. 259—262 mit einer Entgegnung von Vizepräsident Schlegelberger. Der Behandlung der obigen Frage liegt ein besonderer Fall der Praxis zu Grunde; es handelt sich dabei um Verwertung und Verteilung von Energie, um Aufnahmefähigkeit im Verhältnis zu Energiepreisen und um Importfähigkeit im Verhältnis zu Energiepreisen. Ferner geht Verfasser auf die Notwendigkeit von Spezialsachverständigen bei den Verleihungsbehörden, insbesondere bei der Beschwerdeinstanz ein.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Vor kurzem erschien:

Die Statik des ebenen Tragwerkes

Von

Martin Grüning

ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

713 Seiten mit 434 Textabbildungen. 1925

Gebunden 45 RM.

Das vorliegende, aus der Lehrtätigkeit des Verfassers erwachsene Buch gründet den folgerichtigen Aufbau der Statik auf dem Prinzip der virtuellen Verrückungen. Es entwickelt die Methoden der Berechnung für das Fachwerk und Stabwerk gemeinsam und trennt beide Systeme nur in der Ausführung der Rechnung. Die in der Praxis gebräuchlichen Bauarten werden als Beispiele behandelt. Die beiden letzten Teile bringen neue Untersuchungen über statisch unbestimmte Systeme höheren Grades teils durch Aufstellung eingliedriger Elastizitätsgleichungen, teils durch Lösung von Differenzgleichungen.

Vor kurzem erschien:

Statik für den Eisen- und Maschinenbau

Von

Dr.-Ing. Georg Unold

Professor an der Staatl. Gewerbe-Akademie in Chemnitz

350 Seiten mit 606 Textabbildungen. 1925

Gebunden 22.50 RM.

Auf der Grundlage der als bekannt vorausgesetzten allgemeinen Statik werden die neueren Verfahren der einfachen und schwierigeren Aufgaben aus der gesamten Eisenbaustatik entwickelt und an vielen durchgerechneten Zahlenbeispielen erläutert. Daneben findet die Baustatik Anwendung auf Maschinenrahmen, Schwungräder und andere Aufgaben aus dem Maschinenbau.

Aus dem Inhalt:

I. Die Lehrsätze der allgemeinen Statik. II. Kräftewirkung und Beanspruchung statisch bestimmter ebener Gebilde. III. Die elastische Formänderung statisch bestimmter ebener Gebilde. IV. Statisch unbestimmte ebene Gebilde.

Vor kurzem erschien:

Statik der Bodenkonstruktion der Schiffe

Von

Dr.-Ing. Walter Schilling

192 Seiten mit 64 Textabbildungen. 1925

Preis 15 RM.; gebunden 16.50 RM.

Die Bedeutung der Statik innerhalb des Gebietes der Schiffsfestigkeit, die in diesem Buche behandelt wird, ist in der Literatur bisher nur wenig bearbeitet worden. Die vorliegende Arbeit bringt nach eingehender theoretischer Begründung verschiedener Belastungsfälle Beispiele aus der Praxis, die für den Schiffbauingenieur wichtig sind. Durch die besondere Behandlung, die die Theorie der Rahmenkonstruktionen und Trägerroste hier erfährt, ist das Buch auch für Dockbauer und Eisenbetonfachleute von Bedeutung.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

115. Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Bautechnik 1926, Heft 2, S. 22—25 m. 5 Abb. Veranlassung zu den Versuchen hat der Entwurf einer Verladeanlage auf Spitzbergen gegeben. Es wird die Durchführung der Frostversuche mit Mörtel- und Betonproben beschrieben. Sämtliche Versuchsreihen wurden mit und ohne Si-Stoffzusatz durchgeführt; er hat in allen Fällen festigkeitsmindernden Einfluß ausgeübt. Der Frosteinfluß, das plötzliche Gefrieren und rasches wiederholtes Auftauen hat den nur drei Tage vorerhärteten Würfel nur unwesentlich, den sieben Tage vorerhärteten gar nicht geschadet. Verfasser weist aber selbst auf den Unterschied der Frostversuche in geschützten Räumen und solchen an Bauwerken im Freien besonders hin.

116. Basalt als Zuschlag zum Beton. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1925, Nr. 52, S. 1061—1063. Verfasser mahnt bei der Verarbeitung von Basalt in Gestalt von Schotter, Splitt, Grus oder Quetschsand zur Vorsicht; im besonderen weist er auf die nachteiligen Folgen von zuviel feinen Teilen im Basalt und von verunreinigtem Basalt hin. In diesem Zusammenhange werden die schon vor Jahren, einschlägigen Versuche erwähnt, die einmal 1908 im Auftrage des Deutsch. Aussch. f. E. B. in Stuttgart, zum anderen im Anschluß an einen Brückeneinsturz und einen Deckeneinsturz daselbst durchgeführt worden sind.

117. Bestimmung von hygroskopischem Wasser, Hydratwasser und Kohlensäure im Traß. Von Regierungsbaurat C. Rothert. Zement 1925, Nr. 52, S. 1055—1056. Mittlg. a. d. Staatl. Materialprüfungsanstalt Darmstadt. Bezugnehmend auf die vom Verband für die Materialprüfung der Technik angenommenen „Grundsätze für die Prüfung von Traß" erörtert Verfasser die Notwendigkeit einer neuen Methode mindestens für die einwandfreie Bestimmung des Hydratwassers bei Einbeziehung auch des bayerischen Trasses in die „Grundsätze", und gibt eine solche ausgearbeitete und erprobte Methode zur Bestimmung des hygroskopischen Wassers, des Hydratwassers und der Kohlensäure wieder.

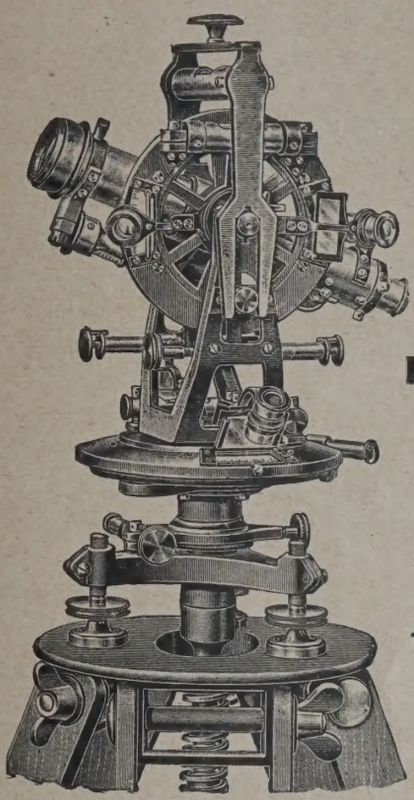
118. Das Wesen des neuen Baustahls St. 48 und seine wirtschaftliche Bedeutung im Brückenbau und Hochbau. Mittlg. d. Arch.- u. Ing.-V., Berlin 1926. Nr. 1, Dtsch. Bauwesen. Nach kurzer Berichterstattung der geschichtlichen Entwicklung wird der Umfang der bisherigen Verwendung zahlenmäßig wiedergegeben. Seit einem Jahr ist der neue Baustahl im Bereiche der Reichsbahn an etwa 50 Brückenbauten mit gutem Erfolge erprobt worden. Die wirtschaftliche Bedeutung beruht auf der Ersparnis an Eisengewicht nach den Erhebungen der Reichsbahn bei kleineren Stützweiten von 13 bis 18%, bei mittleren Stützweiten bis 21%. Bei der im nächsten Jahre aufzustellenden Rheinbrücke bei Duisburg von 189 m größter Spannweite werden 2700 t Eisen (30%) erspart.

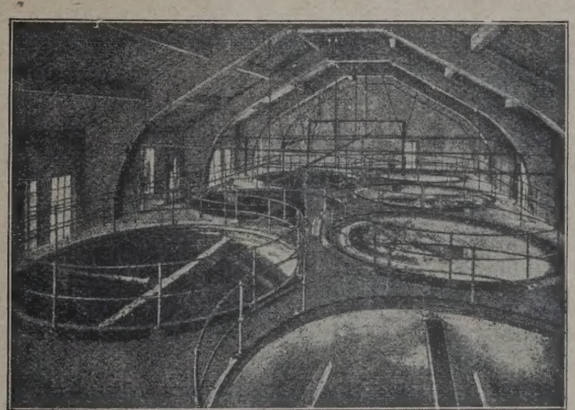
119. Über Materialprüfung. Von Dr.-Ing. W. Grün, Frankfurt a. M. VDI. 1926, Nr. 1, S. 9—12 m. 8 Abb. Aus der Erklärung der Elastizitätsgrenze und aus sachlich praktischen Gründen lehnt der Verfasser die Annahme einer bleibenden Elastizitätsgrenze ab; es gibt nur eine durch die Belastung selbst erzeugte veränderliche Elastizitätsgrenze. Die Aufstellung einer dynamischen Recklinie wird gefordert. Es wird eine kennzeichnende Fläche für die durch die bleibende Dehnung hervorgerufene, innere Formänderungsarbeit bei wiederholter Belastung aufgestellt. Die Kenntnis der gesamten Dehnungslinie des Werkstoffes, eine Schaulinie für die bleibende Dehnung, sowohl für einmalige als auch für vielfach wiederholte Belastung ist für den Konstrukteur erforderlich.

120. Unterricht im Materialprüfungswesen. Von R. Baumann, Stuttgart. VDI. 1926, Nr. 1, S. 13—15 m. 10 Abb. Mittlg. a. d. Materialprüfungsanstalt Stuttgart. Unterricht und Arbeiten für die Industrie sind in Stuttgart wegen Geheimhaltung und zuverlässiger Messung scharf getrennt. Selbst durchgeführte Versuche lassen den Studierenden die mechanischen Eigenschaften des Baustoffes unter den wesentlichen Verhältnissen ins Bewußtsein übergehen. Durch Unterteilung des Stoffes wird die Reichhaltigkeit erhöht und Verständnis für die üblichen Schwankungen erweckt. Der Plan für die metallographischen Übungen und die Übungen für Bauingenieure im W.S. 1924/25 werden kurz geschildert.

Baumaschinen und Förderanlagen.

121. Über Baukrane. Von Dipl.-Ing. W. Lattmann, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 1, S. 8—10 m. 5 Abb. Es werden eine große Reihe von Kranen hinsichtlich ihrer Verwendungsmöglichkeit bzw. ihrer Wirtschaftlichkeit sowie ihrer Konstruktion und ihres Betriebes miteinander verglichen.


Selt
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung
Nivellier-
Instrumente
Theodolite
Tachymeter
OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

DYWIDAG
DYCKERHOFF & WIDMANN A.G.
gegr. 1865

Gärhalle der Sulfitspritfabrik „Feldmühle", Odermünde
BAUUNTERNEHMUNG
ZEMENTWAREN-FABRIKEN
Stammhaus Biebrich a. Rh.
Niederlassungen und Interessengemeinschaften an den wichtigsten Plätzen des In- und Auslandes

122. Die Bedeutung der Elektrospeicherfahrzeuge in der Verkehrstechnik. Von Studienrat Dipl.-Ing. H. R. Müller, Berlin. Verkehrst. 1926, Heft 1, S. 4—8. Es werden an zwei Beispielen drei Vorteile der elektrischen Fahrzeuge mit Batteriespeisung gezeigt und auf ihre Bedeutung für den Personenverkehr und in Großstädten hingewiesen.

Statik und Festigkeitslehre.

123. Die gleichförmige belastete, in gleichen Abständen unterstützte Gerade der allseitig unendlichen Platte und deren Anwendung in der strengen Theorie der trägerlosen (Pilz-)decken. Von Dr.-Ing. K. Frey, Hannover. Bauingenieur 1926, Heft 2, S. 21—26 m. 4 Abb. Berechnung einer sog. „Urtabelle" unter Zugrundelegung unendlicher Reihen für die elastischen Wirkungen der durch den Titel gekennzeichneten Liniengewichtsgruppe. Berechnung des Hauptproblems der Pilzdeckentheorie für beliebige Seitenverhältnisse des Gitters durch einfache Addition der Wirkungen der unendlich vielen Gleichgewichtsgruppen. Behandlung der Belastungsfälle der allseitig unendlichen Platte und des beiderseits freigelagerten Plattenstreifens mittels der Theorie des durchlaufenden Trägers.

124. Kritik der auf die gegliederten Druckstäbe bezüglichen Preußischen Hochbaubestimmungen vom Jahre 1925. Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. Bauingenieur 1926, Heft 1, S. 15—16 m. 4 Abb. Es wird vorgeschlagen, in den Hochbaubestimmungen über gegliederte Druckstäbe Zusätze aufzunehmen, die sich auf die aus Doppelwinkeln und den üblichen Futterstücken bestehenden Stäbe, auf das Trägheitsmoment des Gesamtstabes in Beziehung zum Abstand der Einzelstäbe und auf die Anwendung der Krohnschen Formel beziehen.

125. Zur Kippsicherheit. Von Prof. Dr.-Ing. Max Möller. Bautechn. Mittlg. 1925, Heft 9/10, S. 57—58 m. Abb. Die Materialsicherheitszahl; die Kippsicherheitszahl; Forderungen in bezug auf Kippsicherheit.

126. Beitrag zur Frage des passiven Erddruckes. Von Dipl.-Ing. A. Streck, Hannover. Bauingenieur 1926, Heft 1, S. 1—3, Heft 2, S. 32—37 m. 14 Abb. Anknüpfend an die bisherigen Ergebnisse der von Francius unternommenen Versuche über den passiven Erddruck wird ein neuer Vorschlag für die Berechnung des Erddruckes gemacht, der für den passiven Erddruck auf eine senkrechte Druckwand zahlenmäßig entwickelt wird. Für glatte Druckwand ist hierbei die gebräuchliche Annahme ebener Gleitflächen beibehalten, während für die Erfassung der bei rauher Wand beobachteten gekrümmten Gleitfläche einfache Annahmen gemacht werden. Als Beweisführung für das Vorhandensein einer gekrümmten Gleitfläche werden auch einige Versuchsergebnisse anderer Forscher mitgeteilt. Des weiteren werden die Ergebnisse der gebräuchlichen Berechnungsweise mit den nach dem Vorschlage des Verfassers erhaltenen Werten verglichen.

127. Die Hilfsmittel des modernen Statikers. Von Dr.-Ing. G. Worch, Darmstadt. Beton und Eisen 1926, Heft 1, S. 10—17 m. 6 Abb. Es wird ein Überblick über die der Erleichterung der am häufigsten vorkommenden Rechnungen dienenden Hilfsmittel gegeben. Rechenschieberoperationen, die Anwendung der Zimmermannschen Rechentafel, der Rechenmaschinen. Der Gebrauch von Hilfsmitteln für statische Berechnung; die Monographie, die Determinantenrechnung, die Differenzengleichungen, die graphische Lösung von Gleichungen höheren Grades nach dem Verfahren von Lill, Horner und Halley; Beispiele.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

128. Der Eisenbahnbrückenbau im Jahre 1925. Von Dr. Dr. e. h. Schaper. Bautechnik 1926, Heft 2, S. 21. Es werden die im Jahre 1925 durchgeführten zahlreichen Versuche auf dem Gebiete des Brückenbaues, die Brückenverstärkungen, der Ersatz eiserner Brücken durch steinerne, Eisenbrückenneubauten, die neuen Vorschriften bzw. Grundlagen für die Berechnung und den Entwurf eiserner Eisenbahnbrücken kurz zusammengestellt.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

Unentgeltlich und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigen Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
Sortiments-Abteilung
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachl. Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

e) Eiserne Brücken.

129. Neubau der Mainbrücke bei Klein-Auheim. Von Dr. O. Gliß, Mainz. Bautechnik 1926, Heft 1, S. 2—4 m. 9 Abb. Die neue eiserne Mainbrücke, fünf Trapezträger mit je acht Feldern, eine Stützweite von 45,8 m und 4,6 m lichtem Raumprofil, wird näher beschrieben. Im besonderen findet die mit Rücksicht auf die Erhaltung des Schiffs- und Eisenbahnverkehrs bemerkenswerte Bauausführung ausführliche Behandlung. Die Ersparnis infolge Verwendung von St. 48 gegenüber Flußeisen an Gewicht beträgt 21,43% und an Kosten 8%.

130. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Reichsbahnrat Zwach, Stendal. Verkehrst. Woche 1925, Heft 52, S. 835—839 m. 10 Abb. Schluß. Fortsetzend behandelt Verfasser zunächst die Baustelleneinrichtung, und dann ausführlich die Ausführung der Land- und Strompfeilerkonstruktion, das Absenken der Senkkästen von geschütteten Inseln aus für die Strompfeiler in geringer Tiefe, die Druckluftgründung der Pfeiler in größerer Gründungstiefe, sowie die zur sicheren Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs getroffenen besonderen Maßnahmen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

131. Neubau eines Superphosphatwerkes der Firma G. v. Giesches Erben, Bergwerksgesellschaft in Cawallen-Friedewalde bei Breslau. Von Obering. Dr. E. Wiesner, Breslau. Beton u. Eisen 1926, Heft 1, S. 5—10 m. 30 Abb. Von den Eisenbetonbauwerken der Gesamtanlage, den Kammern, dem Rohphosphatlager und dem Superphosphatlager sind die zum Schutz gegen Einflüsse von Säuren getroffenen Maßnahmen, die Rahmenkonstruktionen der Binder, deren Berechnung und konstruktive Einzelheiten näher beschrieben.

Gründungsarbeiten usw.

132. Erfahrungen mit eisernen Spundwänden. Von Baurat H. Uhlfelder. Bauingenieur 1926, Heft 1, S. 9—11 m. 4 Abb. An Hand einiger ausgeführter Beispiele (Pfeilergründung, Kaimauerbefestigung) erörtert Verfasser die Vorzüge der Verwendung von eisernen Spundbohlen, besonders für die Herstellung von Uferbefestigungen: Billigkeit der Ausführung, vorzüglicher Zusammenschluß der Bohlen miteinander, gute Anpassungsfähigkeit, große Tragfähigkeit, glatte Wandfläche, hohe Widerstandsfähigkeit gegenüber Stößen, Möglichkeit der Auswechslung der einzelnen Bohlen, einer späteren Vertiefung der Hafensohle, der späteren Erhöhung des Ufers, der Beseitigung ohne Materialverlust.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

133. Universalstaurohr des Karlsruher Flußbaulaboratoriums. Von Prof. Dr.-Ing. Rehbock, Karlsruhe. VDI. 1926, Nr. 1, S. 21—24 m. 6 Abb. Beschreibung des im Karlsruher Flußbaulaboratorium verwendeten allseitig einstellbaren Vakuumstaurohres mit Spiegelfadenfeinablesung. Das Staurohr läßt sich in drei zueinander senkrechten Richtungen verschieben und um drei zueinander rechtwinklige Achsen drehen, wobei es innerhalb der gewünschten Grenzen in jede beliebige Lage im Wasserstrom eingestellt werden kann.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

134. Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau, (Gutachten). Der Plan der Kanalisierung der Oder von Breslau bis Fürstenberg bzw. bis zur Mündung der wasserreichen Warthe bei Cüstrin verdient mit Rücksicht auf die hohen jährlichen Betriebs- und Unterhaltungskosten gegenüber dem Ausbau des Staubeckens von Ottmachau nicht den Vorzug, selbst wenn sie der Schiffahrt größere Vorteile bezüglich der Sicherheit und Leistungsfähigkeit bringen sollte. Der Ausbau des Stromes für Niedrigwasser im Zusammenhang mit dem des Staubeckens von Ottmachau kommt als einziges Mittel der Verbesserung der Oderschiffahrtsstraße in Betracht.

135. Vom Dammbau Festland-Sylt. Von Geheimrat Gährs, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 1, S. 14 m. 1 Abb. Es wird die beendete Bauausführung des die Insel mit dem Festland verbindenden, das Gerüst für ein Transportgleis aufnehmenden Schutzwalles beschrieben. Es handelt sich um eine beiderseits durch Steinschüttungen geschützte, 50 cm über normales Hochwasser reichende Spundwand, die von einem zuerst geschlagenen Gerüst aus errichtet worden ist.

136. Der augenblickliche Umfang des Hafens von Marseille und die neuen Erweiterungsprojekte. Von G. Mesnard. Génie Civil 1926, Nr. 2, S. 29—32 m. 5 Abb. Die Notwendigkeit der Erweiterung wird nachgewiesen und das bereits angenommene Projekt ausführlich beschrieben.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Vor kurzem erschien:

Die Brinellsche Kugeldruckprobe

und ihre praktische Anwendung bei der Werkstoffprüfung in Industriebetrieben

Von

P. Wilh. Döhmer

Leiter der Werkstoffprüfabteilung der Schweinfurter Präzisions-Kugellagerfabrik Fichtel & Sachs A. G., Schweinfurt

192 Seiten mit 147 Abbildungen im Text und 42 Zahlentafeln. 1925

Gebunden 18 RM

Die Brinellsche Kugeldruckprobe hat durch ihre ungewöhnlich einfache Durchführung und Zuverlässigkeit in Tausenden von Industriebetrieben bei der Materialprüfung Eingang gefunden. Das Döhmersche Buch bringt in einer vorzüglichen Zusammenstellung alles, was der Betriebsmann über die Anwendung der Brinellschen Kugeldruckprobe im Betriebe und über die zu ihrer Ausführung dienenden Maschinen, Apparate und Messinstrumente wissen muß

137. Versuch der Entwicklung von Grundsätzen für die Planung von Hochseefischereihäfen. Von Regsbmstr. D. Mast. Bauingenieur 1926, Heft 2, S. 26—29. Kritische Betrachtung der wirtschaftlichen Lage der deutschen Hochseefischereien in den Jahren 1919—1923. Theoretische Fassung der gewonnenen Gesichtspunkte und deren Prüfung durch Anwendung auf die deutschen Hochseefischereihäfen.

138. Wasserbauten und elektrische Fernzeigereinrichtungen. Von Ing. P. Gnuschke, Kiel. Werft, Reederei, Hafen 1926, Nr. 1, S. 5—10 m. 14 Abb. An Hand von Skizzen und zahlreichem Bildermaterial wird die bereits früher beim Kaiser-Wilhelm-Kanal zur Verwendung gekommene und neuerdings beim Bau der Södertälje-Kanal-Schleuse erprobte elektrische Übertragung der Tor- und Schützenbewegung, sowie der in Kanal und Schleuse vorhandenen Wasserstände nach dem Manövrierstand beschrieben. Zugleich wird auf die Bedeutung des weiteren Ausbaues dieser automatisch arbeitenden Fernmeldeeinrichtung für die rechtzeitige Anzeige herannahenden Hochwassers hingewiesen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

139. Die Versuchstalsperre von Stevenson Creek (V. St. A.) Von P. Caufourier, Génie Civil 1926, Nr. 1, S. 0—11 m. 12 Abb. Es wird die Berechnung und Konstruktion der amerikanischen Sperrmauer wiedergegeben und das Versuchsprogramm besprochen.

140. Einfaches Verfahren zur Bestimmung der Speicherarbeit. Von Dr.-Ing. v. Gruenewaldt. Bauingenieur 1926, Heft 1, S. 11—15 m. 6 Abb. Die Benutzung der Arbeitslinie (Arbeit als Funktion des Beckeninhalts) ermöglicht eine einfache Lösung der mit der Speicherung in einem Becken zusammenhängenden wasser- und energiewirtschaftlichen Probleme unter Berücksichtigung des veränderlichen Gefälles. Er werden drei Aufgaben teils rein praktisch, teils graphisch und analytisch behandelt, die die Ermittelung der Leistung und der Beckenentnahme in der Zeiteinheit bzw. in bestimmter Zeit bei gegebenem Zufluß, sowie des erforderlichen Inhalts, bzw. der Stauhöhe eines Beckens an gegebener Stelle zum Ausgleich des Zuflusses zur Erzielung einer bestimmten Leistung in einem gegebenen Zeitraum zum Inhalte haben.

141. Wasserversorgung nordamerikanischer Großstädte. Von Stadtbaudirektor Dr. J. Musil, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1925, Heft 51/52, S. 447—453 m. 6 Abb. Die sehr bemerkenswerten Wasserleitungen von New-York, Chicago, St. Louis, Los Angeles und San Francisko werden auf Grund einer Studienreise ausführlich besprochen. Die Wasserversorgung von Los Angeles erfolgt mittels einer 400 km langen Wasserleitung, die das Wasser des Owensflusses abfängt und teils in nicht ausgekleidetem Kanal, teils in betoniertem Kanal, in offenem und bedecktem Kanal, in Stollen, Syphons, Stauseen und Wasserkraftdruckrohrleitungen der Stadt zuführt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

142. Die Kraftwagenstraße. Von Dr.-Ing. R. Schenk, Charlottenburg. Zement 1925, Nr. 52, S. 1063—1066; 1926, Nr. 1, S. 12—14. Fortsetzend bebandelt Verfasser die spezifischen Raddrücke unter Berücksichtigung der Straßenbefestigung und der Bereifungsart; starre Bereifung, elastische Bereifung. Weiterhin werden abschließend die Schub- und Saugkräfte ermittelt. Im folgenden Hauptteil geht Verfasser auf die Gestaltung der Kraftwagenstraße ein.

143. Neue Soliditit-Betonstraßen in Deutschland. Von Dipl.-Ing. E. Horstmann, Heidelberg. Bauingenieur 1926, Heft 2, S. 29—31 m. 3 Abb. Beschreibung der vier größeren Versuchsstrecken auf den Straßen Düsseldorf—Mühlheim/Ruhr, Militär-Ringstraße Köln, München—Tegernsee, Dresden—Pirna, ihrer Herstellungsweise, Behandlung der Materialzusammensetzung, der bisherigen Erfahrungen und der Wirtschaftlichkeit besonders gegenüber den Bitumen- und Asphaltstraßen.

144. Verbesserung chaussierter Stadtstraßen durch Teer und Asphalt. Von Baudir. Dr.-Ing. Maier, Stuttgart. Bauzeitung 1926, Heft 1, S. 5—7. Staubbekämptung auf chaussierten Straßen durch Sulfitablaugen, wasseranziehende Lösungen, Öle und Teeremulsionen stehen im Erfolg hinter der Teerung zurück. Oberflächenteerung eignet sich nur für Straßen mit nicht zu schwerem Verkehr im Gegensatz zum Einguß- oder Tränkungsverfahren. Walzasphalt, ein- und zweischichtig für mittleren und schweren Verkehr bei billiger Herstellung und Unterhaltung. Gußasphalt, Innenteerung und Teersplitt für Gehwege werden kurz erwähnt.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Kalender der Deutschen Funkfreunde 1926

Herausgegeben im Auftrage des
Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V., Berlin
von
Dr.-Ing. Karl Mühlbrett
Technische Staatslehranstalten Hamburg
Ziviling. Friedr. Schmidt
Generalsekretär, Hamburg
Mit einem Geleitwort von
Prof. Dr. A. Esau
Physikalisches Institut Jena,
Präsident des Deutschen Funktechnischen Verbandes e.V.

Zweiter Jahrgang

Gebunden 3.60 RM.

Vorzugspreis für die Mitglieder der dem Deutschen Funktechnischen Verband angeschlossenen Vereine bei Aufgabe einer Sammelbestellung 2.70 RM.

Der im 2. Jahrgang erschienene Kalender ist das vielseitige und wertvolle Nachschlagebuch für jeden Funkfreund; er ist ein unentbehrlicher Ratgeber auf dem umfassenden Gebiet des Radiowesens und berücksichtigt auch die letzten Neuerungen auf diesem Gebiet.

Der Kalender ist mit ausreichendem Schreibpapier versehen, auf dem der Funkfreund seine eigenen Erfahrungen und Ergänzungen zu Papier bringen kann.

Soeben erschien:

Fehlands Ingenieur-Kalender 1926

Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure

Herausgegeben von
Professor P. Gerlach
unter Mitwirkung von

Betriebsdirektor Dipl.-Ing. Erbreich in Tangerhütte, Professor Dipl.-Ing. Coenen, Professor Dr.-Ing. Schimpke, Professor Dr.-Ing. Unold und Professor Dipl.-Ing. Zietemann in Chemnitz.

48. Jahrgang. In zwei Teilen.

I. Teil gebunden, II. Teil geheftet. — Preis 5 RM.

Die gründlich durchgearbeitete Neuausgabe des fast ein halbes Jahrhundert auf dem Schreibtisch tausender Ingenieure und Studenten zu findenden Kalenders entspricht den zurzeit gültigen Bestimmungen und Forschungsergebnissen.

145. Straßenteer oder Erdölbitumen? Von Dr. H. Mallison, Charlottenburg. Verkehrst. 1926, Heft 1, S. 9—10. Es wird ein Vergleich gezogen zwischen Teer und Erdölbitumen für Straßenbauzwecke (Oberflächenbehandlung) unter Berücksichtigung technischer Erfahrungen, und zwar mit dem Ergebnis, den Teer als Straßenbaumaterial in weitestem Maße heranzuziehen und der Anwendung des teueren, ausländischen Bitumens nur insoweit Raum zu geben, als es sich als Zusatzmittel empfiehlt.

146. Eine Straßenabnutzungsformel und ihre praktische Anwendung. Von Regsbaurat Funk, Büdingen. Verkehrst. 1925, Heft 52, S. 1003—1005 m. 3 Tab. Verfasser leitet eine von ihm für chaussierte Fahrbahnen aufgestellte Straßenabnutzungsformel ab und erläutert ihre praktische Anwendung. Die Formeln gelten für den früher normalen Verkehr mit Durchschnittseinzellasten von rd 2 t bei kleinen Geschwindigkeiten von durchschnittlich etwa 6 km/h. Rechnungsbeispiele.

Eisenbahnbau- und -betrieb.

147. Die dynamischen Grundlagen für die Kostenberechnung der Dampfzüge. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1925, Nr. 52, S. 832—835. Schluß. Anschließend wird die Bremsarbeit in Gefällen, diejenige für das Halten und der Kohlenverbrauch bei stark veränderlicher Rostanstrengung behandelt. Es folgt ein ausführliches Berechnungsbeispiel.

148. Zur Kenntnis der Eisenbahnschwellen aus Eisenbeton. Von Prof. Halter, München. Bautechnik 1926, Heft 1, S. 4—6 m. 8 Abb. Im Anschluß an die Behandlung der physikalischen Grundlagen der heute vorherrschenden Oberbautheorie erörtert Verfasser die technisch richtige Form der Eisenbetonschwelle. Bei ihrer Verwendung wird gestampfte oder gewalzte Bettung vorausgesetzt. Abschließend geht Verfasser auf die Art der Schienenbefestigung mit Rücksicht auf ihren Einfluß auf die Dauerhaftigkeit der Schwellen ein.

149. Über die Länge der Querschwellen von Hauptbahnen. Von Ing. Dr. R. Hanker, Wien. Verkehrst. Woche 1925, Heft 52, S. 829—831 m. 5 Abb. Verfasser wendet sich gegen die von Cuénot auf Grund von Versuchen bei den französischen Staatsbahnen mit Holz- und Verbundschwellen aufgestellte Forderung nach Einführung kurzer Schwellen; besonders mit Rücksicht auf die weiter ansteigenden Achsdrücke, auf die Spaltbarkeit des Holzes und ferner auf die notwendige Fernhaltung der Fäulnis des Holzes von den Befestigungsmitteln.

150. Die Beziehungen von Radstand, Raddurchmesser und Spurkranzform zu Rillen- und Spurweite bei Gleiskrümmungen. Von Dir. Thomas, Köln. Verkehrst. 1925, Heft 52, S. 1000—1003 m. 4 Abb. Es werden die für die Berechnung der Spurweite in Krümmungen in Frage kommenden Formeln aufgeführt, die für einen angenommenen Spurkranz bei den genormten Radständen erforderlichen Spurweiten berechnet und hieraus ein Spurkranz ermittelt, der, ohne als Fräser auf die Schiene zu wirken, durch die kleinste zulässige Gleiskrümmung läuft.

151. Das Verhältnis der Deutschen Reichsbahngesellschaft zu den Privateisenbahnen und nebenbahnähnlichen Kleinbahnen nach dem Reichsbahngesetz und in der Praxis. Von Dir. Dr. Pundt, Berlin. Verkehrst. 1925, Heft 52, S. 993—998. Beförderungssteuer, Aufsichtsrecht, Bau neuer Bahnen, Tarife, Verkehrsbeschränkungen, Maßnahmen der Reichsbahngesellschaft zur Durchführung eines die Lebensfähigkeit der Kleinbahnen ernstlich bedrohenden Wettbewerbes.

152. Wirtschaftlichkeit im Zugförderungsdienst. Von Reichsbahnoberrat Mühl, München. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1925, Heft 24, S. 525—530 m. 3 Abb. Verfasser weist bei Behandlung der Beschaffenheit der Betriebsmittel, der Lokomotiven und deren Ausnützung im Betriebe nach, daß durch die neuzeitliche Lokomotivbeschaffung auf den drei Hauptverwendungsgebieten, Sz, Pz und Gz in weitgehendem Maße die technischen Voraussetzungen für die Bildung von wirtschaftlichen Langläufen gegeben sind; ebenso gibt die Brennstoffbeschaffung die Voraussetzungen für Lokomotivlangläufe. Die Unterordnung des Personaldienstes unter den Lok.-Lauf wird gefordert. Abschließend werden die dem Langlauf auf durchgehenden, stark belasteten Hauptbahnstrecken eigenen Vorteile zusammengestellt.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

153. Zu den deutschen Eisenbetonbestimmungen vom September 1925. Von Prof. Löser, Dresden. Beton u. Eisen 1926, Heft 1, S. 1—4. Es werden die neuen Bestimmungen hervorgehoben, die Pflichten der Unternehmungen den Rechten der Baupolizeibehörden gegenübergestellt und abschließend die den Wert der neuen Bestimmungen ausmachenden Folgerungen zusammengestellt.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen über größte Lieferungen an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Glas-Eisen-Beton
Konstruktion
(System Keppler)

Tragfähig, Feuersicher,
Billig, Leicht zu reinigen,
Minimale Unterhaltungskosten,
Kein Anstrich nötig!

DEUTSCHE LUXFER PRISMEN
GES. M. B. H. BERLIN-WEISSENSEE
LEHDERSTRASSE 43.

25 Jahre
Luxfer-Glasbau
1899 1924

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Lebensarbeit in der Industrie
und Aufgaben einer europäischen Arbeitsfront

Von

Dr. jur. et phil. Eugen Rosenstock
Professor der Rechte an der Universität Breslau

94 Seiten. — 4,80 RM

154. Die Flugzeughallen von Villacoublay. Von M. J. Gotteland. Annales des P. et Ch. 1925, V partie technique, S. 169—183 m. 8 Abb. Es werden zwei Eisenbetongewölbedächer von 55 m Spannweite ausführlich beschrieben.

155. Hallenbauten aus Eisenbeton. Bautechn. Mittlg. 1925, Heft 11/12, S. 59—71 m. 19 Abb. Die Geschichte des Eisenbetonhallenbaues wird in Entwicklungsstufen getrennt, deren letztere durch die in der Verwendung hochwertiger Baustoffe, des Gußbetonverfahrens liegenden Errungenschaften gekennzeichnet wird. Rückblickend wird an Hand einer Reihe ausgeführter Beispiele die bisherige Lösung der verschiedenen Aufgaben des Eisenbetonhallenbaues in statischer und konstruktiver Hinsicht behandelt.

156. Ein neues Eisenbetonbausystem. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 3, Konstruktion und Bauausführung, Nr. 1, S. 1—4 m. 6 Abb. Der beschriebene Plattenträger, Patent Schäfer, besteht aus zwei räumlich voneinander getrennten, senkrecht übereinanderliegenden verhältnismäßig dünnen Betonplatten, die lediglich in den seitlichen Längsbegrenzungsebenen mittels Diagonalen aus Stabeisen verbunden sind. Letztere greifen an Gelenkbolzen an, die in den Platten fest verankert sind. Das System verbindet den Vorteil der Vorspannung der in den Betonplatten vorhandenen Eisen- und Stahleinlagen. Es wurden die Anordnung und die Ergebnisse der in der Materialprüfungsanstalt Darmstadt durchgeführten erfolgreichen Versuche wiedergegeben.

157. Die Berechnung und Bewehrung einfacher und umschnürter Eisenbetonsäulen. Von Dr.-Ing. A. Troche, Darmstadt. Bauingenieur 1926, Heft 1, S. 3—8 m. 2 Abb. Angabe eines sehr einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens, mittels dessen man durch wenige Rechenschieberstellungen alle Abmessungen einfacher und spiralarmierter Eisenbetonsäulen so erhält, daß nicht nur alle diesbezüglichen amtlichen Vorschriften von vornherein erfüllt sind, sondern außerdem die in jedem möglichen Fall geringste zulässige Eisenmenge in der günstigsten Aufteilung, also die erreichbar wirtschaftlichste Anordnung sich ergibt. Angabe einfacher und genauer Faustformeln für die erforderlichen Materialmengen für 1 m Säulenlänge. Rechnungsbeispiele.

158. Eisenbetonstützwerk für Aufhöhung einer Straße. Von Michael J. Philipps. (Concrete vom September 1925, S. 39.) Ersatz des Umbaues einer Stützmauer bei Aufhöhung einer städtischen Straße in Südkalifornien durch eine Plattenbalkendecke unter dem Fußweg auf Säulen über der alten Stützmauer und einer Auslegerstützmauer unter dem Bordstein. Verwendung des Raumes unter der Decke als Keller bei Hausbauten. Baukosten 8000 Dollar gegen 50 000 Dollar für den Umbau.

159. Eisenbetonröhren für hohen Druck. Von Major Johnstone-Taylor in England. Concrete vom Juli 1925, S. 29 mit 1 Zeichn. Darstellung des Verfahrens zur Sicherung der für hohen Druck nötigen gleichmäßigen Ganghöhe der Spiralbewehrung und richtigen Lage der Längs- und Spiralbewehrung bei der Herstellung von Eisenbetonröhren im Schleuderverfahren.

160. Stützmauern aus Eisenbetonformsteinen in Stapelverband. Concrete vom Juli 1925, S. 16—17 mit 5 Abb. Formsteine aus Eisenbeton, als Läufer 1,8 und 3,6 m, als Binder 0,9 bis 3,6 m lang, 20 cm hoch und 18 cm breit, in Form breitflanschiger I-Träger, die Binder mit patentgeschützten Köpfen zum formgerechten Eingriff in die Läufer, in Stapelverband ohne Mörtelverbindung. Ausführung bis 15 m Höhe, auch mit Kragträgern statt der Binder für Ladebühnen u. dgl. Keine Gründung und keine besondere Entwässerung erforderlich. Nach Abbruch wieder verwendbar.

161. Ungewöhnliche Dockwandform. Von E. Lee, Heidenreich. Concrete vom August 1925, S. 47 mit 1 Zeichn. und 1 Abb. Dockwände aus Beton 1:3:5 in Kopenhagen bei 7 bis 8 m Wassertiefe unter Wasser nach außen geknickt, im unteren Teil dem Böschungswinkel des festen Lehmbodens angepaßt und durch Zwischenwände ausgesteift, sowie in Abständen von 4 m durch Erdanker aus Eisenbeton in Wasserspiegelhöhe gehalten.

162. Beton-Böschungsbekleidung. Von Earl C. McCain. Concrete vom August 1925, S. 18 u. 20—21 mit 1 Abb. Bekleidung eines 4 km langen Flußufers von 9 bis 12 m Höhe, 1:1½ geneigt, mit Beton, 25 cm stark, der sich gegen eine eiserne Spundwand stützt, in 3 m breiten Streifen mit einem sattelartigen Gelenk an der Grenze des gewachsenen Bodens, um Dammsetzungen unschädlich zu machen, und Berieselung während 28 Tagen Erhärtung mittels gelochter Rohre. Doppelter heißer Schutzanstrich aus 16 Teilen Kohlenteer, 4 Teilen Zement und 3 Teilen Teeröl. Betonfläche 65 000 m², Baukosten 560 000 Dollar.

163. Die Baukontrolle des Betons. Von Ing. H. Held, Nürnberg. Beton u. Eisen 1926, Heft 1, S. 17—18. An Hand einiger Beispiele wendet sich Verfasser gegen die Zuschlagerteilung nach Maßgabe des Mindestbetrages besonders von seiten städtischer und staatlicher Behörden; die Hauptursache von Bauunfällen wird in der Vergebung der Bauarbeiten an kleine, technisch unmöglich leistungsfähige Firmen gesucht.

Betriebswirtschaftliche Zeitfragen

Herausgegeben von der
Gesellschaft für Betriebsforschung E. V. Frankfurt a. M.
(eh. Gesellschaft für wirtsch. Ausbildung)

Soeben erschien:

Drittes Heft

Der organische Aufbau des industriellen Rechnungswesens

insbesondere die Zwei- und Dreiteilung der Abrechnung

Von

Hans Bergmeir

Diplom-Kaufmann

60 Seiten

3,90 RM

Bank- und finanzwirtschaftliche Abhandlungen

Herausgegeben von Professor Dr. W. Prion, Köln

Fünftes Heft

Betriebskalkulationen im Bankgewerbe

Von

Wilhelm Hasenack

Diplom-Kaufmann

144 Seiten

1925

6,30 RM

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

164. Kokskohlenturm von 2000 m² Inhalt. Von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz. Bautechnik 1926, Heft 1, S. 14—16 m. 4 Abb. Beschreibung eines in Flußstahl ausgeführten Behälters für schüttbares Massengut; die Konstruktionsgrundlagen unter Berücksichtigung der Abweichungen von den Rechnungsmaßnahmen durch Änderungen in der Schütthöhe und der Böschungswinkel; Vermeidung der durch sie eintretenden ungünstigen Nebenspannungen.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

165. Die Ausführung von Entwässerungskanälen als Notstandsarbeit. Von Stadtoberbaurat W. Schwaab, Heidelberg. Städt. Tiefbau 1925, Heft 23/24, S. 116—118. Die Ausschreibungsergebnisse, die Bedingungen für die Einstellung, Entlohnung und Entlassung der Arbeiter während der Inflationsjahre und der Umfang der Bauarbeiten im Verhältnis zur steigenden Erwerbslosigkeit unter Berücksichtigung der Kostenfrage werden beschrieben.

166. Über die Kläranlage der Bleicherei und Appreturanstalt A.-G. Offenhausen, Bayer. Schwaben. Von Dipl.-Ing. C. Bochter. Gesundh.-Ing. 1925, Heft 52, S. 658—660 m. 4 Abb. Die beschriebene Einrichtung der Anlage besteht aus einer Mischeinrichtung (Mischgefäß System Braun-Steinle) mit kleinen Rückhaltebecken, einer Vorklärung nach modernem Frischwassersystem, Sedimentationsräumen und Becken und einer biologischen Nachreinigung auf Tropfkörpern. Die gereinigten Abwässer werden durch eine Sickergrube dem Grundwasser wieder zugeführt.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

167. Massenverkehrsmittel in Großstädten und deren Anwendungsgebiete. Von Dir. Dipl.-Ing. Sieber, Nürnberg. Verkehrst. 1925, Heft 52, S. 998—1000. Es werden die Anwendungsgebiete der heutigen Großstadtverkehrsmittel — Autobus, Straßen-, Eisenbahn, Hoch-, Schwebe- oder Untergrundbahn — umgrenzt und deren technische Vor- und Nachteile besprochen.

168. Verkehrsprobleme im untermainischen Wirtschaftsgebiet. Von Dr. E. Kleinstück, Frankfurt a. M. Verkehrst. 1926, Heft 1, S. 1—3 m. 1 Plan. Es werden die als Probleme anzusprechenden Fragen der Personenmassenbeförderung im Nahverkehr innerhalb des untermainischen Wirtschaftsgebietes mit seinem Mittelpunkte Frankfurt in kurzen Umrissen erörtert.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

169. Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken. Von Regsbmstr. Dr. Dr. Randzio, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 1, S. 10 bis 14 m. 20 Abb. In der Behandlung derjenigen Art von Beschädigungen, bei denen diese allmählich eintreten und das Bauwerk trotzdem wenigstens teilweise betriebsfähig bleibt, führt Verfasser die apulische Wasserleitung in Süditalien, den Aquedotto Pugliese, mit 1600 km Länge und einer Wassermenge von 5,5³ m/sec an. Soweit diese Leitung als Stollen das Appenninenmassiv durchquert, sind infolge des Verhaltens des anstehenden Tongesteins Zerstörungen im Mauerwerk eingetreten, dessen Wiederherstellung ausführlich beschrieben wird.

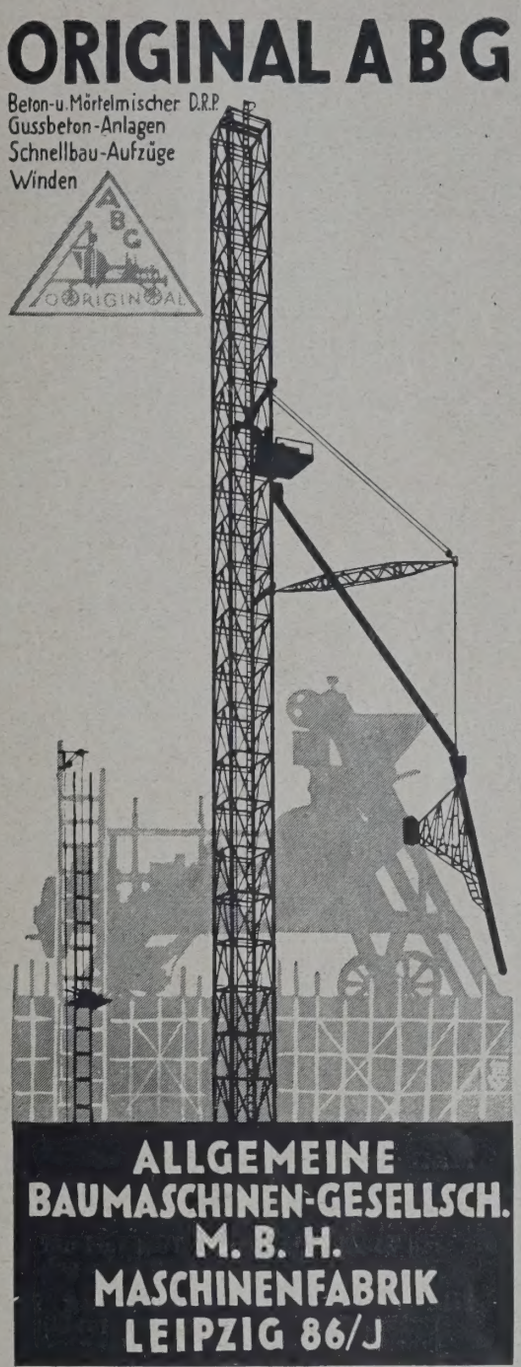
Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

170. Eine neue „Anstelligkeitsprobe". Aus dem Psychotechnischen Institut an der Technischen Hochschule zu Dresden. Von Prof. W. Blumenfeld, Dresden. Industr. Psychotechnik 1925, Heft 12, S. 353—359 m. 9 Abb. Als Verfahren zur Untersuchung der Anstelligkeit wird die Demontage und Montage kompliziert zusammengesetzter räumlicher Gebilde empfohlen. Die quantitativen und qualitativen Ergebnisse an 832 Volksschülern bei Versuchen mit zwei entsprechend gebauten Hohlwürfeln werden mitgeteilt und diskutiert.

171. Staffeltarife, insbesondere Seehafentarife und Binnenumschlagstarife. Von Reichsbahnoberrat Dyes, Frankfurt a. M. Ztg. d. V. dtsch. E. B. 1925, Nr. 53, S. 1471—1476. Die Einführung von Ausnahmetarifen nach Verreichlichung der Eisenbahnen. Die für die Aufstellung von Ausnahmetarifen maßgebenden Gesichtspunkte. Die Seeausnahmetarife; Binnenumschlagstarife während der Besetzung von Rhein und Ruhr. Begünstigung der Binnenschiffahrt durch Staffelung in der Kohlentarifierung. Das Verhältnis der Reichsbahntarifpolitik zur Binnenschiffahrt.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —



VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W 9

Soeben erschien:

Einführung in die Organisation von Maschinenfabriken

unter besonderer Berücksichtigung der Selbstkostenberechnung

Von

Dipl.-Ing. Friedrich Meyenberg, Berlin

Dritte, umgearbeitete und stark erweiterte Auflage

384 Seiten. Gebunden 18 RM

Das seinerzeit von der Fachwelt mit großem Beifall aufgenommene Werk erscheint fast in der alten Gliederung, aber unter Ausnutzung der gerade auf diesem Gebiete in den letzten Jahren gemachten Erfahrungen in so umgearbeiteter Form, daß von einem völlig neuen Buche gesprochen werden kann. Die Abschnitte II „Die Vorbereitung der Auftragsausführung" und IV „Das Abrechnungswesen" sind in der inneren Gliederung unter Benutzung neuzeitlicher Forschungen auf diesen Teilgebieten in weitem Umfange umgestaltet.

Fabrikorganisation, Fabrikbuchführung und Selbstkostenberechnung der Lud. Loewe & Co. A.-G., Berlin. Mit Genehmigung der Direktion zusammengestellt und erläutert von **J. Lilienthal.** Dritte, von **Wilhelm Müller** revidierte und ergänzte Auflage. Mit einem Geleitwort von Dr.-Ing. G. Schlesinger, Professor an der Technischen Hochschule Berlin. 210 Seiten mit 133 Formularen. 1925. Gebunden 18 RM.

Über die Eingliederung der Normungsarbeit in die Organisation einer Maschinenfabrik. Von Dipl.-Ing. **Friedr. Meyenberg**, Berlin. 73 Seiten. 1924. 3,30 RM.

Mathematisch - graphische Untersuchungen über die Rentabilitätsverhältnisse des Fabrikbetriebes. Von **Reinhardt Hildebrandt**, Ingenieur. 86 Seiten mit 31 Abbildungen im Text und auf 7 Tafeln. 1925. 5,10 RM.; geb. 6,60 RM.

Die Selbstkostenberechnung im Fabrikbetriebe. Eine auf praktischen Erfahrungen beruhende Anleitung, die Selbstkosten in Fabrikbetrieben auf buchhalterischer Grundlage zutreffend zu ermitteln. Von **O. Laschinski.** Dritte, vollständig umgearbeitete Auflage. 144 Seiten. 1923. 3,50 RM.; geb. 4,50 RM.

Grundlagen der Betriebsrechnung in Maschinenbauanstalten. Von **Herbert Peiser**, Direktor der Berlin-Anhaltischen Maschinenbau-Aktiengesellschaft. Zweite, erheblich erweiterte Auflage. 222 Seiten mit 5 Textabbildungen. 1923. 6,60 RM.; geb. 8 RM.

Werkstättenbuchführung für moderne Fabrikbetriebe. Von **C. M. Lewin**, Dipl.-Ing. Zweite, verbesserte Auflage. 160 Seiten. 1922. 6 RM.

Buchführung und Bücherabschluß bei der industriellen Aktiengesellschaft. Von **Johannes Curt Porzig**, Fabrikdirektor, Dresden. 99 Seiten mit 28 Formularen. 1923. 2,70 RM.; geb. 3,60 RM.

Taschenbuch für den Fabrikbetrieb. Unter Mitarbeit hervorragender Fachleute, herausgegeben von Professor **H. Dubbel.** 890 Seiten auf Dünndruckpapier mit 933 Textfiguren und 8 Tafeln. 1923. In Kunstleder geb. 12 RM.

Industriebetriebslehre. Die wirtschaftlich-technische Organisation des Industriebetriebes mit besonderer Berücksichtigung der Maschinenindustrie. Von Dr.-Ing. **E. Heidebroek**, Professor an der Techn. Hochschule Darmstadt. 291 Seiten mit 91 Textabbildungen und 3 Tafeln. 1923. Geb. 17,50 RM.

Grundlagen der Fabrikorganisation. Von Dr.-Ing. **Ewald Sachsenberg**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage. 170 Seiten mit 66 Textabbildungen. 1922. Geb. 8 RM.

Organisation der Arbeit. Gedanken eines amerikanischen Ingenieurs über die wirtschaftlichen Folgen des Weltkrieges von **H. L. Gantt.** Deutsch von Dipl.-Ing. **Friedrich Meyenberg.** 90 Seiten mit 9 Textabbildungen. 1922. 2,50 RM.

Warum arbeitet die Fabrik mit Verlust. Eine wissenschaftliche Untersuchung von Krebsschäden in der Fabrikleitung von **William Kent.** Mit einer Einleitung von Henry L. Gantt. Deutsche Bearbeitung von **Karl Italiener.** Zweite, durchgesehene Auflage. 100 Seiten. 1925. 2,60 RM.

Arbeitsverteilung und Terminwesen in Maschinenfabriken. Von **Willy Hippler**, Dozent an der Technischen Hochschule Breslau. 166 Seiten mit 107 Textfiguren. 1921. Geb. 8 RM.

Organisation und Leitung technischer Betriebe. Allgemeine und spezielle Vorschläge. Von Ingenieur **Fritz Karsten**, Betriebsleiter. 169 Seiten mit 55 Formularen. 1924. 4,20 RM.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

172. Festigkeiten hochwertiger Zemente bei Wasserlagerung bis zu einem Jahre. (Mittlg. a. d. Vereinslabor. Karlshorst). Von Dr. Haegemann. Zement 1926, Nr. 2, S. 21—23 m. 4 Tab. Die Bestimmung der Druck- und Zugfestigkeiten von hochwertigen Zementen bei Wasserlagerung für die Altersklassen 7, 28, 90, 180 Tage und 1 Jahr ergab für den Verlauf der Druckfestigkeiten der hochwertigen Portlandzemente eine gute Nacherhärtung. Ein Ausgleich der Druckfestigkeiten der gewöhnlichen und hochwertigen Portlandzemente findet nach einem Jahr noch nicht statt; die Werte für die hochwertigen Zemente liegen nach dieser Zeit weitaus höher. Die Druckfestigkeit des Tonerdezementes ist in den höheren Altersklassen, von 90 Tagen ab, unverändert. Die Zugfestigkeiten weisen einen von den Druckfestigkeiten unabhängigen Verlauf auf. Sie sind bei allen Zementen Schwankungen unterworfen, und zwar allgemein um so frühzeitiger, je energischer sich die Anfangserhärtung vollzieht.

173. Schädliche Einwirkungen auf Beton und ihre Verhütung. Von Dr. R. Grün, Düsseldorf. Zement 1926, Nr. 2, S. 28—31. Fortsetzg. Es werden die Einflüsse von Fetten und fetten Ölen, von Mineralölen, von kolloidalen Lösungen, salzarmen Wässern und von einer Reihe in der Praxis vorkommender, organische und anorganische Substanzen enthaltender Flüssigkeiten besprochen, anschließend die Schutzmittel der Reihe nach kurz charakterisiert.

174. Ein Beitrag zur Kenntnis von dem Abbinden des Eisenbetons bei niedriger Temperatur. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz-David, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 2, S. 16—18 m. 2 Abb. Es wird auf den Einfluß kühler Temperatur von + 5° C abwärts auf die Abbindeverhältnisse des Betons eingegangen, in diesem Zusammenhang auf die englischen und amerikanischen Bestimmungen hingewiesen, von denen letztere eine Mindesttemperatur des eingebrachten Betons von + 4,5° C vorschreiben. Ferner wird ein amerikanischer Deckeneinsturz beschrieben, dessen Ursache unter anderen in der mangelhaften Befolgung jener Bestimmungen zu suchen ist.

175. Steinkohlenteer, Teerpech und Asphalt als Straßenbaustoffe. Von E. Müller, Celle. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 3, S. 52—56. Zunächst gibt Verfasser einen kurzen Überblick über die bitumenhaltigen Bindemittel, Teer, Teerpech und Asphalt, um anschließend auf die verschiedenen Arten bitumengebundener Straßen, den Teer- und Asphaltmakadam, den Teersandasphalt, das Kitonverfahren und die Walzasphaltstraßen einzugehen.

176. Gegenwärtiger Stand der Herstellung von Metallüberzügen auf Eisen. Von Prof. Dr. Kröhnke, Berlin-Zehlendorf. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 3, S. 48—52. Schluß v. S. 24. Verfasser behandelt in der Folge eine Reihe einzelner galvanischer Verfahren, so die Verzinkung, Verkupferung, das Vermessingen, die Vernickelung, Verkobaltung, Verchromung, Verbleiung und die Verzinnung.

177. Die Holzschädlinge der Meeresküsten und ihre Bekämpfung. Von Dr. phil. F. Roch, Berlin, Wissenschaftl. Mitarb. d. Preuß. Landesanstalt f. Wasser-, Boden- und Lufthygiene, Berlin-Dahlem. VDI. 1926, Nr. 3, S. 89—96 m. 5. Abb. Die Anstalt hat in Bekämpfung der Tiere, die an den Meeresküsten die Abwasserausmündungen und deren Holzgerüste sowie auch Leitungsrohre zerstören, ermittelt, daß es sich im wesentlichen um Muscheln, Schnecken und Krebse handelt. Das Wesen der Holzbohrmuschel. Einfluß der Temperatur, des Bodengrundes, des Salzgehaltes des Wassers usw. auf ihr Vorkommen. Widerstandsfähigkeit der verschiedenen Holzsorten. Einwirkung von Wasserverunreinigungen, Schutzmittel.

Baumaschinen und Förderanlagen.

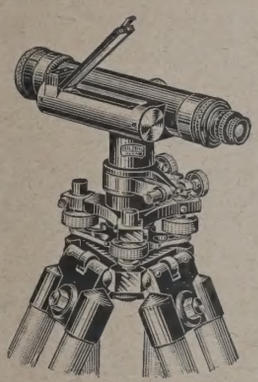
178. Neue Einzelheiten für den Seehafenumschlag. Von Oberbaurat C. Overbeck, Bremen. VDI. 1926, Nr. 3, S. 73—77 m. 13 Abb. Die immer größer werdende Ausladung der Uferkrane in den Seehäfen erfordert mit Notwendigkeit neue Kranbauarten, wenn nicht die Schnelligkeit des Umschlages erheblich zurückgehen soll. — Vorteile der Einzieh- oder Wippkrane für die Seehäfen. — Verschiedene Bauarten von Einziehkranen, die von der bremischen Hafenverwaltung zur Gewinnung von Betriebserfahrungen beschafft worden sind.

ZEISS

Nivellier-Instrumente und Theodolite

für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.

Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente



Nivellier-Instrument IV für die Baustelle

Nivellierlatten
Winkelprismen

★

Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

LUDWIG LANGE G.M.B.H.

BAUUNTERNEHMUNG

HANNOVER LÜBECK

GRUNDWASSERSENKUNG
WASSERVERSORGUNG
EISENBETONBAU
RAMMARBEITEN
ENTWÄSSERUNG
FABRIKANLAGEN
STAMPFBETON
GUSSBETON
HAFENBAU

WASSERKRAFTANLAGEN
UNTERFANGUNGEN
TIEFBOHRUNGEN
HAFENANLAGEN
INDUSTRIEBAU
EISENBAHNBAU
BRÜCKENBAU
STRASSENBAU
FLUSSBAU

179. Der Bau der Zugspitzbahn. Von Prof.-Ing. R. Findeis, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1926, Heft 1/2, S. 6—9 m. 10 Abb. Nach kurzem Bericht über die Entwicklung des Projektes beschreibt Verfasser die bisher ausgeführten Bauarbeiten. Bemerkenswert ist der Transport der Tragseile von je 40 Ztr. mit Hilfe eines Flaschenzuges, an dem eine Dampfwalze und ein schweres Lastautomobil gemeinsam arbeiteten. Die Betriebseröffnung ist nach dem derzeitigen Stand der Arbeiten etwa im Frühjahr d. J. zu erwarten.

Statik und Festigkeitslehre.

180. Plattenberechnung für eine durch Sinuslinien begrenzte Belastung. Von Prof. K. Hager, Nürnberg. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 23—25 m. 1 Abb. Es wird in anschaulicher Weise durch Streifenteilung der Platte ihre Differentialgleichung entwickelt und für eine besonders rechnerisch bequeme Belastung diese integriert. Mit denselben Mitteln wird der Einfluß der Anisotropie sowie der nicht zu vernachlässigende Wert der Drillungsmomente gezeigt.

181. Ein Verfahren zur Ermittlung der Querkräfte und zulässigen Druckkräfte mehrteiliger Stäbe durch Benutzung des ω-Verfahrens. Von Obering. W. Faust, Niesky, O.-L. Bauingenieur 1916, Heft 3, S. 53—56 m. 3 Abb. Es werden Formeln entwickelt, mit denen mit Hilfe der ω-Werte mehrteilige Druckstäbe berechnet werden können.

182. Das Arbeiten mit dem „Nupubest"-Gerät. Von Direktor Rieckhof, Darmstadt. Bauingenieur 1926, Heft 4, S. 73—77 m. 8 Abb. An Hand einiger Beispiele wird die experimentelle Ermittlung der Biegelinien und ihrer Wendepunkte mit Hilfe einer verkleinerten Stabwerknachbildung mit dem Nupubest-Gerät beschrieben.

183. Über die Festigkeit von Holz quer zur Faser. Von Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg i. Sa. Bauingenieur 1926, Heft 4, S. 61—64 m. 14 Abb. Er werden Beobachtungen und Ergebnisse aus Untersuchungen von sog. Quetschhölzern, die im Bergbau Verwindung finden, mitgeteilt. Darnach soll Holz nicht unter Druck quer zu den Fasern verwendet werden, wenn auf geringe Zusammendrückung (Gebirgsdruck) Wert gelegt werden muß; diese beträgt bei 35 at Druckspannung schon etwa 5% der ursprünglichen Höhe. Für höhere Druckspannungen wird eine Formel angegeben, nach der die Stauchung in Prozenten ermittelt werden kann.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

184. Der Wettbewerb um die Friedrich-Ebert-Brücke über den Neckar bei Mannheim. Von Stadtoberbaurat Elsaesser, Mannheim. VDI. 1926, Nr. 3, S. 79—84, m. 7 Abb. Notwendigkeit des Brückenbaues aus verkehrstechnischen und städtebaulichen Gründen. Wasserpolizeiliche und schiffahrttechnische Erfordernisse. Abmessungen der Brücke. Ergebnis des Wettbewerbes. Besprechung der sieben preisgekrönten bzw. angekauften Entwürfe. Der für die Ausführung vorgesehene Entwurf. Bauprogramm.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

185. Über die Wirkungsweise von Bleigelenken. Von Dipl.-Ing. K. Seytter, München. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 29—31 m. 1 Abb. Um die Beanspruchung von Gelenkquadern aus Beton bei direkter Auflage des Bleistreifens nicht zu groß werden zu lassen, muß Blei mit niederer Fließmenge, also Weichblei und nicht Hartblei, verwendet werden. Die mittlere Pressung muß möglichst hoch gewählt werden, dadurch wird eine günstige Beanspruchung der Gelenkquader und eine hohe Empfindlichkeit der Stützlinie, d. h. ein hoher Wirkungsgrad erreicht. Außerdem kann an Blei und Baustoff für die Gelenkquader gespart werden. Die vom Verfasser angekündigten Versuche bei der Materialprüfunganstalt Stuttgart werden voraussichtlich zu denselben Ergebnissen führen, wie sie daselbst 1885 zur Ermittlung der zulässigen Druckbelastung von Blei bereits durchgeführt worden und von Leibbrand in seinem Buche „Gewölbte Brücken" schon 1897 behandelt worden sind.

d) Eisenbetonbrücken.

186. Die Errichtung einer Eisenbetonstraßenbrücke über den Marchfluß in Neustift bei Olmütz. Von Landesoberbaurat Ing. K. Dornes. Vortrag geh. i. Dtsch. Ing.-Verein Mähren. H.D.I. 1926, Heft 1, S. 1—4 m. 2 Abb. Das Tragwerk bilden vier durch eine Platte verbundene Träger von 16,8 + 19,6 + 16,8 m Stützweite. Der eingehängte Träger hat eine Spannweite von 11,2 m und ruht auf den nach dem Mittelfeld zu je 4,2 m auskragenden Armen der Seitenfelder auf. Da das negative Moment über den Mittelpfeilern bedeutend größer ist als das positive in der Mitte des Trägers, so erhielt dieser über den Pfeilern außer einer Erhöhung eine I-Form.

Verlag von Julius Springer in Wien

Die geographischen Bedingungen für den Ausbau der Wasserkräfte

behandelt
das soeben erschienene Werk:

Die Wasserkraftnutzung in Österreich und deren geographische Grundlagen

Von **Bartel Granigg**, Leoben. Mit 17 Abbildungen im Text, 4 zum Teil farbigen Tafeln und einer geographischen Übersichtskarte. 123 Seiten. 1925.

Preis: 13.30 RM; in Leinen gebunden 15.00 RM.

Auf Grund der hydrographisch-geologischen Verhältnisse Deutschösterreichs wird hier das Problem der Wasserkraftwirtschaft von einem völlig neuen Standpunkt aus behandelt, wobei insbesondere der Einfluß der wechselnden Wasserführung der Flüsse sowie die Entstehung der Seebecken als natürliche Speicherräume und deren Bedeutung für die Wasserkraftnutzung gezeigt wird.

Im speziellen Teil des Werkes werden alle nennenswerten Wasserkraftanlagen Österreichs, die bestehenden Projekte für ihren weiteren Ausbau sowie die großen Wasserkraftunternehmungen besprochen. Eingehend wird der Einfluß der Handelsbilanz, also Kohleneinfuhr, Entlastung der Einfuhr von jenen Industrieprodukten, an deren Herstellung Elektroenergie ausschlaggebend ist, besprochen, auch die Exportmöglichkeit der letzten wird berührt sowie die Zahlungsbilanz in Verbindung mit dem Ausbau der Wasserkräfte durch Auslandskapital. Gründlich werden Wasserkraftwerke vom Standpunkt der Kapitalsanlage untersucht und Größe, Verzinsung und Amortisation des Investitionskapitales bei den verschiedenen Industrieunternehmungen mit den sich hieraus ergebenden Folgerungen für die weitere Entwicklung der Wasserkraftnutzung erörtert.

e) Eiserne Brücken.

187. Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 2, S. 18—20 m. 5 Abb. Die Ausführungen bilden eine Besprechung der mit Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 9. Sept. 1925 herausgegebenen „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken (G. E.)". Es wird besonders eingegangen auf die neuen Umgrenzungslinien des lichten Raumes, auf die Lage der Brückenachse, die zu verwendenden Profileisen, die Verbindungsmittel, die vollwandigen und gegliederten Hauptträger und auf die Bettung.

188. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Reichsbahnrat Zwach, Stendal. Bautechnik 1926, Heft 3, S. 39—42 m. 6 Abb. Es werden die Pfeilerentwürfe, die ihnen zugrunde liegenden Vorarbeiten, Bodenverhältnisse und Gründungstiefen, die Konstruktion und die Ausführung wiedergegeben.

189. Projekt einer Hängebrücke über die Meerenge von Carquinez nordöstlich von San Francisco. Génie Civil 1926, Nr. 3, S. 69—70 m. 4 Abb. Das angeführte Projekt weist zwei Hauptöffnungen von je rd 335 m und zwei Nebenöffnungen von je rd 252 m Spannweite auf; die Pilonen erreichen eine Höhe von rd 95 m. Es werden Angaben über die Ausführung der Pfeiler und ihrer Gründungen, der Konstruktion der Fahrbahn und über den Materialverbrauch gemacht.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

190. Autogen und elektrisch geschweißte Kessel und Behälter. Von Obering. E. Höhn, VDI. 1926, Nr. 4, S. 117—122 m. 34 Abb. Die zunehmende Anwendung der autogenen und namentlich der elektrischen Schweißung hat Anlaß gegeben, Festigkeit und Zähigkeit von geschweißten Verbindungsteilen zu untersuchen. Nach den Ergebnissen halten beispielsweise aufgeschweißte Flanschen fester als aufgeschraubte oder aufgewalzte, und aufgeschweißte Ringe verstärken Mannlochwände viel vollkommener als aufgenietete. Es wird vorgeschlagen, geschweißte Nähte durch aufgeschweißte Laschen zu sichern. Beispiele geschweißter Kessel und Behälter.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

191. Die Sturmfluten der Nordsee an der Wesermündung. Von Dipl.-Ing. Otto und Regsbmstr. Brandt, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 3, S. 34—39 m. 7 Abb. Auf Grund regelmäßiger Pegelbeobachtungen seit dem 1. I. 1847 wird versucht, die von Dr. G. Eilker in seiner rein historischen Behandlung der Sturmfluten aufgeworfene Frage des Wiedereintritts der Sturmflut zu bestimmten Zeiten in gewissen Zeitabständen zu klären.

192. Verdunstung in Bewässerungsgebieten der Vereinigten Staaten. Von J. E. Houk, Ingenieur des Bodenverbesserungsamtes in Denver. (Proceedings of the Amer. Soc. of Civil Engineers vom Januar 1926, S. 41—61 m. 2 Zeichn., 2 Abb. und 4 Zahlentafeln, zus. 13 Seiten). Zusammenstellung der Monatsmittel von 50 Beobachtungsstellen in den Weststaaten von Nordamerika über Verdunstungshöhe, Temperatur, z. T. auch über Windgeschwindigkeit und Luftfeuchtigkeit, ferner der mittleren, größten und kleinsten jährlichen Verdunstungshöhe von neun Beobachtungsstellen, beide Zusammenstellungen für drei- bis zwölfjährige Beobachtungszeiten, weiter der gleichen monatlichen Verdunstungshöhe von zwei Beobachtungsstellen, endlich der Eisverdunstungshöhen in einem Winter an einer Stelle, dazu zwei zeichnerische Übersichten des Zusammenhanges zwischen Verdunstungshöhe mit Temperatur und Windgeschwindigkeit.

193. Beziehung zwischen Tiefe und Krümmung von Wasserläufen. Von H. C. Ripley, beratendem Ingenieur in Detroit. Proceedings of the Americ. Soc. of Civil Eng., Dezember 1925, S. 1907 bis 1938 mit 29 Zahlentaf. und 10 Seiten Querschnitte. Erfahrungsformeln für die Koordinaten des Querschnitts eines Wasserlaufs, abhängig von mittlerer Tiefe, Weite und Krümmungshalbmesser, getrennt für volle und geteilte Querschnitte mit den Grenzen des Geltungsbereichs nach dem Verhältnis von Krümmungshalbmesser zur Wurzel aus der Querschnittfläche. Formeln für unmittelbare Bestimmung der größten Tiefe. Nachweis der Brauchbarkeit durch Darstellung der wirklichen und der berechneten Querschnitte an Flüssen von 460 bis 14 000 m² Querschnitt, 100 bis 900 m Breite und 400 bis 11 000 m Krümmungshalbmesser.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

— — — —

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

194. Erhöhung der Sicherheit von Talsperrenmauern. (Von Alberto und Aldo Scarzella, Ingenieure in Carrara. Il Cemento armato vom Dezember 1925, S. 135—136 mit 2 Zeichn. Vorschlag, die Sicherheit von Schwergewicht-Talsperrenmauern zu erhöhen durch Einlegen von Stahlkabeln mit Verankerung in Felsen, einerseits wagerecht in der Mauer, anderseits als Rückhalt für diese schräg abwärts im wasserseitigen Mauerfuß. Die Kabel sollen so bemessen sein, daß sie den ganzen Wasserdruck allein aufnehmen können.

195. Der Ausbau der mittleren Isar. Von Ministerialrat F. Krieger, München. Industriebau 1926, Heft 1, S. 1—9 m. 10 Abb. Verfasser behandelt den Aufbau des Unternehmens, der mittleren Isar-A.-G., und ihre Ziele, die Eigenart der einzelnen Bauwerke und die Lösung der verschiedenen, bei der Durchführung des Unternehmens aufgetauchten Probleme; im besonderen wird das Schlüsselkraftwerk Finsing beschrieben.

196. Weltkraftkonferenz in London 1924 und Großkraftversorgung. Von Dipl.-Ing. A. Menge, Bayernwerk A.-G., München. Wasserkraft 1926, Nr. 2, S. 9—14 m. 9 Abb. Verfasser gibt seine Reiseeindrücke wieder, die er auf der ersten Weltkraftkonferenz auf dem Spezialgebiet der Großkraftversorgung als deutscher Teilnehmer gewonnen hat, und behandelt in der Hauptsache die amerikanischen Großkraftanlagen.

197. Die Auswahl der Turbinengröße in Wasserkraftanlagen. Von Dipl.-Ing. Th. Goubine, Moskau. Wasserkraft 1926, Nr. 2, S. 14—15 m. 4 Abb. Es werden die Beziehungen zwischen Turbinen- und Generatorgröße, sowie der Überlastungsfähigkeit des Maschinenapparates behandelt und für den Vergleich Francis-Schnellläufer gewählt und ihre Wirkungsgradkurven wiedergegeben.

198. Beitrag zum Entwurf des Laufrades einer Francisturbine. Von Axel Ahlfors, Helsingfors. V.D.I. 1926, Nr. 3, S. 85—88 m. 4 Abb. Es wird gezeigt, wie der größte Austrittdurchmesser eines Turbinenlaufrades zu berechnen ist, damit die Summe der Ausströmungs- und der Reibungsverluste im Laufrad ein Mindestwert werde. Durch diese und durch die spätere Bestimmung des Kegelwinkels des Laufradkranzes werden die Hauptbedingungen für eine richtige Form des Radprofils festgestellt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

199. Vorläufiges Merkblatt für den Bau von Automobilstraßen aus Beton. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Betonstraßen" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Zement 1926, Nr. 3, S. 54—56. Bauvorlagen, Baustoffe, Zubereitung der Betonmasse (Mischungsverhältnis), Untergrund, Verarbeiten und Einbringen der Betonmasse, Verwendung von Eiseneinlagen, Betonieren bei Frost, Straßenquerschnittsausbildung, Längs- und Querfugen, Bearbeitung des in der Straße eingebrachten Betons, Behandlung der fertigen Straßenoberfläche.

200. Notwendige Bremswege bei Automobilen. Zement 1926, Nr. 3, S. 56. Kurze Wiedergabe der vom Polizeipräfekten von Paris für Automobile von einem Durchschnittsgewicht von 1800 kg, die in der Ebene mit einer Geschwindigkeit von 30 kg/h fahren, angegebenen Bremswege bei den verschiedenen Straßenbefestigungen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

201. Der Eisenbetonrost, zur Erhöhung der Tragfähigkeit der Gleisbettung. Von Regsbmstr. Meirhofer, Erfurt, und Reichsbahnoberrat Laubreck, München-Ost. Gleistechnik 1925, Heft 7—12, Zement 1926, Heft 2, S. 31—33 m. 5 Abb. Der Eisenbetonrost besteht aus biegungsfesten Roststäben mit lagerhafter Unterfläche und einem Querschnitt, der der mittleren Schottergröße entspricht; er befähigt die Bettung als eigentliche elastische Trägerin des Gleises an den Stellen erhöhter Beanspruchung (Stoß) zu erhöhter elastischer Leistung.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster vorzüglich für Stadtstraßen mittleren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

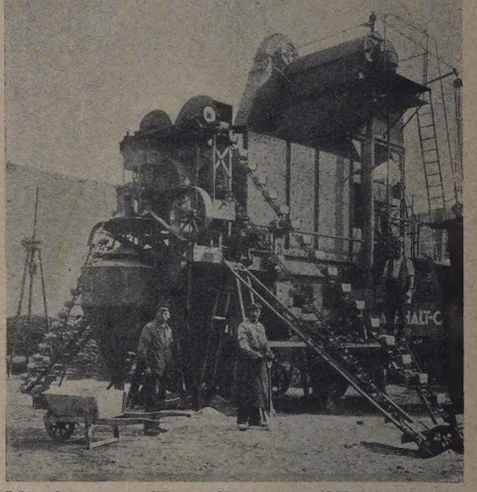
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50

Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm) Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm). Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

202. Gleis auf gewalzter Steinschlagbettung. Von Reichsbahnrat Hildebrand, Altenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 1, S. 5—11 m. 12 Abb. Es wird die in Teilstrecken von insgesamt 3000 m Länge hergestellte Versuchsstrecke auf der Linie Leipzig—Hof, ihre Ausführung im Walzverfahren unter Verwendung von Dampfstraßenwalzen mit 8 und 10 t Dienstgewicht näher beschrieben. Darnach dürfte sich schon in der Ausführung das Walzverfahren wirtschaftlich kaum ungünstiger stellen als das Stopfverfahren.

203. Über die elektrische Leitfähigkeit von Holzschwellen. Von Ing. R. Nowotny, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 1, S. 13—14. Werden, wie es bei der automatischen Streckenblocksignalisierung geschieht, die Schienen als Stromleiter benutzt, so sollen die Schwellen isolierend gegen die Erde wirken. Der jedoch durch eine Schwelle hervorgerufene Nebenschluß zur Erde beeinflußt die Blockierung durch die Summe der parallel geschalteten Nebenschlüsse in der isolierenden Gruppe von Schwellen recht wesentlich. Es werden die Ergebnisse amerikanischer Versuchsergebnisse zur Untersuchung der Leitfähigkeit von Schwellen mitgeteilt.

204. Die Bedeutung der Scheibe-Schwelle. Von Reichsbahnoberrat Waas, Stuttgart. Org. f. d. Fortsch. d. E. B. 1926, Heft 1, S. 14—15. Verfasser geht zunächst auf die Ermittlung der günstigsten Bettungsziffern für bestimmte Gleise und Lasten, auf die Ausbildung von Arbeitsweisen, die die vorherbestimmten Bettungsziffern beim Gleisbau erreichen, im besonderen auf die gedichtete Bettung und im Anschluß an diese auf die Ausgestaltung des Gleises, auf ihre Zahl, Größe und Gestalt der Lagerflächen mit Bezugnahme auf die Scheibesche Eisenhohlschwelle kurz ein.

205. Die mathematischen Grundlagen der einfachsten nomographischen Rechentafeln, ihre Herstellung und praktische Anwendung im Lokomotivmaschinenbau. Von Dipl.-Ing. U. Barske. Glasers Annalen 1926, Heft 2, S. 17—22 m. 12 Abb. Es werden die mathematischen Beziehungen behandelt, die bei der Herstellung der nomographischen Summen- und Multiplikationstafeln zugrunde zu legen sind. Anwendung des nomographischen Verfahrens zur Ermittlung von Fahrwiderständen der Fahrzeuge sowie der Zugkraftkennziffern bei Lokomotiven.

206. Verkehrszählungen auf den Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen. Von Dr.-Ing. L. Jänecke, Reichsbahnoberrat, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 3, S. 33—38 m. 4 Abb. Die Aufgabe, die Durchführung, sowie die Ergebnisse der am 6. Mai und 5. Juni 1925 auf den Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen durchgeführten Verkehrszählungen werden behandelt.

207. Zur Leistungsfähigkeit des Hauptbahnhofs Köln. Von Reichsbahnoberrat Hesse, Köln. Verkehrst. Woche 1926, Nr. 3, S. 29—33 m. 4 Abb. In Ergänzung der Abhandlung aus Heft 28, 1925, der V. W. behandelt Verfasser die stündliche und tägliche Höchstleistung unter besonderer Berücksichtigung des westlichen Abstellbahnhofs mit seinen Verbindungen mit dem Personenbahnhof.

208. Wirtschaftliche Linienführung. Von Oberregs.-Baurat W. Weber, Coblenz. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 1, S. 1—5 m. 2 Abb. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß das Anwendungsgebiet der Theorie über die wirtschaftliche Linienführung auf die Prüfung der Verbindung von zwei Nachbarbahnhöfen zusammenschrumpft, wenn vorher nach allgemeinen Gesetzen die Berechtigung der Verbindung überhaupt und ihre Verkehrsbedeutung festgestellt worden sind.

209. Ruhrbesetzung und Reichsbahn. Archiv für Eisenbahnwesen 1926, Heft 1, S. 1—78 m. 4 Abb. u. 1 Karte. Allgemeines über das Eisenbahnnetz im besetzten Gebiet; verkehrswirtschaftliche Bedeutung der Rhein-Ruhrbahnen; das Verhältnis zur Rheinlandkommission. Beginn, Ausdehnung und Einwirkung des Ruhreinbruchs auf das Rheingebiet. Folgen der Ruhrbesetzung. Organisation und Geschäftsgebaren der französisch-belgischen Eisenbahnregie. Beziehungen der Reichsbahn zur französisch-belgischen Eisenbahnregie (Mainzer Abkommen). Auflösung der Regie. Abrechnung mit der Regie. Der durch den Einbruch und die Regie erwachsene Gesamtschaden von 2,64 Milliarden Goldmark.

210. Die deutsche Reichsbahn nach dem Geschäftsbericht für 1923/24. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 1, S. 157—201. Die Entwicklung der Eisenbahnstatistik in Deutschland. Die deutsche Reichsbahn 1923/24; Papiermark- und Goldmarkrechnung 1923; Rechnungsjahr 1924. Umfang des Bahngebietes, Baukosten und Anlagekapital, Betriebsverwaltung, Fuhrpark, Betriebsleistungen, Betriebsergebnisse.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

211. Die Kosten der Schalung von Eisenbetondecken. Von Dr.-Ing. Palen, Dresden-A. Bauingenieur 1926, Heft 3, S. 41—47 m. 3 Abb. u. 8 Tab. Solange der Holzmarktpreis konstant bleibt, können auch die Baukonten das Holz zu konstanten Preisen erhalten, gleichgültig ob es neu beschafft werden mußte oder nicht. Es wird in den Ausführungen untersucht, in welcher Beziehung dieser konstante Wert, mit dem ein Baukonto belastet wird, zum Markt- oder Neuwert des Holzes steht.

212. Spannungen in spiralbewehrten Betonsäulen. Von A. W. Zesiger, leitendem Ingenieur, und E. J. Affeldt, Ingenieurassistent in Cleveland. Proceed. of the Amer. Soc. of Civil Eng., Januar 1926, S. 4—40 mit 4 Zeichn. und 10 Seiten Zahlentaf. Ableitung von Formeln für die Spannungen in unbewehrten und in spiralbewehrten Betonsäulen mit Schlankheitsgrad unter 80, Ermittlung der erforderlichen Spiralbewehrung gegen Abscheren und gegen Zerdrücken des Betons (1 und 1,6%) und Zusammenstellung der Prüfung von 290 Säulen ohne und mit verschiedener Bewehrungsgröße, verschiedener Betonmischung und verschiedenem Alter.

213. Decke der neuen Kirche von Agrate. Il Cemento armato vom Dezember 1925, S. 139—140 m. 2 Abb. Beschreibung der Eisenbetonfachwerkbinder von 15 m Spannweite mit bogenförmigem Untergurt und sattelförmigem Obergurt.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

214. Ein Nomogramm zu den neuen Berechnungsvorschriften für Druckstäbe im Eisenbau. Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. Bauingenieur 1926, Heft 4, S. 71—73 m. 3 Abb. Verwendung eines Knicknomogrammes zur Vermeidung der Rechnung mit den den amtlichen Bestimmungen beigefügten Gebrauchsformeln

215. Das ω-Verfahren zur Berechnung gedrückter Stäbe in graphischer Darstellung. Von Studienrat Dipl.-Ing. Künkler, Köln-Lichterfelde. Bauingenieur 1926, Heft 4, S. 69—71 m. 2 Abb. Es wird die Aufstellung einer Rechentafel angegeben, die es bei Anwendung des ω-Verfahrens ermöglicht, den günstigsten Querschnitt ohne Vergleichsrechnungen zu finden, also auf die Gebrauchsformeln zu verzichten, die für den elastischen und unelastischen Knickbereich verschieden lauten und eine umfangreiche Rechenarbeit erforderlich machen können.

216. Die neue Haupthalle für die nordische Messe in Kiel. Von Dipl.-Ing. E. Prinz. Bautechnik 1926, Heft 3, S. 33—34 m. 6 Abb. Beschreibung einer dreischiffigen Ausstellungshalle, deren Haupttragkonstruktion aus vollwandigen Dreigelenkbogenbindern von 28 m Spannweite bestehen. Zur Erzielung guter Raumwirkung und zur Unterbringung einer großen senkrechten Fensterfläche ist das Dach dreifach gestaffelt.

Holzbau.

217. Neuere Ausführungen freitragender Holzbauten. Von Obering. C. Kersten, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 3, S. 48—53, m. 20 Abb. Es wird eine Anzahl ingenieurmäßig erstellter Holzbauten — Beispiele von der Münchener Verkehrsausstellung, Hallenkonstruktionen nach Tuchscherer, Kübler, Hetzer und von Kuppeln in Zollbauweise — beschrieben.

218. Neuzeitliche freitragende Holzkonstruktionen. Von Dipl.-Ing. Dienstmann, Berlin. Dtsch. Bztg. 1926, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 2, S. 9—15 m. 15 Abb. Die Konstruktion einer 25 m weit gespannten Kuppel, im besonderen die Zusammenführung der Fachwerkdachbinder in Kuppelmitte wird ausführlich beschrieben.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

219. Die Forderung der Zwangsamortisation als Vorbedingung für die Wirksamkeit eines Stadtbebauungsplanes. Von Dipl.-Ing. E. Hiller, B.D.A., Frankfurt a. M. Dtsch. Bauwesen 1926, Nr. 2, S. 15—17. Bei Erhaltung der Beteiligung des Privatkapitals für die bauliche Weiterentwicklung einer Stadt ist zu fordern, daß die Gemeinde jederzeit die Möglichkeit hat, den Grund und Boden innerhalb des Stadtplanungsgebietes zu einem ein für allemal festgesetzten Werte erwerben zu können, sobald hierfür ein öffentliches Interesse zweifelsfrei festgestellt ist, und zwar muß sie eintretendenfalls die finanziellen Mittel zur Erwerbung jeden Grund und Bodens zur Verfügung haben.

Deutsche Hume Röhren

AKTIENGESELLSCHAFT

Fernsprecher: Steinplatz 11652 — **Berlin W 50** Ansbacher Straße 55 — Fernsprecher: Steinplatz 11652

Röhrenwerk Dobrilugk, Fernsprecher Nr. 104

Betonrohre im Schleuderverfahren hergestellt

(Patente in allen Kulturstaaten), mit und ohne Eisenbewehrung, 10 bis 100 cm weit, 50 bis 300 cm lang, gegen schädliche Wasser geschützt, größte Dichtigkeit und Festigkeit, einfache Verlegung

Eisenbetondruckrohre

für Wasser- und Abwasserdruckleitungen. Wasserkraftanlagen, landwirtschaftliche Beregnungsanlagen, hydraulische Abführung von Braunkohlenasche u. dgl. für einen

Wasserdruck bis 67 m bei 3facher Sicherheit

Betonrohre, Schachtringe, Abzweige für Kanalisation
Betonrohre mit Steinzeugrohrauskleidung
für saure und alkalische Wässer, oder mit Schmelzzement hergestellt für Sulfatwässer
Halbrohre für off. Gerinne
Anschlagsäulen, Transformatorenhäuschen mit Türen

Große Kostenersparnis!

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Private und gewerbliche Garagen

Ein praktischer Ratgeber
bei Planung und Bau von Garagenanlagen
von
Dr.-Ing. Richard Koch
Berlin

72 Seiten mit 50 Abbildungen
Preis 3 RM

220. Fortsetzung der Sanierung im Stadtbezirk der Altstadt von Hamburg. Von Oberbaudir. G. Leo, Hamburg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 5, Stadt und Siedlung Nr. 2, S. 9—12 m. 6 Abb. Verfasser bespricht die einzelnen Sanierungsarbeiten aus den Jahren 1900—1912 und erörtert die Notwendigkeit und die Durchführung weiterer Sanierung in der Altstadt sowie die ihr zugrunde liegenden Gesichtspunkte städtebaulicher, verkehrstechnischer und finanzieller Art.

221. Zum Regulierungsplan für Spalato. Von Dr. E. Böck, A. Schmidt, Prof. Dr. Theuer, Prof. Dr. Zotter, Wien. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1926, Heft 1/2, S. 10—11 m. 5 Abb. Verfasser beschreibt eines der bei einem Wettbewerb für den Bebauungsplan für Spalato eingereichten Projekte, das mit Rücksicht auf die Lage der Stadt zum Hafen bzw. zur See, ferner durch seine Berücksichtigung der bestehenden Stadt, der Verkehrsmittel, der Industrieansiedelung a. u. m. Beachtung verdient.

222. Der Großstadtverkehr. Von Caufourier. Génie Civil 1926, Nr. 3, S. 61—64 m. 10 Abb. Es wird die Konstruktion und Ausführung von „Zweietagenstraßen", wie sie bereits in Chicago zur Durchführung gelangt sind, ausführlich beschrieben und abschließend gegen diese Art der Lösung der großstädtischen Verkehrsfrage aus Gründen der Stadt- bzw. der Straßenhygiene und der Ästhetik Stellung genommen.

223. Vergleichende Untersuchungen über die Oxydierbarkeit des Wassers nach dem Verfahren von Kubel-Tiemann und die Bestimmung des Chlorbindungsvermögens. Von Dr. K. Keiser, Gas- und Wasserfach 1926, Heft 3, S. 41—43. Der Einfluß der Rohwasserchlorung auf die Filtertätigkeit. Es werden die Versuchsergebnisse wiedergegeben, nach denen die Werte für Oxydierbarkeit und Chlorbindungsvermögen miteinander parallel gehen, solange es sich um Wässer handelt, in denen keine oder nur geringe Mengen von Eiweißzerfallprodukten enthalten sind. Andernfalls besitzen wir in der Ermittlung der Chlorzahl ein Verfahren, das ein zureichendes Bild von der Beschaffenheit des Wassers und eine Grundlage für die Bemessung der zur Desinfektion des Wassers benötigten Chlormengen zu geben vermag.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

224. Gedanken über die künftige technische und finanzielle Entwicklung der deutschen Straßenbahnen. Von Regsbmstr. Stein, Direktor der Hamb. Hochb.-A.-G. Verkehrstechnik 1926, Heft 2, S. 17—22 m. 8 Abb. Die Verhältnisse der Straßenbahn haben sich gegenüber früher infolge starker Steigerung der Lohn- und Steuerausgaben geändert. Es muß daher vor allem auf Personalersparnis gesehen werden, die noch wichtiger ist, als Stoffersparnis. Vergleich mit der gleichartigen Entwicklung in Amerika. Einiges über amerikanische und englische Straßenbahnwagen, Autobusse, Oberbau und Betrieb. Rückwirkungen auf deutsche Verhältnisse. Decksitzwagen. Beschaffung der Geldmittel für Erneuerungen, Verbesserungen und Erweiterungen.

225. Die Pariser Untergrundbahnen. Von Ing. E. A. Roth. Zeitschr. d. Österr. Ing.- u. Arch.-V. 1926, Heft 1/2, S. 1—6 m. 17 Abb. Verkehrsangaben aus dem Jahre 1924. Die Frequenz der Untergrund-Schnellbahnen. Die bestehende 110 km lange doppelgleisige Untergrundbahnstrecke. Die Tunnelbauten, Querschnittsabmessungen, die Unterfahrung der Seine, die Gründungsmethoden und -ausführungen, die Ausführung von Linienkreuzungen und die im Bau stehende neue Linie längs des Seinekais.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

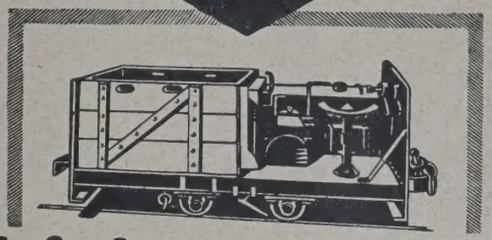
— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

226. Die Gewerkschaftsbewegung im deutschen Eisenbahnpersonal unter besonderer Berücksichtigung Bayerns. Von Dr. K. Winkler. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 1, S. 139—156. Die geschichtliche Entwicklung der Gewerkschaften. Die einzelnen Gewerkschaftsrichtungen; die Hirsch-Dunckersche Richtung im Allgemeinen Eisenbahnerverband; die christlichen Gewerkschaften und der bayerische Eisenbahnerverband.

DEUTZ

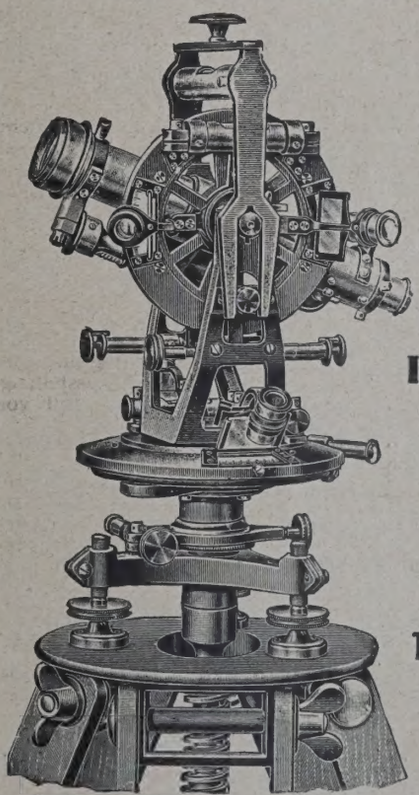
Motorlokomotiven



Triebwagen 7 PS

Über 7000 Zugmaschinen geliefert.

Motorenfabrik Deutz A-G
Köln-Deutz



Seit 75 Jahren fertigen wir in erstklassiger Ausführung

Nivellier-Instrumente

Theodolite

Tachymeter

OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor 16

227. Die Weltgewinnung an Eisen und Stahl. Von Dr. J. W. Reichert, Berlin. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 3, S. 65—73 m. 11 Zahlentaf. Die Vorkriegshöchstleistung der Weltgewinnung ist in Roheisen noch nicht wieder erreicht, aber in Rohstahl bereits seit zwei Jahren überschritten. Übersichten über die veränderten Leistungen der Eisenländer gegenüber 1913 zeigen die Wirkungen des Versailler Vertrages infolge der Zerreißung der europäischen Eisenindustrien. Aufstieg der Siemens-Martin-Stahl- und Elektrostahlbetriebe; Rückgang der Bessemer-, Thomas- und Tiegelstahlbetriebe. Störung der Entwicklung seit dem Jahre 1924 durch die Frankenentwertung. Die Gesamtgewinnung der Welt an Eisen und Stahl hat bereits 100 Mill. Zentner überschritten. Die Leistungsfähigkeit der Stahlwerke zur Zeit wird mit mindestens 120 Mill. Ztr. und die der Walzwerke mit mindestens 150 Mill. Ztr. angegeben.

228. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft als Glied der deutschen Volkswirtschaft. Von Staatssekretär a. D. Direktor Vogt. Verkehrst. Woche 1926, Nr. 3, S. 25—29 m. 8 Abb. Unter Bezugnahme auf § 2 des Reichsbahngesetzes, wonach die Deutsche Reichsbahn „in Wahrung der Interessen der deutschen Volkswirtschaft" nach kaufmännischen Grundsätzen zu verwalten ist, behandelt Verfasser die politischen, organisatorischen und finanziellen Schwierigkeiten, die der Betätigung der Reichsbahn-Gesellschaft zum Wohle der deutschen Volkswirtschaft hindernd im Wege stehen; sie beziehen sich auf die privatwirtschaftliche Form der Reichsbahn-Gesellschaft, auf die Reparationsverpflichtungen, Kriegs- und Nachkriegslasten. Verfasser geht im besonderen auf die Tarif- und Beschaffungspolitik ein.

229. Preiserscheinungen des Verkehrswesens. Verkehrstheoretisch-kritische Untersuchungen. Von Prof. Dr. E. Sax. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 1, S. 79—138. Bezugnahme auf das Buch „Theorie des Güterverkehrs und der Frachtsätze" von Prof. Dr. O. Engländer, Prag. Preis und Absatz der Güter unter Einwirkung der Transportkosten. Das Verhältnis zwischen Absatzmenge und Frachtpreis. Preisbildung und Absatz bei Gütern gegebener Menge. Absatz und Preis im Wettbewerb der Erzeugungssorte. Preiserscheinungen bei Versorgung eines Verbrauchsplatzes aus einem unbeschränkten Verkehrsgebiet. Absatz verschiedener im Preiszusammenhang stehender Güterarten. Werttarifierung. Der Tarifbau im allgemeinen; die Rolle der Kosten in der Frachtpreisbildung.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

230. Das Studium der Technik und Wirtschaft in den Vereinigten Staaten von Amerika. Von H. Aumund, Berlin. VDI. 1926, Nr. 4, S. 109—115. Gliederung und Stellung der Universitäten in den Vereinigten Staaten, allgemeine Grundlagen und Ziele des Studiums. Ausbildung auf dem Gebiete der Technik und Wirtschaft. Verbindung zwischen Universitäten und Industrie. Ausbildungsmöglichkeiten neben dem normalen Unterricht. Zusammenfassung und Folgerungen für das Studium in Deutschland.

231. Die Ausbildung der Ingenieure. Von Professor Dr.-Ing. Risch, Hannover. Verkehrst. Woche 1926, Heft 2, S. 13—15. Als Entgegnung auf einige öffentliche Angriffe auf die Ausbildung der Studierenden an den Technischen Hochschulen weist Verfasser nach, daß bereits seit mehreren Jahren in den Lehr- und Prüfungsplänen den Forderungen der Ingenieurberufe und denen des wirtschaftlichen, politischen und kulturellen Lebens entsprochen worden ist. In diesem Zusammenhang wird die Verwendung von Ingenieuren in höheren Verwaltungsstellen gefordert.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Das Wirtschaftssystem Fords

Eine theoretische Untersuchung

Von

Dr.-Ing., Dr. rer. pol., W. G. Waffenschmidt

Privatdozent an der Universität Heidelberg

50 Seiten mit 20 Abbildungen

1,80 RM

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Ein Jahr hochwertiger Baustahl St. 48

Von

Dr.-Ing. Otto Kommerell

Reichsbahnoberrat im Eisenbahn-Zentralamt Berlin

11 Seiten mit 14 Textabbildungen und 13 Tabellen

Steif broschiert 1,20 RM

(Sonderdruck aus „Der Bauingenieur" 1925, Heft 28/29)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

232. Zement und Seewasserbau. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1926, Nr. 5, S. 86—88. Es werden die Ergebnisse der bisherigen Forschung zur Untersuchung des Verhaltens von Zement, im besonderen von hochwertigem Zement, im Meerwasser miteinander verglichen und dabei festgestellt, daß die Einwirkung von Meerwasser auf ein und denselben Zement grundsätzlich verschieden sein kann.

233. Betonieren bei Frost mit Schmelzzement. Von Dr.-Ing. Hugo Vierheller. Baumarkt 1926, Nr. 5, S. 119—110 m. 5 Abb. Es werden die vom Verfasser bei starkem Frostwetter mit Alca-Schmelzzement durchgeführten Versuche bekanntgegeben.

234. Der Zeitraffer im Zementlaboratorium. Von Dr. R. Grün, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 6, S. 107—109 m. 9 Abb. Mittlg. a. d. Forschg.-Inst. d. Hüttenzement-Industrie, Düsseldorf 1925. Es wird eine bestimmte Methode der Filmaufnahme beschrieben, die eine einwandfreie Beobachtung z. B. des ganzen Treibvorganges festzuhalten gestattet.

235. Nichtrostender Stahl. Von Obering. E. Richards Berlin-Karlshorst. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 5, S. 59—60. Verfasser geht zunächst auf die rostschützende Wirkung eines gewissen Prozentsatzes Chrom im Stahl oder Eisen ein und beschreibt anschließend einen von Hamilton und Evans ausgearbeiteten Verhütungsprozeß bei dem Chrom direkt aus Chromerzen in das Eisen übergeführt wird. Der Preis der Tonne 12prozentigen Chromstahls, der nach dem alten Verfahren etwa 1300 M betrug, ist nach Einführung des Hamilton-Evans-Verfahrens auf etwa 600 M herabgesetzt worden.

235a. Die Verwendung hochwertigen Baustahls im Schiffbau. Von Dipl.-Ing. H. Schlatter, Kiel. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 3, S. 59—64 m. 9 Abb. Es wird die Einführung hochwertigen Baustahles auch im Schiffbau für notwendig erachtet, und zwar mit wenigstens 5300 kg/cm² Mindestbruchfestigkeit und 18% Mindestbruchdehnung. Ein Überpreis für hochwertigen Baustahl wird in Anbetracht der Wirtschaftslage abgelehnt.

Baumaschinen und Förderanlagen.

236. Die Verwendung unverpackten Zements bei dem Bau der Schachtschleuse Anderten. Von Regs.-Baurat Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 5, S. 61—62 m. 3 Abb. Der Transport von insgesamt 46 000 Zentner Zement für den ersten Bauabschnitt erfolgt in besonderen Zementwagen, deren jeder 7 m³ bezw. rd. 10 Zentner Zement faßt. Der eiserne Wagenkasten hat die Form zweier mit ihrer breiten Grundfläche aufeinanderstehender, viereckiger Trichter. Durch maschinelle Füllung der Wagen wird jede Staubplage bezw. Streuverlust vermieden.

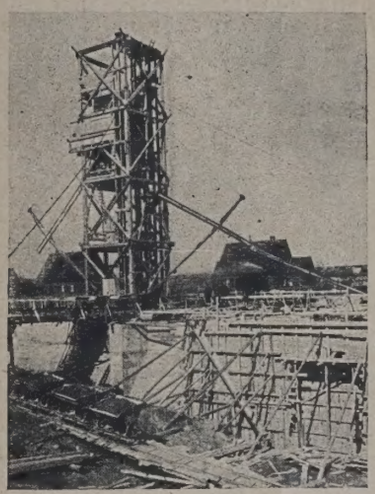
237. Die Zugförderung im Baubetriebe. Von Ing. O. Judtmann, Salzburg. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 3/4, S. 19—23. Allgemeine Darstellung der für die Zugförderung maßgebenden Größen, Formeln und der Nomogramme zur raschen Erkennung ihrer gegenseitigen Abhängigkeit. Beschreibung der hauptsächlich verwendeten Lokomotivsysteme, insbesondere der Hebus-Benzinelektrolokomotive.

237a. Betonmischer. Von Prof. H. Weihe, Berlin. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 5, S. 49—52 m. 12 Abb. Es wird eine große Anzahl von Betonmischmaschinen verschiedener Konstruktion beschrieben und die den einzelnen Maschinen eigenen Merkmale besonders besprochen.

Statik und Festigkeitslehre.

238. Über die Verteilung des Bodendruckes unter Gründungskörpern. Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa. Bauingenieur 1926, Heft 6, S. 101—102 m. 4. Abb. Es werden die bisher durch Versuche ermittelten einwandfreien Feststellungen zusammengestellt; im übrigen wird zwischen starren und elastischen Gründungskörpern unterschieden und für beide die Verteilung des Bodendruckes angegeben bei Belastung durch eine Einzellast in der Mitte, bei gleichmäßig verteilter Last und bei Randbelastung des Gründungskörpers.

Habermann & Guckes–Liebold A.-G.
Berlin
Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Schleusenbau Münster I. W., Gießturmanlage

Bauausführungen jeder Art im
Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau
Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten Silos D.R.P./Wohnhausbauten

MENCK & HAMBROCK
G·M·B·H
ALTONA-HAMBURG
BERLIN-DÜSSELDORF-LEIPZIG-FRANKFURT A/M.

239. Zur Praxis der Statik im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. Steuding, Breslau. Bauingenieur 1926, Heft 6, S. 102—107 m. 18 Abb. Beitrag zu den Lösungsverfahren mehrfach statisch unbestimmter ebener Rahmengebilde. Im besonderen werden die Lösung mittels Einführung von Momenten als statisch unbestimmte Größen an eingesetzten Gelenken, bezw. die Ermittelung der Winkeländerungen und im weiteren Verlauf der Lösung die Momentengleichungen behandelt.

240. Versuche von Ing. L. J. Mensch, Chicago, mit Eisenbetonsäulen mit Gußeiseneinlage. Mitget. von Dr. Thullie und Ing. Chmielowiec. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 31—33. Es werden die Formeln zur Berechnung der Tragfähigkeit der Säulen mit umschnürtem Gußeisen von Emperger und Thullie im Hinblick auf die Versuchsergebnisse von Mensch verglichen und die Formel

$$P = 1{,}25\ F_K \cdot \sigma_b + 2400 \cdot F_e + \sigma_g \varphi \cdot F_g$$

angegeben.

241. Loch-Scherversuche mit Gußeisen. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. M. Rudeloff, Berlin-Dahlem. Stahl und Eisen 1926, Nr. 4, S. 97—101 m. 7 Abb. Einfluß der Nebenspannungen bei Prüfung der Scherfestigkeit nach dem Sippschen Verfahren. Einfluß der Kraftübertragung, der Druckwirkung auf die Scherfläche und der Biegespannung infolge des Auflagerdruckes. Verdrehungsversuche. Scherversuche mit zylindrischen Proben. Vergleich der Schubfestigkeit, ermittelt nach verschiedenen Verfahren.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

242. Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton. Von Reichsbahnrat Blunck, Altona. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 33—35. Im Anschluß an die umfangreiche Diskussion über den Flensburger Brückeneinsturz geht abschließend Verfasser auf den Abrüstungsvorgang ein und nimmt in diesem Zusammenhange Stellung gegen das von Prof. Colberg vertretene Verfahren.

d) Eisenbetonbrücken.

243. Die neuen Erhardtbrücken über die Isar beim Deutschen Museum in München. Von Oberbaurat Altmann, München. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 21—23 m. 8 Abb. Es werden die beiden Isar-Eisenbeton-Plattenbalken-Brücken beschrieben, die als durchlaufende Träger auf mehreren Stützen ausgebildet worden sind.

244. Zur Frage der zulässigen Eisenbeanspruchung in Eisenbahnbrücken aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. R. Hauer-Charlottenburg. Bauingenieur 1926, Heft 6, S. 109—110. Der Verfasser behandelt im Vergleichswege den Einfluß der Begrenzung der Betondruckspannung und der Eisenzugspannung zur Verhinderung der Rißbildungen.

244 a. Die Traunfallbrücke bei Gmunden. Von Dr. Dr. F. Emperger, Wien. Beton u. Eisen 1926, Heft 3, S. 37—41 m. 7 Abb. Nahezu halbkreisförmiger Zweigelenkbogen von 71 m Spannweite, mit einem Pfeilverhältnis von 1 : 4. Verwendung umschnürten Gußeisens. Das Verhältnis von Nutzlast zu Eigenlast unter Berücksichtigung der Spannungserhöhungen bei Steigerung der Nutzlast und sein Einfluß auf die Wahl des Baustoffes.

244 b. Pont de la Balme sur le Rhône. Von Ing. Reulos. Ciment Armé Januar 1926, S. 6—13 m. 5 Abb. Beschreibung einer 95 m weit gespannten Eisenbetonbogenbrücke mit einem Stich von 1 : 9 nach System Hennebique.

e) Eiserne Brücken.

245. Auswechslung von Eisenbahnbrücken ohne Betriebsunterbrechung. Von Dr.-Ing. Fischmann, Grünberg (Schles.) Bautechnik 1926, Heft 6, S. 70—72 m. 10 Abb. Es werden zwei Brückenauswechslungen auf der Strecke Sagan—Liegnitz, der Quaisbrücke bei Sagan und der Boberbrücke bei Oberleschen, im besonderen die zu diesem Zwecke errichteten Abfangekonstruktionen und die Auswechslungsvorgänge, für die in beiden Fällen nur wenige (5 u. 2) Stunden zur Verfügung standen, ausführlich beschrieben.

246. Grundsätzliches über die Formgebung beweglicher Brücken. Betrachtung zum Preisausschreiben „Königinbrücke Rotterdam". Von Dr.-Ing. P. Müller, Düsseldorf. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 8, Wettbewerbe Nr. 2, S. 9—12 m. 8. Abb. Es handelt sich in den Ausführungen um das Urteil des Preisgerichtes, das einem Brückenentwurf den ersten Preis zuerkannt hat, da das Bauwerk auch architektonisch deutlich als bewegliche Brücke zum Ausdruck komme. Verfasser wendet sich gegen letztere Begründung. Der Nebenzweck dürfe niemals ausschlaggebend sein für die Formgebung, besonders dann „wenn die Möglichkeit vorliegt, das Bauwerk entsprechend der Tradition der festen Brücke zu gestalten und gleichzeitig die Beweglichkeit zuzulassen".

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

247. Eiserne Spundwände. Von Dipl.-Ing. K. E. Schonnopp, Charlottenburg. Bautechnik 1926, Heft 6, S. 73—75 m. 24 Abb. Es wird eine große Reihe von eisernen Spundwänden verschiedener Form im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit bezw. günstigste Profilausnutzung, Wasserdichtigkeit und Ausbildung der gegenseitigen Verbindung der einzelnen Spundbohlen untereinander einer kurzen kritischen Betrachtung unterzogen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

248. Die Geologie des Hochrheines von Konstanz bis Basel. Von Dr. W. Schmidle. Rheinquellen 1926, Nr. 1, S. 5—8 m. 1 Abb. Die geologische Entwicklung des Hochrheines.

249. Die Wasserversorgung von Wien und die Möglichkeit ihrer Erweiterung. Von Oberstadtbaurat F. Schönbrunner, Wien. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 5, S. 85—89 m. 2 Abb. Die günstigen geologischen Verhältnisse. Die Ergiebigkeit der Quellgebiete. Vorarbeiten zur Erschließung neuer Quellgebiete. Verbindung der Wasserversorgung mit Kraftgewinnung. Die Ausgestaltung bezw. Neueinrichtung von Grundwasserwerken.

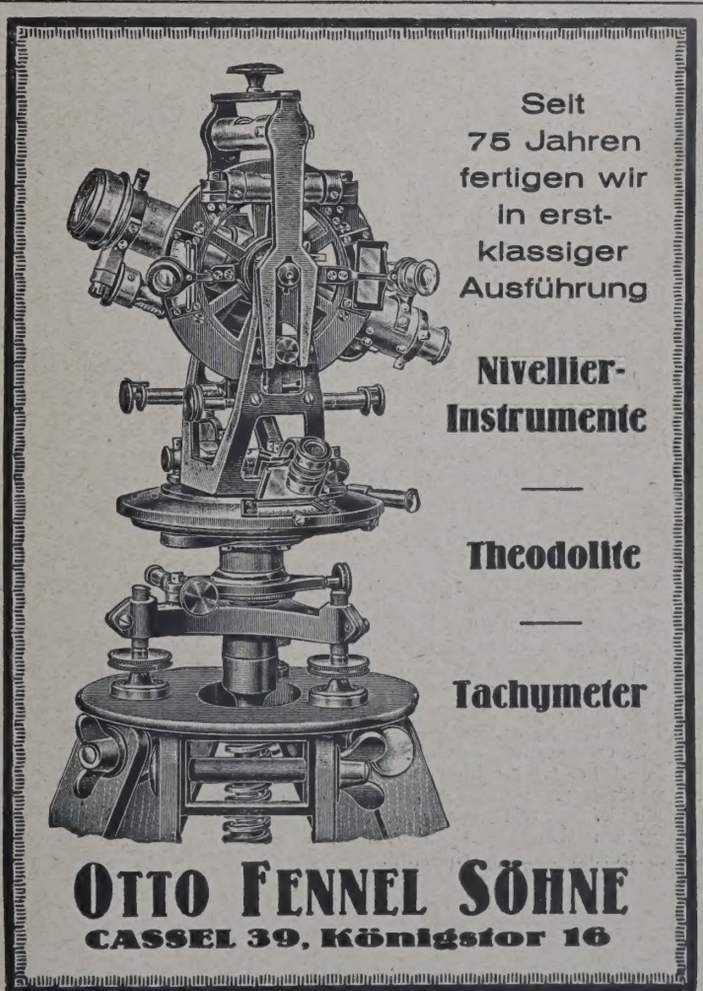
250. Die Salzgeschwindigkeits-Methode von Allen zur Wassermessung in Rohrleitungen. Von Ing. Dr. Karl E. Müller, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 4, S. 41—44 m. 8 Abb. Die Salzgeschwindigkeits-Methode der Wassermessung beruht auf der Tatsache, daß Salz in Lösung die elektrische Leitfähigkeit des Wassers vermehrt. Eine Salzlösung wird nahe dem oberen Ende der Leitung eingeführt und das Vorbeistreichen der Lösung an einem oder mehreren Paaren von Elektroden an anderen Punkten der Leitung graphisch vermittels elektrischer Registrier-Instrumente aufgezeichnet. Der Zeitunterschied zwischen dem Vorbeistreichen an zwei Punkten und das Volumen der Leitung zwischen den gleichen Punkten werden genau gemessen. Die Wassermenge in m^3/sec ist dann gleich dem Volumen in m^3 dividiert durch die Zeit in sec. Es werden die praktische Ausführung der Messung, die Theorie der Methode und die Fehlerquellen ausführlich beschrieben.

251. Ein Beitrag zur Berechnung des Kolkes. Von Dr.-Ing. G. J. Lehr, Neustadt a. H. Bauingenieur 1926, Heft 6, S. 110—115 m. 2 Abb. Unter Zugrundelegung eigener an Sturzbecken gemachter Beobachtungen ermittelt Verfasser rechnungsmäßig die beim Kolk auftretenden Kräfte unter besonderer Berücksichtigung der sie beeinflussenden Faktoren.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau. Schleusenbau.

252. Die Regulierung des Mississipi. Nach Ch. L. Potter, Eng. News-Record v. 26. III. u. 2. IV. 1925, Bautechnik 1926, Heft 6 S. 75—77 m. 8 Abb. Es werden zunächst die einzelnen von den verschiedenen geologischen Verhältnissen abhängigen Regulierungsmethoden, wie sie in Ober-, Mittel- und Unterlauf des Mississipp zur Anwendung gekommen sind, hinsichtlich ihres Umfanges, ihrer Kosten und ihrer Ergebnisse miteinander verglichen und anschließend die allen Ufern gemeinsame Ausführung des Uferschutzes aus Flechtwerk-Sinkstücken, sowie aus Pflasterung in Bruchsteinmauerwerk, Betonblöcken oder Stampfbeton zur Befestigung der oberen Uferböschung beschrieben.

Ingenieur-Vertretungen an allen wichtigen Plätzen gesucht.



253. Der Jau-Pieterszoon-Coen-Hafen in Amsterdam. Von E. van Heemskerck, van Beest, Amsterdam. Bautechnik 1926, Heft 5, S. 57—59 m. 4 Abb. Nach einer kurzen Beschreibung des jetzigen Zustandes des Hafens wird die Anlage des Coen-Hafens behandelt, die von dem Grundsatze beherrscht wird, zum Zwecke eines schnellen ununterbrochenen Lösch- und Ladebetriebes die Einteilung so zu treffen, daß an der einen Seite der Kaimauer Gelegenheit zum Anlegen für tiefgehende Schiffe (unmittelbar dem Kai entlang eine Kranbahn, An- und Abfuhrgleise, eine Straße, anschließend Lagerplätze) an der andern Seite Gelegenheit zum Anlegen von Flußschiffen gegeben ist, so daß ein günstiger Umschlagverkehr gewährleistet ist.

254. Die Trockenlegung des Zuidersee. Von Ing. A. Bijls. La technique des travaux 1926, Nr. 1, S. 17—29 m. 8 Abb. Nach kurzem geschichtlichen Rückblick wird eine Anzahl bisher ausgearbeiteter Projekte, die die Trockenlegung der Zuidersee zum Ziele haben, nebeneinandergestellt und im Folgenden der augenblickliche Stand der Ausführung beschrieben.

254 a. Die Erweiterungsarbeiten im Hafen von Antwerpen. Von Ing. L. Bonnet. Le Génie Civil 1926, Nr. 6, S. 125—132 m. 18 Abb. u. 1 Taf. Es werden die Konstruktion und Bauausführung der großen Seeschleuse von Kruisschans einschließlich der Arbeiten für den anschließenden Hafen-Kanal beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

255. Zur Frage der Eisabführung an Wehren. Von Oberbaurat Geiße, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 5, S. 60—61. Es wird die bei dem Weserwehre bei Döverden an 16 m langen versenkbaren Segmentwehren gebräuchliche Eisabführung und die Versenkwalzen der M. A. N. mit Eisklappen, zum Schluß die Eilers'sche Eisklappe behandelt.

256. Der Rheinfall in den Strombauplänen Basel—Bodensee. Von Dr. H. Krucker. Rheinquellen 1926, Nr. 1, S. 1—5 m. 3 Abb. Die Einbeziehung des Rheinfalles in den oberrheinischen Wasserwirtschaftsplan wird vom Standpunkt der Wasserwirtschaft unter besonderem Hinweis auf die in der Projektbehandlung bereits geübten Rücksichten auf den Heimatschutz gegen dessen Einwendungen vertreten.

257. Die erste Wasserkraftanlage zur Stromversorgung Wiens. Von Felix L. Hartmann, Düsseldorf. V. D. I. 1926, Nr. 5, S. 149—155 m. 7 Abb. Das Kraftwerk Opponitz am Ybbsfluß in Österreich. Übertragung der Energie mittels einer 144 km langen Fernleitung nach Wien; Beschreibung der Wehranlage und der Stollen, des Krafthauses, der Fernleitungen und des als Freiluftanlage gebauten Transformatorenwerkes in Wien-Nord.

258. Über die Zusammenschaltung von Wasserturbinen. Von Prof. R. Thomann, Lausanne. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 5, S. 55—58 m. 3 Abb. Es wird eine Anlage mit zwei Turbinen verschiedener Höchstleistung und verschiedener spezifischer Drehzahl vorausgesetzt, und für sie werden die Fragen, wann die kleine Turbine durch die große zu ersetzen, wann die kleine zur großen zuzuschalten ist, ferner in welcher Art die Wassermengen der Turbinen gegeneinander abzustimmen sind, wenn sie beide gleichzeitig laufen, einschließlich einiger Sonderfälle — z. B. gleicher Wirkungsgrad aber verschiedene Größen — untersucht.

259. Wasserkraft und Dampfkraft. Technische wirtschaftliche Gesichtspunkte. Von Obering. Sten Velander. Nach Teknisk Tidstrift 1925, Heft 36. — Wasserkraft 1926, Nr. 3, S. 19/21 m. 2 Abb. Verfasser entwickelt die Schlußfolgerungen, daß Wasserkraft dank der Entwicklung der Wasserkrafttechnik stets der Dampfkraft wirtschaftlich überlegen ist, und daß die Wasserkraft durch Regulieren der Seen und erweiterten Parallelbetrieb bis jetzt nicht ausgenutzte Möglichkeiten hat, ihre Konkurrenzfähigkeit zu behaupten. Die Spitzenleistung kann auch vorteilhafter von eigens dafür eingerichteten Wasserkraftwerken als von Dampfkraftwerken geliefert werden. Die für die wasserarmen Jahreszeiten nötigen Dampfkraftwerke können, wegen der Anheizverluste u. a. nur in beschränktem Umfange Spitzenleistungen so wirtschaftlich liefern, wie Wasserkraftwerke, wenn sie einschließlich der Übertragungsanlagen von Anfang an für eine hohe Ausbauleistung rationell entworfen und gebaut sind.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Die Statik des ebenen Tragwerkes

Von

Martin Grüning

ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

713 Seiten mit 434 Textabbildungen

1925

Gebunden RM 45

Das vorliegende, aus der Lehrtätigkeit des Verfassers erwachsene Buch gründet den folgerichtigen Aufbau der Statik auf dem Prinzip der virtuellen Verrückungen. Es entwickelt die Methoden der Berechnung für das Fachwerk und Stabwerk gemeinsam und trennt beide Systeme nur in der Ausführung der Rechnung. Die in der Praxis gebräuchlichen Bauarten werden als Beispiele behandelt. Die beiden letzten Teile bringen neue Untersuchungen über statisch unbestimmte Systeme höheren Grades teils durch Aufstellung eingliedriger Elastizitätsgleichungen, teils durch Lösung von Differenzgleichungen

Statik für den Eisen- und Maschinenbau

Von

Dr.-Ing. Georg Unold

Professor an der Staatl Gewerbe-Akademie in Chemnitz

350 Seiten mit 606 Textabbildungen

1925

Gebunden RM 22,50

Auf der Grundlage der als bekannt vorausgesetzten allgemeinen Statik werden die neueren Verfahren der einfachen und schwierigeren Aufgaben aus der gesamten Eisenbaustatik entwickelt und an vielen durchgerechneten Zahlenbeispielen erläutert. Daneben findet die Baustatik Anwendung auf Maschinenrahmen, Schwungräder und andere Aufgaben aus dem Maschinenbau

Aus dem Inhalt:

I. Die Lehrsätze der allgemeinen Statik. II. Kräftewirkung und Beanspruchung statisch bestimmter ebener Gebilde. III. Die elastische Formänderung statisch bestimmter ebener Gebilde. IV. Statisch unbestimmte ebene Gebilde.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

261. Über den Bau von Druckwasser-Leitungsstollen im Gebirge. Von Ing. A. Feller, Zürich. Schweiz. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 1, S. 4—10 m. 9 Abb. Die Ausführungen behandeln die beim Bau von Druckwasser-Leitungsstollen erforderlichen Maßnahmen zur Überwindung des äußeren Gebirgsdruckes sowie zur Verhütung des geringsten Wasserverlustes; es schließen sich Erörterungen über den Wert der Abdichtung und der Entwässerung an.

Straßenbau.

262. Verwaltung und Wirtschaft des amerikanischen Straßenwesens. Von Geh. Regsrat. Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Zement 1926, Nr. 4, S. 76—78. Die Unterscheidung der Straßen nach der Verkehrsbedeutung in drei Gruppen, nach welcher sich die Zuständigkeit der Behörden auf dem Gebiete des Straßenwesens richtet, wird besonderer Wert beigemessen. Errichtung von Straßenbaubehörden für die über mehrere Bundesstaaten sich erstreckenden Straßen zum Zwecke einheitlicher Unterhaltung. Aufbringung der Mittel für den Straßenbau durch Besteuerung der Kraftwagen 42%, durch Ausgabe von Schuldverschreibungen 58%. Herstellung der Straßen je nach den Erfordernissen des Verkehrs und ihre stetige Verbesserung je nach dessen Zunahme.

263. Die Verwendung von Wasserglas als Bindemittel für Straßenbefestigungen. Von J. Bijls. La technique des travaux 1926, Nr. 1, S. 41—46 m. 4 Abb. Verfasser beschreibt einige Straßenausführungen der ogengenannten Art, macht einige Angaben über die Herstellungskosten und zählt zusammenfassend die Vorteile dieser Straßenbauweise auf, deren Verwendung besonders in kalkreichen Gegenden empfohlen wird.

Eisenbahnbau und -betrieb.

264. Neue Methoden für die Aufstellung der Zugbildungsunterlagen. Von Reichsbahnrat Dr. Fröhlich, Essen. Ztg. d. V. D. E. B. 1926, Nr. 4, S. 97—103 m. 3 Tafeln. Verfasser gibt Richtlinien an, die der Aufstellung von Zugbildungsgesetzen dienen, nach denen die Zugbildung, die Festlegung der Aufgaben der Verschiebebahnhöfe und deren technischer Ausbau erfolgen kann.

265. Schienautobus. Von Oberregsrat. Ing. Alex. Pogány, Budapest. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 2, S. 23—28 m. 9 Abb. Es wird die Konstruktion und der Betrieb eines zweiachsigen Wagens mit Vereinslenkachsen von 6 m Achsstand mit Benzinmotor-Antrieb für drei Geschwindigkeitsstufen, einer Höchstgeschwindigkeit in der Ebene von 75 km/Std., einer Geschwindigkeit von 60 km/Std. in der Steigung von 7 v. T. bei einem Gesamtdienstgewicht von 9,0 t ausführlich beschrieben.

266. Wirtschaftlichkeit bei der Berichtigung der Höhen- und Richtungsverhältnisse der Eisenbahngleise. Von Reichsbahnoberrat A. Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 2, S. 28—31 m. 5 Abb. Es wird auf die verschiedenen Verfahren zum Ausrichten verfahrener Gleisbögen zum Zwecke einer zuverlässigen und dauernd brauchbaren Festlegung und Vermarkung der Gleise eingegangen, die gleichzeitig die Grundlage für eine gute Unterhaltung bildet.

267. Über die Sicherung von Schraubenmuttern, insbesondere bei Eisenbahnlaschen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 4, S. 40—43 m. 5 Abb. Beschreibung einer bei den schwedischen Staatsbahnen versuchsweise eingeführten Schraubenmutter, der sogen. Climaxmutter; sie besteht aus zwei in den Anlageflächen in einem kleinen Winkel zueinander geneigten Muttern.

267a. Ablaufversuche mit der Beschleunigungsanlage „Pösentrup-Heinrich". Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Gottschalk, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 5, S. 51—54 m. 4 Abb. Die Ablaufversuche haben ergeben, daß mit der Beschleunigungsanlage Pösentrup-Heinrich eine Lösung des Problems der Wagenbeschleunigung durch eine ortsfeste Anlage gefunden worden ist. Obgleich sich die Leistungen noch in bescheidenem Rahmen halten, darf man wohl die Hoffnung aussprechen, daß man auf dem besten Wege ist, eine betriebstüchtige Anlage zu schaffen, die überall da, wo die Erhöhung zu niedriger Ablaufberge auf besondere Schwierigkeiten stößt, einem dringenden Bedürfnis abhelfen würde.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

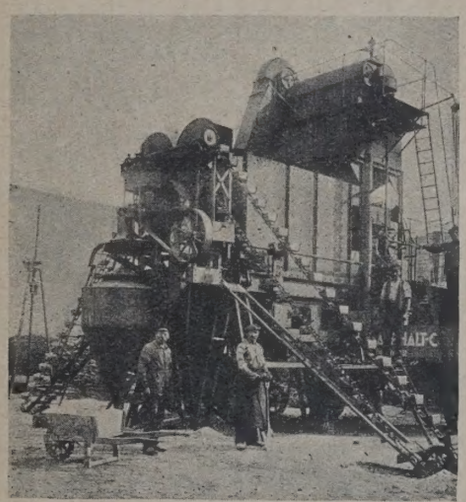
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

268. Fortschritte in den Grundlagen der Eisenbetonbauweise nach den neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vom Sept. 1925. Von Dr.-Ing. e. h. K. Bernhard, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 5, S. 156—158. Verfasser geht besonders auf die Konstruktionsgrundsätze und Leitsätze für die statische Berechnung, auf die Ermittlung der äußeren und inneren Kräfte, auf die Bestimmungen für die Ausführung ebener Steindecken sowie von Bauwerken aus Beton und schließlich auf die Bestimmungen für Druckversuche an Würfeln bei Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton kurz ein.

269. Die Betonauskleidung der Werkkanäle. Von Oberregsrat. Dr.-Ing. S. Kurzmann, München, Bautechnik 1926, Heft 5, S. 62—64 m. 7 Abb. Schluß a. Heft 4. Fortsetzend werden die Nachteile erörtert, die beim Böschungsbetonieren in der vorher beschriebenen Weise eintreten können — Entmischen des Betons, Losreißen von Erdmaterial aus der Böschung, ungenügende Dichte des Betons, langsamer Baufortschritte — und anschließend der maschinelle Betrieb, im besonderen die Koppenhofer'sche Maschine und die Anlage der Fa. Grün u. Bilfinger A.-G. behandelt. Erstere besteht aus einem Windenwagen, der mittels eines Gleises auf der Dammkrone von Hand weitergeschoben wird. Die Winde bewegt den Betonierungstrichter auf der Böschung auf und ab. Betontrichter und Walzen sind zu einem Wagen vereint. Anschließend werden die an den betonverkleideten Werkkanälen gemachten Erfahrungen zusammengestellt soweit sie die Sicherung gegen Wasserangriffe, die Verminderung der Rauhigkeit, die Dichte der Betonauskleidung bzw. des Betons und der Dichtungsmittel betreffen.

270. Die freitragenden Dächer in Eisenbeton. Von Dipl.-Ing. Prof. L. Geusen, Dortmund. Beton u. Eisen 1926, Heft 2, S. 25—29 m. 3 Abb. und 2 Zahlentaf. Berechnung des „Kreisbogens mit Kämpfergelenken" bei gleichförmig über die ganze und halbe Spannweite verteilter Belastung.

271. Die Berechnung der Schubbewehrung von Eisenbetonbalken nach den Vorschriften von 1907, 1916 und 1925. Von Mag. Baurat Dr.-Ing. L. David u. Dipl.-Ing. H. Perl, Berlin. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 3, S. 31—34 m. 4 Abb. Für die Berechnung der Schubbewehrung nach den neuesten Bestimmungen haben die Verfasser eine Reihe von Tabellen, sowohl für gleichmäßig verteilte als für Einzellasten, die ein einfaches Hilfsmittel für Entwurf und Nachprüfung bilden sollen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

272. Berechnung eines Konsolträgers mit Zuglasche zwischen Endquerträger und Widerlager einer eisernen Eisenbahnbrücke. Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Lichterfelde-West. Bautechnik 1926, Heft 6, S. 77—78 m. 3 Abb. Die Berechnung erfolgt unter Annahme der Proportionalität zwischen den Spannungen der Anschlußniete sowie der Zuglasche und den Abständen von der Schwerachse. Der Ermittelung der Spannung der Zuglasche wird einmal der Lochleibungsdruck, zum anderen die Scherspannung der Niete zugrundegelegt.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

273. Planwirtschaft oder „Kommunalpolitik"? Bodenreform oder „Bodendiktatur"? Städtebauliche Bedarfsdeckung oder „Stadterweiterung"? Von Stadtbaurat O. Schmidt, Essen. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 10, Bauwirtschaft und Baurecht, Nr. 2, S. 12—14. Die obengenannten grundsätzlichen Fragen im Rahmen eines neuen Städtebaugesetzes werden in Form eines Textvorschlages erörtert.

274. Eine Laboratoriums-Versuchsanlage für belebten Schlamm. Von Dr. F. Sierp, Ruhrverband, Essen. Gesundtheitsing. 1926, Heft 4, S. 46—47 m. 4 Abb. Es wird ein Versuchsapparat beschrieben, der im Laboratorium des Ruhrverbandes für Versuche mit dem Schlammbelebungsverfahren mit sehr gutem Erfolge Verwendung findet.

Unentgeltlich und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigen Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
Sortiments-Abteilung
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachl. Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

275. Massengüterverkehr auf Straßenbahnen. Von Generaldirektor P. Müller, Gerthe. Verkehrstechnik 1926, Heft 4, S. 49—52 m. 9 Abb. Allgemeines und jetziger Umfang des Massengüterverkehrs auf Straßenbahnen. Wirtschaftliche Gründe für den Massengüterverkehr auf Straßenbahnen. Der Massengüterverkehr auf Straßenbahnen infolge der Besetzung des Ruhrgebietes in diesem und den angrenzenden Bezirken. Der Massengüterverkehr auf Straßenbahnen als Konkurrenz der Reichsbahnen. Der Wettbewerb der Straßenbahnen im Güterverkehr mit den Kraftwagen.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

276. Bebauungsplan für die Stadt Trautenau in Ostböhmen. Von Mag. Baurat Meffert, Hannover. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 9, Stadt u. Siedlung Nr. 3, S. 17—22 m. 11 Abb. Der vom Verfasser entworfene Bebauungsplan wird an Hand zahlreicher Abbildungen ausführlich behandelt. Im Zusammnehang damit wird die Anwendung senestrischer Stereophotogrammetrie zur Beschaffung bzw. Herstellung guten Planmaterials beschrieben.

Bauunfälle.

277. Unfallverhütung auf psychotechnischer Grundlage. Von W. Moede, Charlottenburg. Industr. Psychotechnik 1926, Heft 1, S. 16—22 m. 4 Abb. Die psychologisch begründeten Methoden zur Unfallverhütung werden systematisch behandelt. Es wird gezeigt, wie auf Unfallstatistik und Unfallanalyse fußend, die Maßnahmen zur Minderung von Unfällen gerade bei Beachtung psychologischer Gesichtspunkte technischer oder psychotechnischer Natur sein können. Neben technischen Vorkehrungen für Mängelabstellung im Sinne der Zwangserwirkung werden Eignungsprüfung und Anlernung sowie Bildaushang behandelt.

278. Psychotechnische Begutachtung von Unfallverhütungsplakaten. Von Maria Frank † Industr. Psychotechnik 1926, Heft 1, S. 1—15 m. 4 Abb. Die beiden Preisträger des Wettbewerbes für Unfallverhütungs-Plakate der Reichsarbeitsverwaltung werden nach den Methoden der Inhalts- und Werturteilsstatistik psychologisch untersucht. Die Wirkung der Bilder auf typische Vertreter der verschiedensten sozialen Schichten wird festgestellt und analysiert. Besonderer Wert wird auf die Analyse der Bildwirkung auf Arbeiter gelegt. Es folgen methodische Erörterungen im Anschluß an die Versuche.

278a. Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1926, Heft 3, S. 41—44. Es werden die Möglichkeiten erörtert, die die Güte der Ausführung sicherstellen, d. h. die Voraussetzungen der statischen Berechnung erfüllen und den Inhalt der Ausführungszeichnungen in der Ausführung mit tunlichster Gewissenhaftigkeit wiedergeben lassen.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen
über größte Lieferungen
an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

Verlag von Julius Springer Berlin in W 9

Soeben erschien:

Die selbsttätigen Pumpenventile in den letzten 50 Jahren

Ihre Bewegung und Berechnung

Von

Dipl. Ing. R. Stückle

außerordentlicher Professor und Oberingenieur am Ingenieur-Laboratorium der Technischen Hochschule Stuttgart

301 Seiten mit 183 Textabbildungen und 8 Tafeln
RM 25,80, gebunden RM 27,30

Handbibliothek für Bauingenieure

Ein Hand- und Nachschlagebuch für Studium und Praxis

Herausgegeben von

Robert Otzen

Geheimer Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

Soeben erschien vom I. Teil. Hilfswissenschaften der 5. Band:

Betriebswissenschaft

Ein Überblick über das lebendige Schaffen des Bauingenieurs

Von

Dr.-Ing. Max Mayer

Duisburg

229 Seiten mit 31 Textabbildungen. — Gebunden RM 16,50

Nachdem im Maschinenbau die Bedeutung der zweckmäßigen Betriebswissenschaft längst erkannt worden ist, behandelt der Verfasser dieses wichtige Gebiet hier zum ersten Male zusammenfassend für den Baubetrieb und zeigt die Wichtigkeit der richtigen Auswahl, Ausbildung und Behandlung des im Betriebe beschäftigten Menschenmaterials. Das vorliegende Buch behandelt nicht nur die Organisation der Oberleitung der einzelnen Bauausführung, sondern auch die Organisation der einzelnen Unterstellen. Die Vergebung der Aufträge, das Angebot und die Preisbildung werden dargestellt

---

Linienführung

von

Erich Giese
Dr.-Ing., ord. Professor a. D.

Otto Blum
Dr.-Ing., ord. Prof. an der Techn. Hochschule zu Hannover

Kurt Risch
Dr.-Ing., ord. Prof. an der Techn. Hochschule zu Hannover

447 Seiten mit 184 Textabbildungen. 1925 / Gebunden RM 21

(Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau. 2. Band)

In diesem Bande der Handbibliothek für Bauingenieure behandeln drei auf diesem Spezialgebiet bestbekannte Fachmänner alle diejenigen eisenbahnbau- und betriebstechnischen sowie verwaltungstechnischen Gebiete, deren Kenntnis für den eine Bahnlinie entwerfenden Ingenieur wissenswert ist

---

Verkehr und Betrieb der Eisenbahnen

Von

Otto Blum
Dr.-Ing., ord. Professor an der Techn. Hochschule zu Hannover

G. Jacobi
Dr.-Ing., Oberregierungsbaurat der Reichsbahndirektion Erfurt

Kurt Risch
Dr.-Ing., ord. Professor an der Techn. Hochschule zu Hannover

431 Seiten mit 86 Abbildungen. 1925. Gebunden RM 21

(Handbibliothek für Bauingenieure. II. Teil: Eisenbahnwesen und Städtebau. 8. Band)

Dieser Band befaßt sich im wesentlichen mit den mittelbaren und unmittelbaren Vorgängen bei der Bewegung von Fahrzeugen auf den mit Dampf betriebenen deutschen Haupt- und Nebenbahnen. Die Begrenzung des Begriffs Eisenbahnbetrieb entspricht hierbei der deutschen Auffassung. Maßgebend waren für die Verfasser deshalb auch die deutschen Gesetze, Verordnungen und Vorschriften, insbesondere auch die deutschen Fahrdienstvorschriften

---

Verlag von Julius Springer in Berlin W9

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

279. Wasserdichter Mörtel. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Zement 1926, Nr. 7, S. 133—135. Verfasser begutachtet ein neues in den Handel gebrachtes Dichtungsmittel, Tricosal, auf Grund einer Reihe umfangreicher Versuche. Es werden besonders die von Prof. Otto Graf, Stuttgart, durchgeführten Versuche besprochen. Neben den vorzüglichen Eigenschaften zugunsten des eigentlichen Dichtungsprozesses hat sich keinerlei Nachteil für die Festigkeitseigenschaften des Mörtels und Betons feststellen lassen.

280. Verzögerung des Abbindens von Portlandzement durch Calciumsulfat. Engineering vom 22. 1. 1926, S. 101—102. Auszug aus den Untersuchungen des Bergamtes der Vereinigten Staaten über den Einfluß von Calciumsulfat auf die Verzögerung des Abbindens von Portlandzement, wonach gebrannter Gips am wirksamsten ist, wenn die Beimengung 2 % SO_3 entspricht.

281. Versuche über Abbinde- und Erhärtungsfähigkeit von Betonprobewürfeln in der Kälte. Von Dipl.-Ing. H. Eisenbeck. Zement 1926, Nr. 6, S. 111—112. Es werden Versuche mit deutschem Tonerdezement beschrieben, bei denen Würfel von 7 cm Kantenlänge normengemäß eingeschlagen und mit der Eisenform in den Kältebehälter eingesetzt worden sind. Ein Teil der Würfel wurde sofort nach Herausnahme aus dem Kältebehälter, der andere bei Zimmertemperatur von 18° C nach gewissen Zeitintervallen, also zu verschiedenen Zeiten des Auftauens, geprüft. Aus den zahlreichen Versuchen hat sich die Übertragung der Laboratoriumsversuche auf die Praxis als nicht ohne weiteres zulässig erwiesen. Die Einwirkung der Kälte auf den Abbindeprozeß und Erhärtung läßt sich an Würfeln von nur 7 cm Kantenlänge nicht ermitteln, da sie bei ihrer großen Oberfläche im Verhältnis zur Masse schon größtenteils oder vollkommen von Frost durchdrungen sind, bevor die Abbindereaktion einsetzt.

282. Die qualitative und wirtschaftliche Bedeutung des sauren Elektrostahles. Von Dr.-Ing. A. Müller-Hauff, Bismarckhütte, O.-S. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 7, S. 213—218 Mittlg. a. d. Stahlwerksausschuß des Vereins Deutscher Eisenhüttenleute. Metallurgische Vorgänge im sauren Elektroofen und ihr Einfluß auf das Gefüge des Stahles. Verlauf einer Schmelzung im sauren Elektroofen. Physikalische Prüfung saurer Baustähle im Vergleich zu basischen Siemens-Martin- und Elektrostählen. Wirtschaftlichkeit und Anwendungsgebiet.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

283. Lösung statischer Aufgaben mittels Modellgerätes. Von Ing. O. Gottschalk, Buenos Aires. V. D. I. 1926, Nr. 8, S. 261—265 m. 12 Abb. In zehn Beispielen wird gezeigt, wie anscheinend verwickelte Tragwerke mit den vom Verfasser ausgebildeten Verfahren und Hilfsmitteln ohne zeichnerische oder rechnerische Arbeit unmittelbar und auf einfache Weise selbsttätig für irgendwelche Lasten berechnet werden. Ein weiteres Beispiel betrifft die praktisch weniger ergiebige, aber sehr anschauliche Bestimmung von Einspannungsmomenten unter bestimmten Lasten in einem Stab irgend eines elastischen Tragwerkes durch Aufzeichnung der tatsächlichen elastischen Linie, die sich mit den gleichen Hilfsmitteln bequem und genau nachbilden und ohne Rechnung deuten läßt.

284. Der Begriff der Knickgrenze. Von Geheim. Rat H. Zimmermann, Berlin. V. D. I. Nr. 7, S. 221—225. Die Knickfestigkeit eines Stabes kann nicht aus seiner Spannung berechnet werden. Die Rechnung mit dem genanen Krümmungshalbmesser der Biegelinie bei Ermittlung der Knickgrenze ist zwecklos, weil sie keine andere Knicklast ergibt als die einfache Eulerformel. Auch bei der Berechnung von Druckstäben, die an Biegestäbe angeschlossen sind, darf der Biegewiderstand der Druckstäbe vernachlässigt werden, sobald sie bis zur Eulergrenze belastet sind.

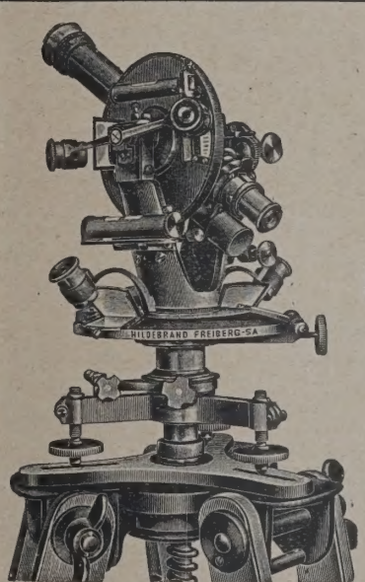
Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —



Der
wirtschaftlich
arbeitende
Bauingenieur
benutzt
nur
die
bekannten

Vermessungsinstrumente
von
Max **Hildebrand** G.m.b.H.
Freiberg i.Sa. 10
Gegründet 1791

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

285. Rotbachbrücke bei Teufen, Appenzell A.-Rh. Von Ing. Dr. L. Bendel, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 7, S. 81—84 m. 7 Abb. Beschreibung der 1924 als Notstandsarbeit zur Ausführung gelangten Eisenbetonbrücke; der Hauptteil der Brücke besteht aus zwei eingespannten Gewölberippen mit obenliegender, versteifender Platte, Spannweite 58 m. Die Brücke stellt im Grundriß eine S-Form dar, wobei die Fahrbahn über dem Gewölbe in der Geraden, die beiderseits anschließenden Viadukte in eine Kurve gelegt wurden.

e) Eiserne Brücken.

286. Aufstellung einer vollwandigen Gerberbrücke ohne Baugerüst unter Verwendung von Schwenkmasten. Von Dr.-Ing. A. Dörnen, Derne. Bautechnik 1926, Heft 7, S. 86 m. 6 Abb. An Hand von Abbildungen wird die Aufstellung kurz beschrieben. Es handelt sich um eine Blechträgerbrücke über die Lippe bei Hervest in einer Gesamtlänge von $25 + 36 + 25 = 86$ m.

287. Ermittlung des Einflusses der Gleiskrümmungen und Fliehkraft auf die Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken mit Hilfe von Einflußlinien. Von Eisenbahnobering. J. Hailer, Erfurt. Bautechnik 1926, Heft 7, S. 87—89 m. 10 Abb. Das beschriebene Verfahren zur Erfassung des Einflusses der Gleiskrümmung auf die Hauptträger setzt die Berechnung der Momente, Querkräfte und Auflagerdrücke für den inneren und äußeren Hauptträger eiserner Eisenbahnbrücken für den Fall, daß die Gleisachse auf der Brücke in einem Bogen liegt, nach den Formeln von Dr.-Ing. Kommerell voraus.

288. Hundertjähriges Bestehen der Hängebrücke über die Menai-Meerenge. Engineering vom 29. 1. 1926, S. 131—132. Am 30. Januar 1926 ist die Telfordsche Hängebrücke über die Menai-Meerenge 100 Jahre alt geworden. Sie war die erste Hängebrücke, darin Ketten (16) aus je 5 Eisenplatten ($300 \times 80 \times 25$ mm) mit Laschen (200×400 mm) und Bolzen (75 mm Dmr.) bestanden. Eine der schwierigsten Arbeiten war seinerzeit das Heben der Ketten ($85 + 177 + 85$ m Spannweite) auf die 75 m hohen Türme bis 36 m lichter Durchfahrthöhe. Bei einem großen Sturm im Jahre 1839 war ein Drittel der Hängestangen für die 9 m breite Fahrbahn gebrochen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

289. Gebäude in Erdbeben- und Wirbelsturmgegenden. Engineering vom 22. u. 29. Januar 1926, S. 95—96 u. 127—128. Berechnungsverfahren für Stoßkräfte bei Erdbeben, Zerstörungen bei schweren Erdbeben durch Beben und durch Feuer, Häufigkeit von Erdbeben, Sicherung gegen gewöhnliche Erdbeben durch Gründung der Gebäude auf Pfähle oder durchlaufenden starken Platten und Aufbau wie gegen schweren Winddruck, Bewährung von Stahlfachwerk- und kräftigen Eisenbetonbauten bei einem Erdbeben von mäßiger Stärke in Kalifornien. Beispiele ungeheurer Windgeschwindigkeiten bei Wirbelstürmen, Erklärung des Auftretens auf beschränktem Gebiete, Häufigkeit von Wirbelstürmen, ungenügende Vorschriften für Winddruckberechnung in den meisten Bauvorschriften, Beachtung der Saugwirkung bei hohen Windgeschwindigkeiten, Sicherheit in Kellerräumen, Versicherung gegen Wirbelsturmschäden.

290. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hämerten. Von Reichsbahnrat Zwach, Stendal. Bautechnik 1926, Heft 8, S. 98—102 m. 14 Abb. Schluß a. Heft 4. In der Fortsetzung wird abschließend die Ausführung der Strom- und Landpfeiler, im besonderen die Herstellung und Absenkung der Eisenbetonsenkkästen beschrieben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

291. Kritische Vergleiche über die theoretisch ermittelten Fortschrittsgeschwindigkeiten der Wasserwellen mit deren beobachteten Werten, im Zusammenhang mit denjenigen der Tidewellen in Flußmündungen. Von Dipl.-Ing. K. Pauselius, Braunschweig. Bautechnik 1926, Heft 7, S. 87 m. 1 Abb. Die kurzen Ausführungen bilden einen Abriß der gleichnamigen Doktor-Dissertation, die die Beschreibung und Untersuchung der Fortschrittsgeschwindigkeit der Flut- und Ebbewellen in ihrer Abhängigkeit von den Gestaltungsformen der Gewässerrinne, u. a. im besonderen die Untersuchung der Einflüsse ihrer Größwerte auf den Unterlauf der Flüsse zum Inhalte hat.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Die Eisenbahn-Elbbrücke in Meißen

Von

Julius Karig

Reichsbahnrat in der Reichsbahndirektion Dresden

20 Seiten mit 53 Abbildungen im Text und auf einer Tafel

Steif broschiert RM 2,40

(Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur" 1925, Heft 28/29)

292. Die Beseitigung der Grundwasserüberflutungen und die Ableitung des Grundwassers in den verseuchten Wohnbezirken von Hohen-Neuendorf bei Berlin. Von Baurat Bauer, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 7, S. 81—85 m. 15 Abb. Infolge des seit 1910 beobachteten, stetigen Steigens des Grundwassers haben sich durch Fäulnis und Schwammbildungen derartige Zerstörungen eingestellt, daß ein großer Teil der Wohnungen aus hygienischen Gründen und wegen Einbruchsgefahr geräumt werden mußte. Es werden die Ursachen dieser Erscheinung und die durchgeführten Maßnahmen zur Beseitigung der Schäden ausführlich behandelt.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

293. Die Verwendung der alten Holtenauer Südschleuse als Trockendock. Von Regs.-Baurat Hayßen, Kiel-Holtenau. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 6, S. 64—66 m. 4 Abb. Umbau einer stillgelegten alten Schleuse in Holtenau als Trockendock. Freie Kammerlänge 210 m. Da die Stammtore bei leerer Schleuse den äußeren Wasserdruck nicht aufnehmen können, wurden zwei eiserne Schwimmtore oder Verschlußpontons beschafft. In ihnen sind gleichzeitig die Pumpen für die Trockenlegung der Kammer untergebracht.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

294. Die Talsperre bei Goldentraum, erbaut 1919 bis 1924. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Bachmann, Hirschberg (Schlesien). Bautechnik 1926, Heft 8, S. 93—95 m. 7 Abb. Die genannte Gewölbe-Sperrmauer ist in Bruchsteinmauerwerk errichtet; das Becken faßt bis zu 12 Mill. m^3; höchste Höhe der Mauer 36 m, Breite an der Sohle 27 m, an der Krone 5 m. Länge an der Krone gemessen 170 m. Es werden das Projekt, ferner das angeschlossene Kraftwerk mit einer jährlichen Kraftleistung von etwa 5—6 Mill. KWh, die Leistungsfähigkeit der Entlastungsanlagen, der Betrieb der Talsperre und die Bauausführung kurz beschrieben.

295. Ausnutzung des oberen Murgsees zu Akkumulierungszwecken. Von H. Wyß. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 8, S. 106—108 m. 8 Abb. Der obere Murgsee mit einer Seeoberfläche von rd. 170000 m^2 ist für eine gesamte Wasserspiegelschwankung von 7,30 m und damit für einen nutzbaren Inhalt von 1200000 m^3 ausgebaut worden, da die Wassermengenschwankungen des Murgbaches keine regelmäßige Kraft für die an ihm gelegenen Werke gewährleisteten. Es wird im einzelnen der Ausbau des Sees beschrieben.

296. Das Sennar-Stauwerk im Blauen Nil. Engineering vom 22. Jan. 1926, S. 104—105 und Taf. IX—XI. Zusammengefaßte Beschreibung mit großen Abbildungen der von 1922 bis 1925 erbauten Staumauer im Blauen Nil, über 3 km lang und über der Gründung rd. 40 m hoch, mit 86 Grundablässen, durch Rollschützen geschlossen, zur Abführung des fruchtbaren Nilschlammes und 40 Hochwasserüberfällen, durch Dammbalken geschlossen. Anstau von 636 Mill. m^3 Wasser zu Bewässerungszwecken. Mauerinhalt 422000 m^3 Granitmauerwerk in Zementmörtel, Baukosten 5,6 Mill. Pfund.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

297. Theoretische Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit von Straßen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Verkehrstechnik 1926, Heft 5, S. 65—69 m. 5 Abb. Es werden über die Leistungsfähigkeit von Fahrdämmen für Personenkraftwagen auf Grund theoretischer Betrachtungen und Beobachtungen Formeln aufgestellt und die Beziehungen zwischen Leistungsfähigkeit zur Wagenlänge, Bremsstrecke und Fahrgeschwindigkeit für ununterbrochenen und unterbrochenen Verkehr behandelt.

298. Die Versuchsstraße des Deutschen Straßenbauverbandes bei Braunschweig zur Ermittelung der Einwirkung der Kraftwagen auf die Fahrbahn. Von Oberbaurat Nagel, Braunschweig, u. Landesoberbaurat a. D. Geheimrat Nessenius, Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 5, S. 69—73 m. 9 Abb. Die Entstehungsgeschichte der Versuchsstraße und ihr Zweck werden besprochen. Eine genaue Beschreibung der Gesamtanlage sowie der verschiedenen Befestigungsarten der einzelnen Teilstrecken, deren Kosten angegeben werden, folgt. Über die Durchführung der Versuche und die Versuchsergebnisse wird später berichtet werden.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

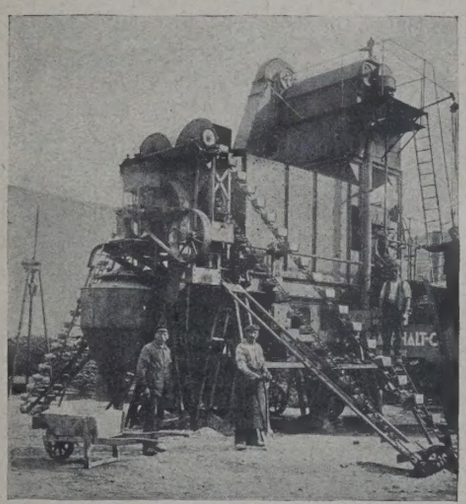
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

299. Straßenbauverfahren mit Kaltasphalt. Von Oberregsbaurat Kluge, Dresden. Verkehrstechnik 1926, Heft 5, S. 73—77. Die verschiedenen Bauverfahren werden besprochen und besonders auf die Ursachen von Mißerfolgen hingewiesen. Oberflächenbehandlung wassergebundener Schotterstraßen sowie von Asphalt- und Teermakadam. Das Flicken wassergebundener Schotterstraßen. Tränkverfahren bei Herstellung neuer Decklagen. Das Halbtränkverfahren. Herrichten alter holpriger Pflasterbahnen.

300. Die Bestanddauer des Granitpflasters. Von Oberbauamtmann H. Stillkrauth, München. Verkehrstechnik 1926, Heft 5, S. 79—81. Die aus Wien berichtete kurze Bestanddauer des Granitpflasters wird vom Verfasser auf unzulängliche Ausführungsweise zurückgeführt und als Ausnahme bezeichnet.

301. Die Kraftwagenstraße. Von Dr.-Ing. R. Schenk, Charlottenburg. Zement 1926, Nr. 6, S. 113—117. Fortsetzung. Im sechsten Kapitel wird die Verbreiterung der Fahrbahn in den Krümmungen, im anschließenden Abschnitt werden die den starken Wirkungen der Kraftwagentriebräder widerstehenden Straßenbefestigungen, und zwar von den bisher angewandten Befestigungen das Groß-, Klein-, Holz- und Klinkerpflaster, von den neuzeitlichen Befestigungen die Asphalt-, Teer- und Betonstraßen behandelt.

302. Walzasphaltstraßen in Berlin. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. G. Klose, Berlin-Tiergarten. Verkehrstechnik 1926, Heft 5, S. 77—79 m. 6 Abb. In Berlin sind im Jahre 1925 verschiedene Straßen und Chausseen mit Walzasphalt befestigt worden. Die Rohstoffe des Walzasphaltes, das Mischen, der Einbau und verschiedene Ausführungsarten werden kurz besprochen.

303. Verkehrsstraßen Nordhannovers. Von Reichsbahnrat W. Richard, Rotenburg. Verkehrstechnik 1926, Nr. 7, S. 107—110 m. 2 Abb. Die geschichtliche Entwicklung des Verkehrsstraßennetzes des Regierungsbezirks Stade wird skizziert und notwendige Verbesserung dargelegt; endlich wird ein Ausblick über die kommende Entwicklung gegeben.

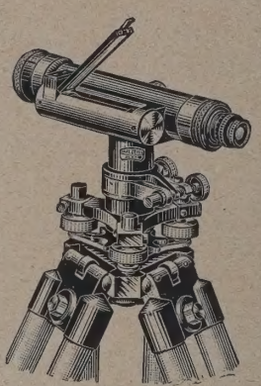
Eisenbahnbau und -betrieb.

304. Zur Weiterbildung der schienenfreien Gleisentwicklungen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. W. Bäseler, München. Verkehrst. Woche 1926, Heft 7, S. 73—76. Die schienenfreien Gleisentwicklungen werden einer nochmaligen Untersuchung (vgl. Ztg. d. Vereins Deutscher Eisenbahnverw. 1918, S. 897) unterzogen.

305. Systematik der Mechanisierung der Bewegungsvorgänge auf Verschiebebahnhöfen. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Frölich, Essen. Verkehrst. Woche 1926, Heft 6, S. 63—67 m. 8 Abb. Die produktiven Arbeitsvorgänge auf Verschiebebahnhöfen sind Bewegungsvorgänge gekuppelter oder ungekuppelter Wagen, bei denen die natürlichen Widerstände der Wagen durch treibende oder hemmende äußere Kräfte beeinflußt werden. Dabei kommt es darauf an, das Gefälle so zu wählen, daß für die dadurch nach Größe und Häufigkeit bestimmten anderen äußeren hemmenden und treibenden Kräfte Verhältnisse herauskommen, die den künstlichen Kraftquellen angemessen sind und umgekehrt.

306. Unkrautbeseitigung im Eisenbahngleis mit der Jätemaschine Scheuchzer. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 3, S. 41—44 m. 6 Abb. Das schweizerische Unkrautbeseitigungsverfahren nach Scheuchzer hat versuchsweise auch auf einigen süddeutschen Bahnen Verwendung gefunden. Das Verfahren besteht darin, daß das Unkraut nicht nur außerhalb der Schwellenenden, sondern auch zwischen den Schwellen beseitigt wird, und zwar letzteres mittels eines Hebelsystems zu selbsttätiger Regelung einer Reihe von Messern oder Stählen, die in der Bettung zwischen den Schwellen arbeiten.

307. Die dieselelektrische Lokomotive im Vollbahnbetrieb. Von Dipl.-Ing. Buttler, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 7, S. 77—80 m. 4 Abb. An Hand der Versuchsergebnisse mit der Lomonossoffschen Lokomotive sowie der in der Fachliteratur bereits veröffentlichten Angaben über die Frage der Anwendung von Diesellokomotiven für den Vollbahnbetrieb versucht Verfasser, ein Bild von den betriebstechnischen Eigenschaften dieser Lokomotivbauart zu entwerfen und stellt einige Überlegungen über die Aussichten dieser Lokomotive an. Es werden dabei die Diesel-, Dampf- und elektrische Lokomotive, alle drei Arten gleicher Leistung, miteinander verglichen.

ZEISS
Nivellier-Instrumente und Theodolite
für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.
Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente

Nivellier-Instrument IV für die Baustelle
Nivellierlatten
Winkelprismen
★
Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von
CARL ZEISS JENA

Steg-Zementdielen

August Trachte, Ingenieur
Spezialgeschäft für Stegzementdielen- u. Eisenbetonbau Dobrilugk (N.-L.)

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

308. Werden Betonbehälter durch Speiseöle und Tran korrodiert? Von Chem. Dr. W. Obst, Altona-Bahrenfeld. Zement 1926, Nr. 6, S. 112—113. Verfasser führt einige sich widersprechende Gutachten über die Zweckmäßigkeit von Betonbehältern für Speiseöle an, von denen eines seine Ansicht bestätigt, daß bei einem fetten Zementmörtel die vorhandenen Fettsäuren an den Betonwänden mit dem Kalk des Zementes schnell eine Schicht von fettsaurem Kalk bilden müssen, welche wie ein Schutzanstrich oder Isolierschicht wirkt und den Betonbehälter vor weiterer Korrosion durch das Öl dauernd schützt. Die vom Verfasser durchgeführten Schnellversuche haben diese Vermutung selbst bei Tran, der in den Behältern angewärmt wurde, bestätigt.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

309. Das neue französische Städtebaugesetz und seine Auswirkungen. Von Ob.-Reg.- u. Baurat K. Hager, Dresden. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 13, Stadt u. Siedlung Nr. 4, S. 30—32. Im Zusammenhang mit den Wiederaufbauarbeiten in den zerstörten Kriegsgebieten ist in Frankreich, das sich die in anderen Ländern im Städtebau bereits gewonnenen Erfahrungen zunutze machte, eine einheitliche städtebauliche Gesetzgebung entstanden, die mit der Schaffung des Städtebaugesetzes vom 14. III. 1919 nicht nur langjährige Versäumnisse nachholte, sondern sich einen gewissen Vorsprung in der städtebaulichen Gesetzgebung der Welt sicherte. Es wird das Gesetz an sich, sowie seine grundlegenden Auswirkungen für Frankreich besprochen.

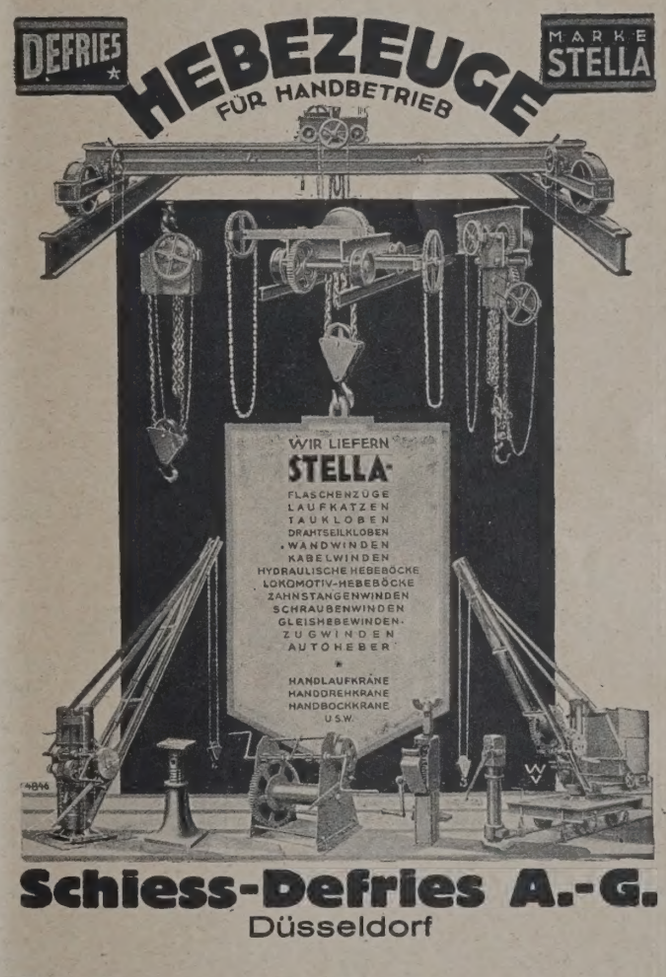
310. Die Stadt Breslau und die Eingemeindung ihres Erweiterungsgebietes. Von Stadtbaudir. Behrendt, Breslau. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 13, Stadt und Siedlung Nr. 4, S. 27—30 m. 7 Abb. Die Ausführungen geben den Inhalt einer vom Magistrat der Stadt Breslau herausgegebenen Gegendenkschrift wieder, in der Stellung genommen wird zu einer vom Landkreis Breslau verfaßten Denkschrift, in der die Eingemeindungsbestrebungen der Stadt Breslau angegriffen werden. Nach einem kurzen Überblick über die bisherige Entwicklung der Stadt Breslau entwickelt Verfasser die Ursachen der hohen Bevölkerungsdichte, aus denen die Notwendigkeit einer weitschauenden Eingemeindungspolitik erhellt.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

311. Die Entwicklung der Straßenbahnen und Kleinbahnen im Bergischen Land. Von Direktor H. Uhlig, Elberfeld. Verkehrstechnik 1926, Nr. 7, S. 104—106. Die Entwicklung des Straßen- und Kleinbahnnetzes im Bergischen Land wird geschildert. Dabei wird der Nachteil der verschiedenen Spurweiten besonders berührt. Hervorgehoben wird die erhebliche Zahl der beförderten Personen im Vergleich zur Reichsbahn. Zum Schluß wird auf die Zukunftsaufgaben und auf die Widerstände, die sich deren Lösung entgegenstellen, hingewiesen.

312. Die abgeänderte Verordnung über den Kraftfahrzeugverkehr. Von Oberbaurat a. D. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1926, Nr. 6, S. 95. Es wird auf die Abänderungen der neuerschienenen Verordnung hingewiesen. Zulassung der dreiachsigen Kraftwagen bis zu einem Gesamtgewicht von 15 t zum Gemeingebrauch der Wege. Beschränkung des Gewichtes bzw. der Geschwindigkeit von Kraftfahrzeugen mit Vollgummireifen. Verschärfte Bestimmungen zur Verhütung von Rauch, Geruch und unnötigem Geräusch. Polizeiliche Kennzeichen in Zukunft auch für Kleinkrafträder.

313. Einführung des elektrischen Betriebes auf der Wiener Stadtbahn. Von Reichsbahnrat Taschinger, Rosenheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 3, S. 44—46 m. 3 Abb. Nach kurzem Überblick auf die Entwicklung der Wiener Stadtbahn werden im einzelnen die Fahrleitungsanlage, die Stromversorgung, die Signalanlage und der Wagenpark besprochen.



Verlag von Julius Springer in Berlin W9

Die Statik des ebenen Tragwerkes. Von Prof. **Martin Grüning,** Hannover. 714 Seiten mit 434 Textabbildungen. 1925. Gebunden RM 45,—

Statik für den Eisen- und Maschinenbau. Von Prof. Dr.-Ing. **Georg Unold,** Chemnitz. 342 Seiten mit 606 Textabbildungen. 1925. Gebunden RM 22,50

Statik. Von Dr.-Ing. **Walther Kaufmann,** o. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. (Handbibliothek für Bauingenieure. Herausgegeben von Geh. Reg.-Rat Professor Robert Otzen, Hannover. IV. Teil. Brücken- und Ingenieurhochbau 1. Band.) 360 Seiten mit 385 Textabbildungen. 1923. Gebunden RM 8,40

Theorie und Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke. Elementares Lehrbuch. Von **H. Buchholz,** 218 Seiten mit 303 Textabbildungen. 1921. RM 8,—

Elastizität und Festigkeit. Die für die Technik wichtigsten Sätze und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Von **C. Bach** und **R. Baumann.** Neunte, vermehrte Auflage. 715 Seiten mit in den Text gedruckten Abbildungen, 2 Buchdrucktafeln und 25 Tafeln in Lichtdruck. 1924. Gebunden RM 24,—

Statik der Vierendeelträger. Von Dr.-Ing. **Karl Kriso.** 298 Seiten mit 185 Textfiguren und 11 Tabellen. 1922. RM 13,—, geb. RM 15,—

Wind und Wärme bei der Berechnung hoher Schornsteine aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. **Karl Döring,** Ludwigshafen a. Rh. Mit einem Geleitwort von Dipl.-Ing. **Hermann Goebel,** Oberingenieur der Badischen Anilin- und Sodafabrik Ludwigshafen a. Rh. 70 Seiten mit 69 Abbildungen im Text und 3 Tafeln. 1925. RM 7,50

314. Die Schnellverkehrsverhältnisse in den Vereinigten Staaten von Amerika (auf Grund einer Studienreise). Von Direktor Dr.-Ing. Mattersdorf, Hamburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 6, S. 87—90 m. 13 Abb. Während in Europa Straßenbahnen, Überlandbahnen, Hoch- und Untergrundbahnen scharf voneinander unterschieden werden, sind die Grenzen zwischen diesen Begriffen in Amerika verwischt, und zwar sowohl in bau- als betriebstechnischer Hinsicht. Neuerungen der Schnellbahnen in bezug auf Bahnkörper, Betriebsmittel, Betriebseinrichtungen werden geschildert. Über den Stand der Entwicklung der eigentlichen Schnellbahnnetze in Philadelphia, Chicago, Boston und New York wird berichtet. Das neue städtische Schnellbahnnetz in New York wird in Bau- und Finanzplan erstmalig bekanntgegeben.

315. Bewegliche Treppen und ihre Anwendbarkeit bei Hoch- und Untergrundbahnen. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Renfert, Bonn. Verkehrst. Woche 1926, Heft 6, S. 61—63. Es wird im Prinzip die Konstruktion der sog. Otistreppen beschrieben, im übrigen auf die große Verwendung in Amerika hingewiesen und eine Reihe von Verkehrs- bzw. Betriebszahlen angeführt.

316. Kardanantriebe für elektrische Bahnen. Von Obering. H. Japp, Duisburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 7, S. 101 bis 104 m. 6 Abb. Nach Schilderung der Nachteile der bisher gebräuchlichen Straßenbahnantriebe werden die mit Kardanantrieben erzielten Verbesserungen beschrieben und verschiedene Systeme von Kardanantrieben besprochen.

317. Neue Berliner Verkehrssignale. Von Dipl.-Ing. W. Fraenkel, Charlottenburg. Verkehrstechnik 1926, Nr. 6, S. 90—92 m. 5 Abb. Die Entwicklung des Straßenverkehrs erfordert besondere Straßenverkehrssignale. Es werden drei Arten unterschieden: Abgrenzungs-, Achtungs- und Verkehrsregelungssignale. Zur ersten Gruppe gehören in Berlin die Merkzeichen zur Abgrenzung von Schutzstreifen an Straßenbahnhaltestellen, zur zweiten die sog. „Schildkröten" und „Blinktürme", zur dritten Verkehrstürme und der „eiserne Schupomann".

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

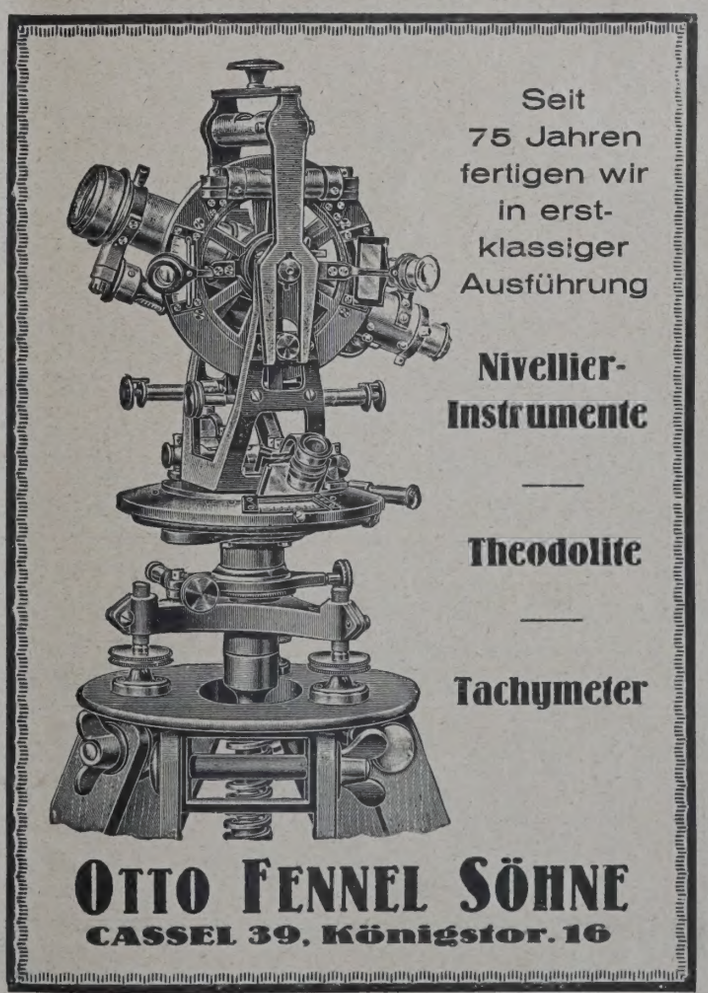
Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

318. Arbeitswissenschaftliche und psychotechnische Untersuchungen im Baubetrieb. Von Dr. R. W. Schulte, Berlin-Spandau. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 14, Bauwirtschaft und Baurecht Nr. 3, S. 17—22 m. 16 Abb. Die im psycho-physiologischen Laboratorium der Forschungsgesellschaft für wissenschaftlichen Baubetrieb in Berlin, die mit Unterstützung der Behörden und Vertretern der Industrie ins Leben gerufen worden war, durchgeführten Untersuchungen auf dem Gebiet des wirtschaftlichen Bauens und deren Ergebnisse werden an Hand einzelner Beispiele besprochen.

319. Wasserlaufanteil, Stauwerkanlage und Ufergrundstück. Von Dr. Werneburg, Berlin-Schöneberg. Wasserkraft 1926, Nr. 4, S. 31—33. Es wird die bei Veräußerung von Ufergrundstücken mit der Frage des Eigentumsüberganges an Grundstücken zusammenhängende Frage des rechtlichen Schicksales des daran angrenzenden Wasserlaufes untersucht, im besonderen ob der angrenzende Wasserlauf ein solcher 1., 2. oder 3. Ordnung ist.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —



Verlag von Julius Springer in Berlin W9

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitwirkung von Fachleuten herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. e. h **Max Foerster,** Dresden. Vierte, verbesserte und erweiterte Auflage. 2415 Seiten mit 3193 Textfiguren. In zwei Teilen. 1921. Mit Ergänzungen betreffend neue deutsche Bestimmungen für den Eisenbetonbau und den Eisenbau vom Jahre 1925. Gebunden RM 16

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Geh. Hofrat Professor Dr.-Ing. e. h. **Max Foerster,** Dresden. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. 424 Seiten mit 170 Textabbildungen. 1921. Gebunden RM 10

Vorlesungen über Eisenbeton. Von Prof. Dr.-Ing. **E. Probst**, Karlsruhe.

Erster Band: Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. — Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche. Zweite, umgearbeitete Auflage. 631 Seiten mit 70 Textabbildungen. 1923. Gebunden RM 24.

Zweiter Band: Anwendung der Theorie auf Beispiele im Hochbau, Brückenbau und Wasserbau. — Grundlagen für die Berechnung und das Entwerfen von Eisenbetonbauten. — Allgemeines über Vorbereitung und Verarbeitung von Eisenbeton. — Richtlinien für Kostenermittlungen. — Architektur im Eisenbeton. — Amtliche Vorschriften. 650 Seiten mit 71 Textfiguren. 1922. Gebunden RM 20

Eisenbetonbogenbrücken für große Spannweiten.
Von Prof. **H. Spangenberg,** München (Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", 5. Jahrgang, 1924, Heft 15 und 16). 17 Seiten mit 35 Abbildungen. 1924. RM 1,50

Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Limfjord zwischen Aalborg und Nörresundby in Dänemark.
Von Geh. Baurat **Schaper,** Berlin. 60 Seiten mit 136 Abbildungen. (Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur" 1921, Heft 12—24.) (56 S.) 1922. RM 2

Der Beton- und Eisenbetonbau 1898-1923. Herausgegeben vom Deutschen Beton-Verein (E V.) aus Anlaß seines 25jährigen Bestehens. Ein Bild technischer Entwicklung. Von Dr.-Ing. **W. Petry,** Regierungsbaumeister. 425 Seiten. 1923. Gebunden RM 8

Organisation und Betriebsführung der Betontiefbaustellen.
Von Baurat Dr.-Ing. **A. Agatz,** Bremen. 88 Seiten mit 29 Abbildungen und Musterformularen. 1923. RM 3,60

Über Kostenberechnung im Tiefbau unter besonderer Berücksichtigung größerer Erdarbeiten. Von Dr.-Ing. **Heinrich Eckert.** 124 Seiten mit 5 Abbildungen im Text und 96 Tabellen. 1925. RM 6; gebunden RM 7

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

320. Spritzbeton im Naßverfahren. Von Direktor W. Gebauer, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 10, S. 204—206 m. 5 Abb. Es werden einige Anwendungsbeispiele mit den nach dem Naßverfahren der Moser-Kraftbau-Patente arbeitenden Apparaten beschrieben.

321. Dichtigkeit und Festigkeit von Kiesbeton im Vergleich zu Kiessplittbeton. Von Prof. H. Burchartz. Zement 1926, Nr. 8, S. 151—154 m. 2 Abb. u. 3 Tab. Ebenso wie die Ergebnisse der Dichtigkeitsbestimmung den günstigen Einfluß eines Splittzusatzes auf den Dichtungsgrad erkennen lassen, ist aus den Festigkeitswerten die günstige Wirkung eines solchen Zusatzes auch auf die Festigkeit ersichtlich. Damit wird bewiesen, daß der Zusatz von Steinsplitt einem Kiesbeton, auch wenn dieser weniger als 300 kg Zement auf 1 m³ fertig verarbeiteten Beton enthält, die für Eisenbeton zwecke erforderliche Dichtigkeit und Festigkeit zu verleihen vermag, unter der Voraussetzung, daß Kies bzw. Kiessand und Splitt zweckentsprechende Kornzusammensetzung aufweisen.

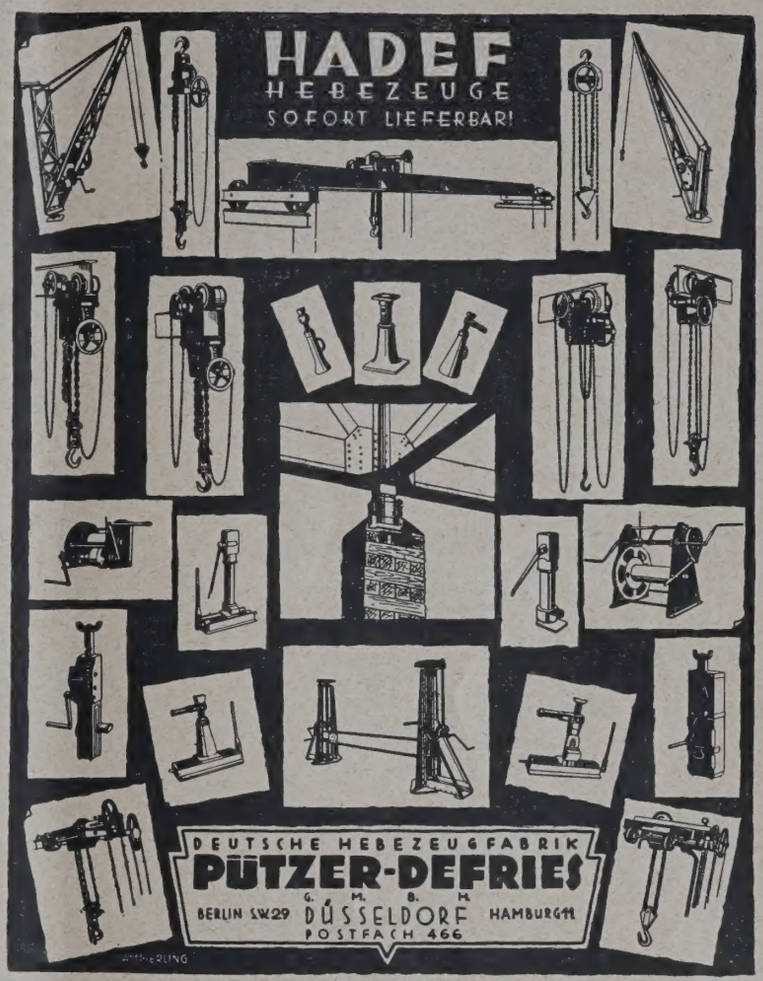
322. Porenbeton, Leichtbeton, Gasbeton. Von Regierungsbaurat Amos, Hohen-Dölzschen vor Dresden. Tonindustrie-Ztg. 1926, Heft 18, S. 295—297 m. 2 Abb. Es wird auf ein schwedisches Verfahren eingegangen, bei dem zur Erzeugung von Poren im Beton ein Zusatz von Aluminiumpulver verwendet wird, welches die Eigenschaft hat, Wasser zu zerlegen, Wasserstoff zu bilden und dadurch den Beton je nach den gewählten Mengenverhältnissen porös werden läßt. Es werden in der Folge Zahlenwerte für den Porengehalt, das Betongewicht, das Wärmeschutzvermögen, die Festigkeiten, Feuersicherheit, Frostbeständigkeit wiedergegeben.

323. Die Normen für Hochofenzement. Von Dr. Haegermann, Berlin-Karlshorst. Tonindustrie-Ztg. 1926, Heft 18, S. 297—298. Die vom Verein Deutscher Hochofenzement-Werke beabsichtigte Änderung der Begriffserklärung für Hochofenzement „Hochofenzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das aus höchstens 69% Portlandzement, im übrigen aus basischer Hochofenschlacke besteht. Der Gehalt an Portlandzement muß mindestens 15% betragen." wird vom Verfasser abgelehnt.

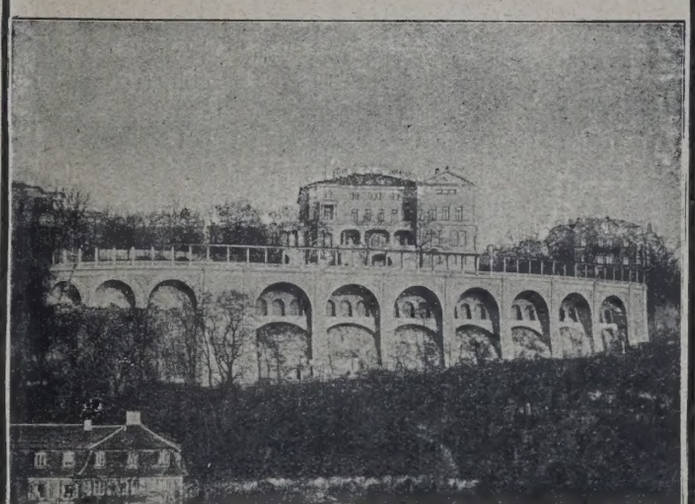
324. Über die Kornfeinheit der Zemente, besonders der Eisenportlandzemente. Von Dr. A. Guttmann, Düsseldorf. Zement 1926, Nr. 9, S. 164—168 m. 3 Tab. u. 2 Abb. Verfasser untersucht die wirkliche Verteilung aller Korngrößen im Zement, und zwar unter Anwendung der Analyse, des optischen und des Sedimentationsverfahrens, um eine endgültige Entscheidung hinsichtlich der Güte des Zementes zu fällen.

325. Ein Beitrag zur Kenntnis des Si-Stoffes. Von Oberchem. Dr. Bach. Mittlg. d. Emschergenossenschaft Essen. Tonindustrie-Ztg. 1926, Nr. 16, S. 253—255 m. 3 Tab. Veranlaßt durch die Notwendigkeit, Tiefbauwerke an Baustellen, die durch angreifende Gewässer gefährdet sind, vor diesen zu schützen und zum Zwecke der Ermittelung der zweckmäßigsten Mörtel- und Betonmischungen sind von der Emschergenossenschaft Untersuchungen angestellt worden, deren Ergebnisse mitgeteilt werden. Danach lassen sich mit Si-Stoff-Zusätzen traßähnliche Wirkungen erzielen, wobei jedoch sowohl die höhere Zumischungsfähigkeit wie auch die viel gleichmäßigere Zusammensetzung der aus umfangreichen natürlichen Vorkommen gewonnenen Trasse diese für den großen Baubedarf geeigneter erscheinen läßt. Bei Verwendung von Si-Stoffen im Bauwesen kommt es daher zunächst sehr darauf an, sich eine Bezugsquelle zu sichern, die den ganzen für das betr. Bauwerk in Betracht kommenden Bedarf decken kann. Sodann muß jede Lieferung chemisch untersucht, nach diesen Ergebnissen die richtige Mörtelmischung bestimmt und deren Festigkeit geprüft werden. Allgemeine, das Mischungsverhältnis der Mörtelansätze betreffende Richtlinien kommen für Si-Stoffe nicht in Betracht.

326. Wirtschaftlichkeit der Mörtelbindestoffe. Von Reichsbahnrat W. Richard, Rotenburg (Hann.). Tonindustrie-Ztg. 1926, Nr. 16, S. 251—253 m. 3 Tab. Verfasser gibt eine Untersuchung wieder, die den Vergleich reiner Zement-, Traßzement- und Kalkmischungen zum Inhalt hat, wobei die Kosten der Bindestoffe für die verschiedenen im Tiefbau oder Kleinwohnungsbau handwerksüblichen oder empfohlenen Beton- und Mörtelmischungen ermittelt sind, um die Einflüsse der Lage des Bauortes zu den Gewinnungsstellen möglichst zu berücksichtigen.



Habermann & Guckes–Liebold A.-G.
Berlin
Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Stützmauer Villa Henschel, Kassel

Bauausführungen jeder Art im
Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau
Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten / Silos D.R.P. / Wohnhausbauten

327. Die Verwendung des Metallschutzverfahrens im Verkehrswesen. Von Obering. G. Kutscher, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 8, S. 123—128 m. 5 Abb. Beschreibung der erforderlichen Apparate und deren Wirkungsweise mit kurzen Tabellen über Verbrauchswerte und Zeitbedarf. Die Verwendungsgebiete des Verfahrens: Als Überzug zum Schutz gegen Rost sowie Einwirkungen von Chemikalien, gegen zerstörende Einwirkungen durch hohe Temperaturen u. a. Hinweise auf den verschiedenartigen Einfluß von Rostbildern und auf hierdurch bedingte Abwehrmaßnahmen, die an Hand ausgeführter Arbeiten erläutert werden.

Baumaschinen und Förderanlagen.

328. Einiges über die Einrichtung größerer Baustellen. Von Dipl.-Ing. A. Kittel, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 11, S. 143—153 m. 40 Abb. Die Verwendung von Elektrokarren, Schleppern, Lastkraftwagen, Schrägaufzügen, Kabelbahnen, Spezialwagen, Gurtförderern, Kabelkranen, die günstigste betriebswirtschaftliche Vereinigung verschiedener Transportmittel wird an Hand von Beispielen besprochen.

329. Der Wuchtförderer, ein neues Fördermittel. Von Dr.-Ing. H. Heymann, Darmstadt. VDI. 1926, Nr. 10, Seite 309—313 m. 13 Abb. Vorgetr. in d. fördertechn. Tagung d. Aussch. f. wirtschaftl. Fertigung. Das Wandern von Klangfiguren auf einer in Schwingungen versetzten Platte als Grundgedanke des neuen Förderverfahrens. Praktische Auswertung. Antrieb durch Erregermaschine für mechanische Schwingungen. Arbeiten in Resonanz auch bei stark schwankender Belastung, infolgedessen geringer Leistungsverbrauch. Praktische Vorteile gegenüber bisherigen Fördermitteln.

330. Baulokomotiven. Von Dipl.-Ing. Ewald. Hanomag-Nachrichten 1926, Heft 147/148, Jahrg. XIII m. 53 Abb. Erläuterung des Begriffes „Baulokomotive". Das zweckmäßigste Treibmittel. Wahl der richtigen Lokomotive. Ausgeführte Hanomag-Baulokomotiven. Rechnerische Nachprüfung einer Baulokomotive.

Statik und Festigkeitslehre.

331. Berechnung symmetrischer mehrstieliger Rahmen bei stetiger Belastung in der Querrichtung (räumlicher Kraftangriff). Von Dr. techn. Ing. A. Habel, Brünn. Bautechnik 1926, Heft 11, S. 159—168 m. 22 Abb. Unter der Voraussetzung gleichbleibender Trägheitsmomente auf die ganze Länge der Stiele und Riegel wird die Berechnung durchgeführt, indem sämtliche inneren Stiele gestrichen werden, wodurch der zweistielige Rahmen als statisch unbestimmtes Grundsystem entsteht. Es wird die Form der Elastizitätsgleichungen nach Anbringung der statisch unbestimmten Größen an den Schnittpunkten angegeben, ferner für die Koeffizienten allgemeine Ausdrücke abgeleitet, so daß die praktische Berechnung sich auf die Bestimmung der Koeffizienten und das Auflösen der Elastizitätsgleichungen beschränkt.

332. Zur Theorie des Balkens auf elastischer Unterlage. Von Prof. K. v. Sanden u. Dr.-Ing. F. Schleicher. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 83—89 m. 12 Abb. Im Anschluß an das Buch von Hayashi „Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau", Berlin 1921, werden von den Verfassern die für die Berechnung des Balkens mit konstantem Querschnitt und einer Einzellast an beliebiger Stelle erforderlichen Größen in möglichst einfacher und für die Zahlenrechnung gut geeigneter Form gegeben. Bei Geltung des „Überlagerungsgesetzes" können mit Hilfe der gegebenen Einflußlinien auch Gruppen von Einzellasten behandelt werden. Abschließend folgt ein Zahlenbeispiel, die Berechnung eines Betonbalken-Fundamentes mit drei Einzellasten.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

333. Die neuen Eisenbetonbestimmungen für die Berechnung von Straßen- und Bahnbrücken. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Bautechnik 1926, Heft 9, S. 108—110. Verfasser behandelt die neuen Bestimmungen, soweit sie für die Berechnung von Straßen- und Eisenbahnbrücken Änderungen gegenüber den alten Bestimmungen gebracht haben.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

334. Wälzgelenke aus Beton oder Stein. Von Dr. techn. J. Krebitz, Graz. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 89—95. Bezugnehmend auf seine Prüfungsergebnisse gelegentlich des Neubaues der Weinzöttlbrücke an den bei dieser Brücke verwendeten Eisenbeton-Wälzgelenken und die dort schon durchgeführte Ermittelung der Bruchlast aus der vorhandenen Druckfestigkeit des Baustoffes entwickelt Verfasser zunächst allgemein gültige Beziehungen für Wälzgelenke und prüft deren Zutreffen an Hand vorliegender Versuchsergebnisse nach.

d) Eisenbetonbrücken.

335. Die neue Dillinger Donaubrücke. Von Direktor O. Muy, München. Bauingenieur 1926, Heft 10, S. 181—190 m. 20 Abb. Ausführliche Konstruktionsbeschreibung der 160 m langen Eisenbetonbrücke mit 5 Öffnungen zu je 36,8 m Stützweite.

336. Zwei Bahnbrücken in Eisenbeton über die Murg. Von Dr.-Ing. Schaechterle, Stuttgart. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 69—73 m. 12 Abb. Nach kurzem geschichtlichem Rückblick über die bisher ausgeführten Murgbrücken werden zwei im Zusammenhang mit der Errichtung der Nebenbahn Klosterreichenbach—Raumünzach errichtete Eisenbetonbrücken beschrieben. Die erste der beiden Brücken stellt eine dreifach statisch unbestimmte sprengwerkartige Rahmenkonstruktion dar, die sich der Drucklinie günstig anpaßt. Der Berechnungsgang wird wiedergegeben und die konstruktive Durchbildung beschrieben.

e) Eiserne Brücken.

337. Die neue Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Von Reichsbahnrat Tils, Köln. Bautechnik 1926, Heft 11, S. 136—142 m. 13. Abb. Es werden einleitend die Gründe angeführt, die den Neubau einer Brücke rechtfertigen, anschließend die gewählte Systemlinie und der vorgesehene Bauplan wiedergegeben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

338. Eisenbetonkonstruktionen im Mühlenbau. Von Dr. Béla Engedi, Budapest. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 75—80 m. 9 Abb. Es wird eine Reihe von Ausführungen behandelt, bei denen es sich in der Hauptsache um Erweiterungs-Industriebauten handelt und die Rücksicht auf die bestehenden Anlagen nicht ohne Einfluß auf die Wahl des Systems bzw. der Konstruktion der Neubauten gewesen ist; dabei handelt es sich um Silos, Hochbehälter, Speicher u. a.

339. Kohlentürme aus Eisenbeton. Ausführungen der Firma H. Butzer, Dortmund. Bauingenieur 1926, Heft 10, S. 195—204 m. 15 Abb. Es wird eine Reihe von Kohlentürmen an Hand umfangreichen Abbildungsmaterials beschrieben.

340. Das unterirdische Umformerwerk „Mitte" der städt. Elektrizitäts-Werke in Leipzig. Von Stadtbaudirektor Pfeiffer, Leipzig. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 16/17, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 4, S. 25—30 m. 6 Abb. Das Bauwerk besteht aus einem rd. 70 m langen, 23 m breiten und 17 m tiefen Maschinenhause. Bemerkenswert sind die mit Rücksicht auf den außerordentlich beschränkten Platz getroffenen Maßnahmen, die Anwendung des Gußbetonverfahrens, sowie die zwecks ausreichender Belüftung und Kühlung der Räume und Maschinen getroffenen Anlagen.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

341. Gleichungen zur Bestimmung des Druckverlustes in Wasserrohrleitungen. Von Ing. P. Brinkhaus, Essen. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 9, S. 165—168; Heft 10, S. 189—192 m. 4 Abb. Bestimmung des Reibungsverlustes in Wasserrohrleitungen. Die Abhängigkeit der c-Werte von der Rauhigkeit der Rohrwandung und dem Rohrdurchmesser. Die unbedingte Gültigkeit der Grundgleichung $\frac{h}{l} = c \frac{v^2}{D}$.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

342. Vom Bau des Lippeseitenkanals Wesel—Datteln. Von Oberregs.- u. Baurat Bock, Essen. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 9, S. 106—110 m. 17 Abb. Es wird der Stand der Arbeiten für den nach dem Kriege wieder in Angriff genommenen Kanal ausschließlich der mit diesem Bau zusammenhängenden Kunstbauten — Schleusen, eisernen Brücken, Düker — ausführlich beschrieben.

343. Besondere Wellenerscheinungen in Schiffahrtskanälen infolge von Schleusungen. Von Regs.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 9, S. 110—111 m. 7 Abb. Anknüpfend an die Versuchsergebnisse der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt, wonach unter bestimmten Voraussetzungen die zur Schleusung erforderliche sekundliche Wassermenge in Hinsicht auf die in der Schleuse befindlichen Schiffe selbst 50 m^3/sec weit übersteigen kann, erörtert Verfasser die Ergebnisse der Untersuchungen der in der anschließenden Kanalhaltung durch die Wasserentnahme bzw. Zuführung bedingten Wellen und zeitweiligen Strömungen, nach denen praktisch die größte sekundliche Wassermenge durch die Leistungsfähigkeit der Binnenschiffahrtskanäle, d. h. durch die Kanalabmessungen begrenzt wird.

344. Der Baugrund für den zweiten Abstieg des Hohenzollernkanals in Niederfinow. Von Regsbmstr. Starker, Niederfinow. Bautechnik 1926, Heft 11, S. 154—158 m. 5 Abb. Allgemeine Grundlagen des Entwurfs. Allgemeine Betrachtung der erdgeschichtlichen Verhältnisse der Gegend um Niederfinow. Gutachten der Geologischen Landesanstalt. Die Gründung des Hebewerks und der mit ihm unmittelbar zusammenhängenden Bauwerke.

345. Die Zukunft der Donauschiffahrt. Dr. Fr. Wallisch. Rheinquellen 1926, Nr. 2, S. 31—36 m. 14 Abb. Verfasser beklagt zunächst den augenblicklichen, unerquicklichen Mangel jeder Einheitlichkeit bei Behandlung technischer und wirtschaftlicher Fragen seitens der verschiedenen Nationalbahnen, Schiffahrtsgesellschaften und Regierungen, schildert die Pläne, die die einzelnen Anliegerstaaten hinsichtlich Regulierung, Hafenausbau, Errichtung von Umschlagplätzen u. a. zur Durchführung zu bringen beabsichtigen, und gibt Daten über den Umfang der Donauschiffahrt der einzelnen Länder.

346. Der Einfluß der Achsendrehung der Erde auf die Flüsse. Von Geh. Baurat R. Bassel, Berlin. Wasserkraft 1926, Nr. 5, S. 49—50. Es wird auf den Einfluß der Achsendrehung der Erde kurz eingegangen, Beispiele angeführt und die Schlußfolgerung gezogen, daß man bei den Flüssen zunächst das rechte Ufer schützen muß, daß man bei Gradlegungen zweckmäßig das rechte Ufer gebogen, das linke hohl gestaltet, damit durch die Krümmung der Stromstrich vom rechten Ufer nach dem linken abgelenkt wird. Bei Hafenmündungen wird man bei der Gestaltung der Molen auf die Wirkung der Erddrehung Rücksicht nehmen müssen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

347. Spannungen in dicken Bogentalsperren. Von B. F. Jakobson, Talsperren-Ingenieur in Los Angeles und von William Cain, emer. Professor der Universität von Nord-Carolina. Proceedings of the American Society of Civil Engineers vom Februar 1926, S. 206 bis 251 mit 27 Zeichn. und 9 Zahlentafeln und S. 252—277 mit 9 Zeichn. und 1 Zahlentafel. Zwei Abhandlungen über die Berechnung der Spannungen in Bogentalsperrmauern von großer Dicke und kleinem Krümmungshalbmesser nach verschiedenen Verfahren unter Berücksichtigung der Scherspannungen, des überlagernden hohen Mauergewichtes und der verschiedenen Temperaturquellungs- und Schwindungsverhältnisse an der Luft- und der Wasserseite.

348. Die Ausführung der Talsperre von Chavanon (Puy-de Dôme). Génie Civil 1926, Nr. 8, S. 173—176 m. 7 Abb. Es wird in der Hauptsache die Verwendung von Kabelkranen, bei einer gegenseitigen Entfernung der Kabeltürme von 345 m, von denen einer fest, der andere beweglich angeordnet ist, behandelt.

349. Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes. Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe. Bauingenieur 1926, Heft 9, S. 165. Verfasser geht im besonderen auf den 33 m hohen für eine Großschiffahrtsanlage im südlichen Schwarzwald errichteten Staudamm ein, der einen doppelwandigen Kern aus aneinandergereihten Zellengewölben besitzt. Durch die hohle Kernmauer wird der luftseitige Teil des Dammes jeder Wassereinwirkung entzogen, so daß also bei der Berechnung des Dammes, in Sonderheit des vor Durchfeuchtung geschützten, den Druck aufnehmenden Teiles des Dammes, die Erddrucktheorie mit voller Berechtigung Anwendung finden kann.

Neuerscheinungen der Woche

Beton, Der. Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen. Von Dir. Dr. R. Grün. Berlin. 54 Abb., 35 Tab., 186 S., gr. 8°. Geh. RM. 13.20; geb. RM. 15.—

Ein zuverlässiger Ratgeber für Betonbauten jeglicher Art und deshalb unentbehrlich.

Handelsgesetzbuch, Kommentar zum. Von H. Staub. Bearbeitet von H. Könige, A. Pinner, F. Bondi. 4 Bde. Berlin. 12. und 13. Aufl., gr. 8°. Bisher erschien Band I und II m. zus. 1551 S. Geh. RM. 60.—; Halbl. RM. 72.—

Heizung und Lüftung. Warmwasserversorgung, Befeuchtung und Entnebelung. Von Max Hottinger. München. VII, 293 S., 210 Abb., gr. 8°. Geh. RM. 14.50; geb. RM. 16.50

Ein für die Bedürfnisse der Architekten und Bauherren geschriebener Leitfaden.

Industrial, The executive. By B. A. Franklin, vice-president of the Strathmore Paper Company. New York. 153 S., 8°. Doll. 1.25

Pilzdecken u. a. trägerlose Eisenbetonplatten. Von Dr.-Ing. Lewe. Berlin. VIII, 182 S., 155 Abb. gr. 8°. Geh. RM. 12.—; geb. RM. 13.50

Technik, Das Weltreich der. Von Artur Fürst. Entwicklung und Gegenwart. Bd. 3. Der Verkehr auf dem Wasser. Der Verkehr in der Luft. Berlin. VI, 534 S. m. Abb., 30 z. T. farb. Taf. 4°. Geh. RM. 28.—; geb. RM. 36.—

Teer, Pech, Bitumen und Asphalt. Von H. Mallison. Definition, Herkunft und Merkmale der wichtigsten Teere und Bitumina. (Kohle, Koks, Teer Bd. 7.) Halle. 36 S., 1 Taf., gr. 8°. RM. 3.20

Wasserbaulaboratorien, Die, Europas. Entwicklung, Aufgaben, Ziele. Herausgegeben vom VDI unter Mitwirkung hervorragender Fachleute und Wissenschaftler. Berlin. Etwa 430 Seit., Din. A. 4. 512 Abb., 9 Taf. RM. 50.—

Diese mit ausgezeichneten Bildern und Tafeln hervorragend ausgestatteten Aufsätze stellen eine außergewöhnliche Sammlung von Erfahrungen dar.

Wirtschaftsbeamte, Der leitende. Von R. V. Berger. Wien. 123 S. 8°. RM. 5.—

Die Funktionäre der Unternehmung in volkswirtschaftlicher, privatwirtschaftlicher, rechtlicher und soziologischer Betrachtung.

Zimmerermeister, Der. Ein bautechnisches Konstruktionswerk, enthaltend die gesamten Zimmerungen. Von Prof. A. Baudouin. Wien. 2., erg. u. verb. Aufl., 171 Taf. in 2 Mappen i. Format 36:50 cm. Beide Mappen nur zusammen käuflich. Jede Mappe RM. 57.—

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG

Berlin W 9, Linkstr. 23-25

350. Die Kehrbachwerke bei Wiener-Neustadt. Von Ing. R. Jaburek, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 9/10, S. 85—88 m. 8 Abb. Neben der Beschreibung der Gesamtanlage mit seinem Nettogefälle von 49 m und 3500 ausgebauten PS sowie der einzelnen Baustufen ist bemerkenswert die Ausführung von Druckrohren in Eisenbeton von 2,2—2,3 m Durchmesser mit einer Gesamtlänge von rd 3,4 km, deren Konstruktion als absolut wasserdicht angesprochen wird. Die Rohre liegen in durchlaufenden Betonsätteln und wurden in sehr plastischem Mischgut gegen eiserne Schablonen betoniert; sie blieben unverputzt und erhielten nur einen doppelten Inertolanstrich. Für die Berechnung wurde der statische Wasserdruck um 25% erhöht.

351. Die Turbinenversuchsanlage der A-G. der Maschinenfabrik von Theodor Bell & Cie, Kriens. Von Ing. O. Walter, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 9, S. 111—116 m. 15 Abb. Es wird die Anlage, die als Zirkulationsanlage mit Zentrifugalpumpen ausgerüstet ist und für die Durchführung von Versuchen mit Reaktionsturbinen für eine weitgehende Veränderlichkeit des Gefälles und der Wassermenge und für die Möglichkeit des Einbaues der verschiedensten Saugrohrformen und Abmessungen, bei guter Zugänglichkeit dieser letzten entworfen ist, ferner für Freistrahlturbinen Messungen bei großer Veränderlichkeit des Gefälles, besonders bei verhältnismäßig kleinem Gefälle und entsprechend großer Wassermenge, Versuche mit relativ zum Laufraddurchmesser dicken Strahlen mit einer oder zwei Düsen gestattet, ausführlich beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

352. Erfahrungen an Kanalanlagen für Kraftwerke. Von Stadtbauamtmann O. Hartmann, München. Bautechnik 1926, Heft 11, S. 125—135 m. 29 Abb. Hinsichtlich der Ausführung von Erdkanälen wird nach den Erfahrungen an bayerischen Kanalanlagen angegeben, daß die mit körnigem, reinem Flußkies hergestellten Dämme mit einer der natürlichen Böschungsneigung entsprechenden Breitenabmessung bei tragfähigem Untergrunde sowohl in trockenem als in durchnäßtem Zustande gegen einen Wasserdruck bis zur Höhe von 4 m ausreichende Standsicherheit besitzen, daß als Böschungssicherung eine etwa 30 cm dicke Grobkieslage ausreicht, und daß dabei besondere Dichtungsmaßnahmen entbehrlich sind, wenn die Zuführung schlickhaltigen Hochwassers in den Kanal möglich ist. Bei Kanälen mit Betonauskleidung kann bei sachgemäßem Vorgehen die vollständige Dichtung auch in den im Auftrag gelegenen Kanalstrecken, deren kanalseitige Böschung nur mit einer einfachen Betonauskleidung von 10—20 cm Stärke vorgekleidet ist, selbst bei großen Wassertiefen in kurzer Zeit durch Selbstdichtung erzielt werden. Die Formgebung der Erddämme an Werkkanälen mit großer Wassertiefe muß nach den gleichen Grundsätzen wie für Staudämme geschehen. Bei der Linienführung von Kanälen sind möglichst Hauptkanäle zu vermeiden. Ausleitungen aus den Kanalhaltungen in den Fluß als Sicherheitsmaßnahme. Beeinträchtigungen der Leistung der Kraftwerke durch Vermeidung der Durchflußmenge im Werkkanal sind durch Beseitigung von Geschiebeablagerungen zu vermeiden.

353. Die Tunnelrüstungen von Franz Ržiha und von Alfred Kunz. Von Prof. Dr. phil. e. h. K. Pressel, München. Bautechnik 1926, Heft 9, S. 105—108 m. 9 Abb. Nach eingehender Beschreibung der Bauart Ržiha wird die in ihren Grundzügen auf letztere Bauart aufbauende, deren Mängel aber behebende Bauart A. Kunz behandelt und die mit dieser Bauart beim Bau des Alpwerktunnels von Erfolg begleiteten Ausführungen ausführlich beschrieben.

Straßenbau.

354. Betonstraßen in den Vereinigten Staaten. Zement 1926, Nr. 8, S. 155—159, Forts. m. 7 Abb. In dem folgenden Abschnitt wird besonders auf die Ausführung amerikanischer Betonstraßen eingegangen.

355. Die Anwendung amerikanischer Straßenbaumaschinen beim Automobilstraßenbau. Von F. Hoffmann, Berlin-Johannistal. Verkehrstechnik 1926, Nr. 9, S. 137—139 m. 4 Abb. Die wirtschaftlichste Herstellung von Betonstraßen und der in Amerika verwandte Betonmischer und Betonstraßenfertiger werden besprochen.

356. Kalkgestein für Straßenbauten. Von Dr. Schwiete, Frankfurt a. M. Tonindustrie-Ztg. 1926, Nr. 16, S. 261. Verfasser berichtet von einem neuen Verfahren der Betonalgesellschaft m. b. H., Worms, nach welchem Kalkgestein durch einen Zusatz — Betonal genannt — eine hohe Druckfestigkeit erhält und die einzelnen Kalkgesteine zu einer festen Fahrbahndecke miteinander verschmolzen werden. Die mit diesem Bindemittel hergestellten Schotterstraßen sollen nach kurzer Zeit ein betonartiges Aussehen und Gefüge erhalten.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

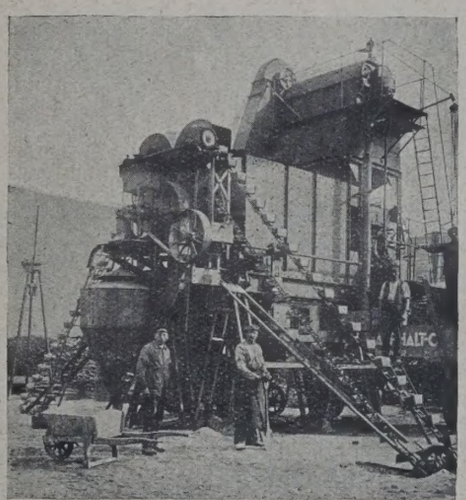
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

Eisenbahnbau und -betrieb.

357. Beschleunigungsantrieb Bauart Pösentrup, zur Verbesserung der Wirkung der Ablaufberge. Von Reg.-Baurat a. D. Kaempf, Mannheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 4, S. 61—63 m. 3 Abb. Die Erhöhung des Wirkungsgrades der Ablaufberge kann durch eine hohe Abdruckgeschwindigkeit auch bei ungünstigem Wetter ermöglicht werden. Diese wird durch den beschriebenen Antrieb Bauart Pösentrup erzielt. Die vom Antrieb auf den Wagen übertragene Energie entspricht dabei einer Gefällhöhe von 0,40 m.

358. Über Ablaufberge und die Überlegenheit der Beschleunigungsvorrichtung. Von Regierungs- und Baurat Kaempf, Mannheim. Verkehrst. Woche 1926, Heft 9, S. 100—103. Fortsetzung m. 5 Abb. Es folgt die Behandlung eines normalen Ablaufberges mit eingebauter Beschleunigungsanlage und des Ablaufberges mit verlängerter Rampe.

359. Die Wirkungsweise der ferngesteuerten Gleisbremsen. Von Reichsbahnrat Pösentrup, Münster i. W. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 4, S. 58—60 m. 4 Abb. Es werden neben der eigentlichen Bremskraft, die durch Anpressen von Bremsschienen an die Innen- und Außenseite der Radreifen hervorgerufen wird, diejenigen verschiedenen Umstände behandelt, die die Bremskraft beeinflussen und die Einstellung der Bremse auf eine bestimmte Bremswirkung verhindern.

360. Eine Zeitstudie im Eisenbahnbetriebsdienst. Von Reichsbahnrat Rabenalt, Erfurt. Verkehrst. Woche 1926, Nr. 9, S. 97—99. Die zur Gewinnung von sicheren Grundlagen für den Fahrplan durchgeführten Zeitstudien in verschiedenen Teilen des Fahrdienstes, aus denen sich gewisse Arbeitsstudien ergeben, die ihrerseits Unterlagen zur Beurteilung der Leistungen einzelner Bediensteten herbeiführten, werden vom Verfasser beschrieben und in Tabellen eine Reihe von Beispielen wiedergegeben.

361. Die Schmalspurbahn der Südafrikanischen Union. Von Dipl.-Ing. Wehe, Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1926, Heft 9, S. 103—105 m. 4 Abb. An Hand von Beobachtungen und Daten, gesammelt während einer Reise durch Südafrika, gibt Verfasser einen Überblick über die technisch-wirtschaftliche Entwicklung des südafrikanischen Schmalspurnetzes.

362. Die neuen Verbrennungstriebwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und ihre Versuchsergebnisse. Von Reichsbahnrat Ebel, Berlin. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 4, S. 55—58 m. 5 Abb. Der Benzoltriebwagen der Deutschen Werke in Kiel wird beschrieben.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

363. Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. Von Professor E. Probst, Karlsruhe i. B. Bauingenieur 1926, Heft 10, S. 193—195, 1. Teil. Es werden an Hand zahlreicher Beispiele die Veränderungen erörtert, die der Eisenbeton- und Betonbau seit den Vorkriegsjahren in den Vereinigten Staaten erfahren hat. Im einzelnen werden behandelt: Das Material. Der Einfluß der Mechanisierung und Normung. Beton und Eisenbeton im Wasserbau. Der Einfluß der Zementindustrie auf die Forschung und auf die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues.

364. Die Zerstörung frischen Betons durch salzhaltiges Wasser. Mittlg. a. d. Forschungsinst. d. Hüttenzementindustrie Düsseldorf. Von Dr. phil. R. Grün. Bauingenieur 1926, Heft 10, S. 191—193 m. 6 Abb. Der Zutritt von Wasser zu frisch hergestelltem Beton setzt die Anfangsfestigkeiten des Betons herab. Bei Wasser unbekannter Zusammensetzung ist hauptsächlich, wenn das Wasser verdächtig ist, der Zutritt des Wassers durch geeignete Wasserhaltung mindestens bis zur erfolgten Erhärtung des Betons oder möglichst lange zu verhindern.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Anleitung zur Bestimmung von Mineralien

Von

N. M. Fedorowski

Professor an der Bergakademie Moskau.

Übersetzung der letzten (zweiten) russischen Auflage.

144 Seiten mit 15 Textabbildungen.

RM 7,50.

Die bisherigen Anleitungen zur Mineralienbestimmung beruhen fast alle auf der physikalischen Untersuchungsmethode. Im Gegensatz hierzu ist das vorliegende, aus dem Russischen übersetzte Buch ausschließlich auf der Grundlage chemischer Reaktionen aufgebaut und trägt vor allem in der Anordnung der einzelnen Mineralien deren Verbreitung in der Natur Rechnung. Mit der hier gebotenen Methode wird eine rasche und fehlerfreie Bestimmung der Mineralien möglich.

Inhaltsübersicht:

Einleitung. **Apparate und Reagenzien:** Das Lötrohr. — Die Kohle. — Die Lötrohrlampe. — Die Pinzette. — Der Platindraht. — Hammer, Amboß und Stichel. — Die Magnetnadel. — Verzeichnis der notwendigen Apparate und Gegenstände. — Verzeichnis der Reagenzien.

Erster Teil. **Das Arbeiten mit dem Lötrohr:** Die Kerzenflamme. — Prüfung auf Schmelzbarkeit. — Proben und Beschläge. — Gewinnung eines Metallkorns; gefärbte Schlacken; Schwefelleber. — Prüfung auf Flammenfärbung; Reaktion auf Chlor; Bestimmung von Wasser in den Mineralien. — Probe mit Kobaltlösung. — Nachweis von Kieselsäure. — Die wichtigsten Reaktionen. — Orientierungstabellen. — Aussehen und physikalische Eigenschaften.

Zweiter Teil. **Methode zur Bestimmung von Mineralien:** *A. Mineralien, die mit Soda Schwefelleber geben:* Mineralien, die eine Borax- bzw. Phosphorsalzperle färben. — Mineralien, die einen Beschlag auf Kohle liefern (die Boraxperle nicht färben). — Mineralien, die nach dem Glühen oder Schmelzen eine alkalische Reaktion auf Kurkumapapier liefern. — Mineralien, die in den vorgenannten Gruppen nicht enthalten sind. *B. Mineralien, die eine Reaktion auf Kieselsäure geben:* Unter Ausscheidung gallertartiger Kieselsäure bei Zersetzung durch Säure ohne vorheriges Glühen und Schmelzen. — Unter Abscheidung nicht gallertartiger Kieselsäure nach Schmelzen mit Soda. — *C. Mineralien, die weder Schwefelleber, noch eine Reaktion auf Kieselsäure geben:* Mineralien, die eine gefärbte Perle liefern. — Mineralien, die auf Kohle einen weißen Beschlag liefern oder sich verflüchtigen. — Mineralien, die nach Ausglühen oder Schmelzen auf Kurkumapapier eine alkalische Reaktion liefern. — Mineralien, die, mit Kobaltlösung benetzt, nach erfolgtem Ausglühen eine Reaktion auf Aluminium liefern. — Mineralien, die eine Reaktion auf Chlor liefern. — Mineralien, die in den vorgenannten Gruppen nicht enthalten sind. — Gediegene Elemente. — Brennbare Mineralien. — Tabelle der in Wasser löslichen Mineralien.

365. Eisenbeton-Rohrbogen am Rio Guadalete. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 9, S. 118—120 m. 3 Abb. Es werden zunächst die Gründe dargelegt, die zu der vorliegenden, der Überführung eines Bewässerungskanals über den Guadalete und einen Nebenfluß dienenden Konstruktion eines Eisenbetonrohrbogens geführt haben, und anschließend kurz auf die Berechnungsweise dieses „Siphon" eingegangen.

366. Gitterträger aus Schmelzzementbeton. Von Professor E. Suenson, Kopenhagen. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 73—75 m. 4 Abb. Beim Einbau eines Theaterraumes in eine vorhandene Gebäudegruppe, und bei in diesem Zusammenhang erforderlicher Beseitigung des Erdgeschoßmauerwerks, sowie Vermeidung von Pfeilern im Innern des Theaters wurde eine Fachwerkträgerkonstruktion in Eisenbeton gewählt, deren Ausführung beschrieben wird.

367. Bemessung der achteckigen Säulen für Biegung mit Axialdruck. Von Prof. Dr.-Ing. E. Mörsch, Stuttgart. Beton u. Eisen 1926, Heft 5, S. 80—83 m. 5 Abb. Verfasser gibt die Berechnungsgrundlagen für zwei Bemessungstafeln für achteckige Stützen bei Ausführung von Pilzdecken wieder. Die Verwendung der Tafeln — die Ermittelung der Spannungen bei gegebener Bewehrung oder die Ermittelung der Bewehrung bei gegebenem Querschnitt und zulässiger Beanspruchung — wird erläutert.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

368. Grundsätzliches über die gebräuchlichsten Dachkonstruktionen aus Flußstahl. Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Bauzeitung-Stuttgart 1926, Nr. 10, S. 77—81 m. 25 Abb. Es wird gezeigt, aus welchen Elementen sich diejenigen eisernen Dachkonstruktionen zusammensetzen, die bei Gebäuden mit ausgesprochener Längsachse und mit durchweg gleichen Querschnitten in der Gebäude-Längsrichtung verwendet werden. Die entwickelten Grundsätze werden auch auf den Ingenieurholzbau bezogen. Im übrigen wird vorausgesetzt, daß die Dachlasten nach tragfähigen Mauern übergeleitet werden können.

Holzbau.

369. Neuzeitliche Holzbauweisen und die Leipziger Messe. Von Baurat E. Franck, Leipzig. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 16/17; Konstruktion u. Bauausführung Nr. 4, S. 30—32 m. 3 Abb. In dem Bericht werden die neuen Holzverbindungsarten, die Krallen- und die Ring-Flügeldübel, der sog. Balka-Binder, ein mit parabolisch gekrümmtem Obergurt und aus einzelnen starken Brettern zusammengefügter Binder, ein Fachwerkbinder mit Versatzgelenk von Niedermeier, sowie verschiedene Ausführungsbeispiele, kurz beschrieben.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

370. Keimsichere Filter. Von Prof. Dr. H. Bechold, Frankfurt a. M. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 9, S. 113—115. Durch ein vom Verfasser beschriebenes Imprägnierverfahren lassen sich eine Reihe von Filtersorten keimsicher machen, so daß die Keime nicht durchwachsen und man monatelang keimfreies Wasser erhalten kann. Das Imprägnierverfahren gibt daher die besten Erzeugnisse für Filter mittlerer Dichte, nämlich für Filter aus Porzellanerde und Kieselgur.

371. Über großstädtische Regenwasserabflüsse. Von Stadtbaudirektor Prof. Dr.-Ing. A. Heilmann, Dresden. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 8, S. 101—104 m. 4 Abb. und einer Zusammenstellung. Verfasser weist an Hand von Untersuchungen nach, daß sich das Kanalmischwasser bei verschiedenen Mischungsgraden nicht gleichmäßig mit dem Trockenwetterabfluß vermischt, daß der Grad der Verschmutzung des Mischwassers im Stammsiel mit zunehmendem Mischungsgrad nach dem Wasserspiegel zu abnimmt. Ferner daß diese Abnahme noch weit stärker in Erscheinung treten würde, wenn nicht die Regenabwässer der Straßen einen fast gleich hohen Rückstand als der Trockenwetterabfluß aufweisen würde.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen
über größte Lieferungen
an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Unentgeltlich und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigen Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
Sortiments-Abteilung
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachl. Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

[3118]

Inertol D. R. Pat.
der Schutzanstrich gegen Wasser u. Feuchtigkeit
Paul Lechler Inertolfabrik Stuttgart

372. Über die Verwertung von Faulschlammgasen für die Gasversorgung von Städten. Von Dipl.-Ing. B. Nerreter, Essen. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 10, S. 185—189 m. 86 Abb. An Hand der Ergebnisse bei den Kläranlagen Essen-Rellinghausen und Essen-Nord kommt Verfasser zu dem Schluß, daß, trotz der im Verhältnis zur gesamten Gasversorgung geringen aus den Kläranlagen anfallenden Gasmengen (rd 0,7%), diese hochwertigen Gase der Gasversorgung in geeigneter beschriebener Weise zuzuführen sind.

373. Über die düngende Beregnung. Von Stadtbaudirektor Prof. Dr.-Ing. Heilmann, Dresden. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 9, S. 115—117. Nach allgemeiner Erörterung über die Verwertung sowohl wie über die Beseitigung der Abfallstoffe, über die Beziehungen von Verwertung und Beseitigung geht Verfasser auf die verschiedenen Verwertungsarten, im besonderen auf die düngende Beregnung, die Verregnung von Abwässern ein.

374. Die landwirtschaftliche Bedeutung der städtischen Abfallstoffe. Von Dipl.-Ing. H. Keppner, Mittl. Isar A.-G. München. Wasserkraft 1926, Nr. 5, S. 43—46. Verfasser weist zunächst auf den starken Rückgang der Ernteerträge bei den einzelnen Getreidearten u. a. in Deutschland hin, gibt Zahlen über den Nährstoffgehalt in städtischen Abfallstoffen wieder und behandelt anschließend die Verwertung der Klärwässer, des Klärschlammes, des Hausmülles und die Wirtschaftlichkeit der Verwertungsanlagen. Inwieweit der allgemeinen Einführung der Abwässer- und Schlammverwertung hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit Grenzen gesetzt sind, wird kurz erörtert.

375. Ein neuer Kanalspülwagen. Von Baurat G. Reye, Hamburg. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 9, S. 118—119 m. 2 Abb. Der beschriebene Spülwagen ist für Kanäle mit geringer Wasserführung bestimmt. Mittels eines mit einer im Stauschild befestigten Klappe verbundenen Schwimmers und einer besonderen die Wirkung eines Strahlrohres erzielenden Konstruktion wird der Wagen bei geringer Wasserführung mit Erfolg verwandt.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

376. Die Verkehrsunfälle in Berlin im Jahre 1925. Von Polizeirat Wendel, Berlin-Grunewald. Verkehrstechnik 1926, Nr. 9, S. 134—137 m. 5 Tab. Verhütung der Unfälle auf Fahrzeugarten; Zahl der Fahrzeuge im Verhältnis zu der der Unfälle. Ursachen der Unfälle.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

377. Eindrücke aus der amerikanischen Eisen- und Stahlindustrie. Von Direktor Koppenberg, Riesa. Bauingenieur 1926, Heft 8, S. 141—151 m. 20 Abb. Die Förderung von Erz, Kohle und Koks. Hochofenanlagen. Stahlwerksbetrieb. Walzwerksbetrieb. Gießereiwesen. Eisenbahnbetrieb. Eisenbau. Konstruktionsmaterial. Ford und das Autowesen. Die „Amerikanische Fabrikpsyche".

378. Das Reichsbahngericht. Von Reichsbahndirektor Dr. Kittel, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 9, S. 133—134. Die Eisenbahnhoheit des Reichs. Zuständigkeit und Zusammensetzung des Reichsbahngerichts. Der internationale Schiedsrichter.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

379. Der Entwurf einer Verkehrsordnung auf öffentlichen Wegen. Von Oberbaurat H. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1926, Heft 8, S. 117—119. Die Grundzüge des Entwurfs einer für das ganze Reich einheitlich festgelegten Regelung des Fuhrwerks-, Radfahr-, Reit- und Fußgängerverkehrs sowie für das Treiben und Führen von Tieren werden besprochen.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Gesetz über die Aufwertung von Hypotheken und anderen Ansprüchen (Aufwertungsgesetz)

vom 16. Juli 1925
und Durchführungsverordnung vom 29. November 1925

unter besonderer Berücksichtigung der Rechtsprechung des Kammergerichts

erläutert von

Carl Gribel

Kammergerichtsrat in Berlin

Zweite, neu bearbeitete Auflage

372 Seiten
RM 12,—

Durch die Stellung des Verfassers als Mitglied des Aufwertungssenats am Kammergericht wird sein Standpunkt, den er den brennend gewordenen Fragen des Aufwertungsrechts gegenüber einnimmt, besonders interessant. Der Kommentar ist unentbehrlich für die Praxis

Vor kurzem erschien:

Die Aufwertung

Systematische Einführung

Vorträge von

C. Gribel, H. Neufeld, O. Mügel, H. Wunderlich

Herausgegeben von der
Verwaltungsakademie Berlin

82 Seiten
1926
RM 3,60

Inhaltsverzeichnis:

Entstehung und gegenwärtiger Stand des Aufwertungsproblems. Von Landgerichtsdirektor Dr. H. Wunderlich-Leipzig. — Die Aufwertung von Hypotheken und sonstigen dinglichen Rechten. Von Kammergerichtsrat C. Gribel-Berlin. — Aufwertung sonstiger privatrechtlicher Forderungen, insbesondere Industrieobligationen, Pfandbriefe, Sparkassenguthaben, Versicherungsansprüche. Von Staatssekretär a. D. Wirkl. Geh.-Rat Dr. O. Mügel-Berlin-Nikolassee. — Aufwertung, Ablösung öffentlicher Anleihen. Von Oberregierungsrat Dr. H. Neufeld-Berlin.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

380. Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten. Von Reg.-Baurat Schonk und Reg.-Baurat Maaske. Bautechnik 1926, Heft 13, S. 187—190 m. Abb. Verfasser berichten über die Ergebnisse der als Vorbereitung für die Bauausführung seit 1920 fortlaufend, zur Feststellung der für den Schleusenbau geeignetsten Betonmischungsverhältnisse durchgeführten Untersuchungen.

381. Beton bestimmter Widerstandsfähigkeit. Von Otto Graf, Stuttgart. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 411—414 m. 9 Abb. Beziehungen zwischen Zementfestigkeit, Wasserzusatz und Druckfestigkeit. Im Beton ist die Mörtelfestigkeit maßgebend. Richtlinien für die Kornzusammensetzung des Mörtels. Bedeutung der Behandlung des Betons. Elastizität. Schwinden und Quellen.

382. Betonhärtung mittels Kieselfluorids. Von Schmidt. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 377—378 m. 4 Abb. Es wird der Wert der Behandlung des Betons mit Kieselfluorid im Hinblick auf die Struktur hervorgehoben und dessen Verwendung für den Straßenbau auch ohne Belag empfohlen.

383. Frostversuche mit Beton- und Mörtelproben bei großen Kältegraden. Von Prof. H. Kayser, Darmstadt. Bautechn. Mittlg. d. Fa. Butzer, Dortmund, 1926, Heft 1/2, S. 1—9 mit 17 Abb. Die Ausführungen bilden einen erweiterten Abdruck aus Bautechnik 1926, Heft 2 und 5.

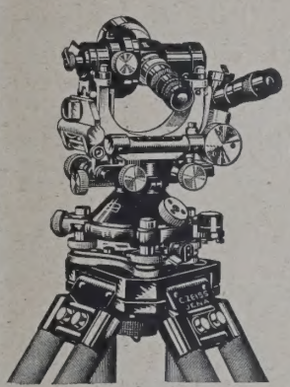
384. Feuerfeste Stoffe für die Eisen und Metall erzeugende Industrie. Von Dr.-Ing. Schulz, Dortmund. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 408—410. Wege zur Erforschung, Prüfung und Normung der feuerfesten Baustoffe für die Hüttenindustrie im Zusammenhang mit den Forderungen, die der Betrieb an diese Baustoffe stellt. Hauptarten der feuerfesten Steine und ihre für das Verhalten im Betrieb wichtigen Eigenschaften. Schwierigkeiten der zweckmäßigen Auswahl und Prüfung.

385. Teer und Bitumen. Begrifferklärung, Einteilung und Benennung. Von Dr. H. Mallison, Charlottenburg. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 421—423. Unter Berücksichtigung der chemischen Verhältnisse, der in Deutschland üblichen Benennungen und der Einteilung und Benennung des Auslandes werden Vorschläge für die sachgemäße und brauchbare Begrifferklärung von Teeren und Bitumen gemacht.

386. Die Härte weicher Metalle. Von Richard Baumann. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 403—404 m. 1 Abb. u. 2 Tab. Mittlg. a. d. Materialprüfungsanstalt a. d. T. H. Stuttgart. Von den üblichen Verfahren ergibt bei Weichmetallen nur die Schlaghärteprüfung eindeutige Werte. Die Schlaghärte ist dabei nach dem Vorgang von Wüst dem umgekehrten Wert des Rauminhaltes des erzeugten Einschlages proportional gesetzt.

387. Über hochwertigen Grauguß. Von Dr.-Ing. Th. Klingenstein. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 387—390 m. 23 Abb. Mittlg. a. d. Versuchsanst. d. Gießereien der Maschinenfabrik Eßlingen. Die Einteilung von Gußeisen. Die Herstellung von Sonderguß mit besonderer Berücksichtigung des Wüstofens.

388. Streckgrenze, Kalt- und Warmsprödigkeit. Von P. Ludwik, Wien. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 379—386 m. 13 Abb. u. 4 Tab. Es wird das Verhalten von Flußstahl an der Streckgrenze beim gewöhnlichen Zugversuch, beim „Altern" und bei „Blauwärme" mit der Abhängigkeit der Sprödigkeit von Geschwindigkeit, Temperatur und Spannungszustand in Beziehung gebracht und einheitlich auf Änderung des Gleit- und Reißwiderstandes zurückgeführt.

ZEISS
Nivellier-Instrumente und Theodolite
für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.
Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente

Neuer Theodolit
Nivellierlatten
Winkelprismen
★
Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von
CARL ZEISS JENA

4834
DEUTZ
Feldbahn-Lokomotiven
Nahezu 7000 Motorlokomotiven geliefert.
Betrieb mit: Benzin, Benzol, Spiritus, Petroleum und Rohöl.
Motorenfabrik Deutz A-G
Köln - Deutz

Baumaschinen und Förderanlagen.

389. Die Mechanisierung des Güterumschlags. Von Regsbmstr. a. D. Przygode, Bln.-Charlottenburg. Glasers Annalen 1926, Heft 6, S. 87—96 m. 15 Abb. Es wird eine Anzahl von Güterumschlagvorrichtungen — elektrische Wagenkipper, Verladebrücken, Wippkrane, Schwingkipper, Kipperkatzen, Plattform-Wagenkipper, Spezialwagen u. a. m. — zusammenstellend behandelt.

390. Der Bauzugbetrieb. Von Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Bautechnik 1926, Heft 13, S. 181—187 m. 7 Abb. Nach dem angegebenen Verfahren kann der Bauzugbetrieb so eingerichtet werden, daß das wirtschaftliche Zusammenwirken zwischen ihm und einem angeschlossenen Betrieb gewahrt ist, und daß insbesondere bei der rechnerischen Ermittlung des Bauzugbetriebes der innere Zusammenhang zwischen Zuggewicht, Längenprofil, Lokomotivleistung, Kesselbeanspruchung, Fahrzeit und Kohlenverbrauch besteht. Die Anschaulichkeit des zeichnerischen Verfahrens gestattet die für das Kalkulieren erforderliche schnelle Anpassung an die gegebenen Verhältnisse, um die günstigste Betriebsweise im voraus feststellen zu können.

Statik und Festigkeitslehre.

391. Mechano-statische Untersuchungen hochgradig statisch unbestimmter Tragsysteme. Von Ing. K. Hofacker, Luzern, Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 12, S. 153—157 m. 13 Abb. Verfasser behandelt die von Prof. Beggs, New York, ausgearbeitete mechanische Methode zur Lösung statisch unbestimmter Probleme.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

392. Das Auswechseln von fünf Brücken in dem Eisenbahnviadukt in Rotterdam während des Betriebes. Vortrag in dem Kgl. Institut v. Ing. am 4. Nov. 1925, von Ing. van Panthalson, Baron van Eck. De Ingenieur v. 23. Januar 1926, S. 57 bis 60, mit 6 Abb. Nach einer Beschreibung der bisherigen Brücken werden die Veranlassung der Auswechselung, die neuen Belastungsziffern, die Konstruktion der Verstärkung und der Bauvorgang erörtert. Die Auswechselung jeder Brücke erfolgte in einer Nacht. Die neuen Brückenträger wurden auf die alten gelegt und mittels Winden nach Abschneiden der letzteren mit diesen abgesenkt und auf die Auflager gelegt.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

393. Richtlinien für systematische Grundrißlösungen und Rekonstruktion und Reorganisation von Industriebauten. Von Baurat Ing. Dr. B. Bauer, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 11/12, S. 105—111 m. 20 Abb. Schluß. Für die Beurteilung von Grundrissen ist es nötig, unabhängig von den jeweils in Betracht kommenden Waren, für die Gesamtanordnung von Industriebauten aller Art von einheitlichen systematischen Gesichtspunkten auszugehen. Entwicklung des Grundbegriffes des auf gleiche Breite reduzierten Betriebsdiagrammes, Grundrißbildung. Untersuchung bestehender Fabriken auf ihre Konkurrenzfähigkeit. Beispiele von Rekonstruktion und Reorganisation von Industrieanlagen.

Gründungsarbeiten usw.

394. Fundierung eines achtgeschossigen Bankgebäudes in Preßburg mittels einer biegungsfesten Pilzplatte. Von Professor Dr. techn. R. Bortsch, Brünn. H. D. I. Mitteilungen 1926, Heft 3, S. 43—46 m. 5 Abb. Es wird die Gründung mittels einer durchlaufenden Pilzplatte im Zusammenhang mit der Grundwasserabdichtung näher beschrieben. Mit Rücksicht auf die ungleiche Bodenpressung unter den verschiedenen Gebäudeteilen wurden an Stellen geringer Bodenpressung Hohlräume unter der tragenden Platte angeordnet, wodurch der gleiche spezifische Boden-druck erzielt wurde.

395. Schiffshellinge aus Eisenbeton der Schiffswerft van Driel. Bautechn. Mittlg. d. Fa. Butzer, Dortmund, 1926, Heft 1/2, S. 10—11. Die Vorteile der Eisenbetonpfahlgründung gegenüber der Holzpfahlgründung werden beispielsweise dargelegt und die grundsätzlichen Berechnungsgrundlagen wiedergegeben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

396. Das Verhalten von Hebungs- und Senkungswellen bei verschiedener Fließbewegung. Von Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Heft 1, S. 4—6 m. 8 Abb. Verfasser gibt eine vergleichende Zusammenstellung der bisher in der Literatur behandelten Wellenerscheinungen sowie der entsprechenden Rechnungsunterlagen wieder.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

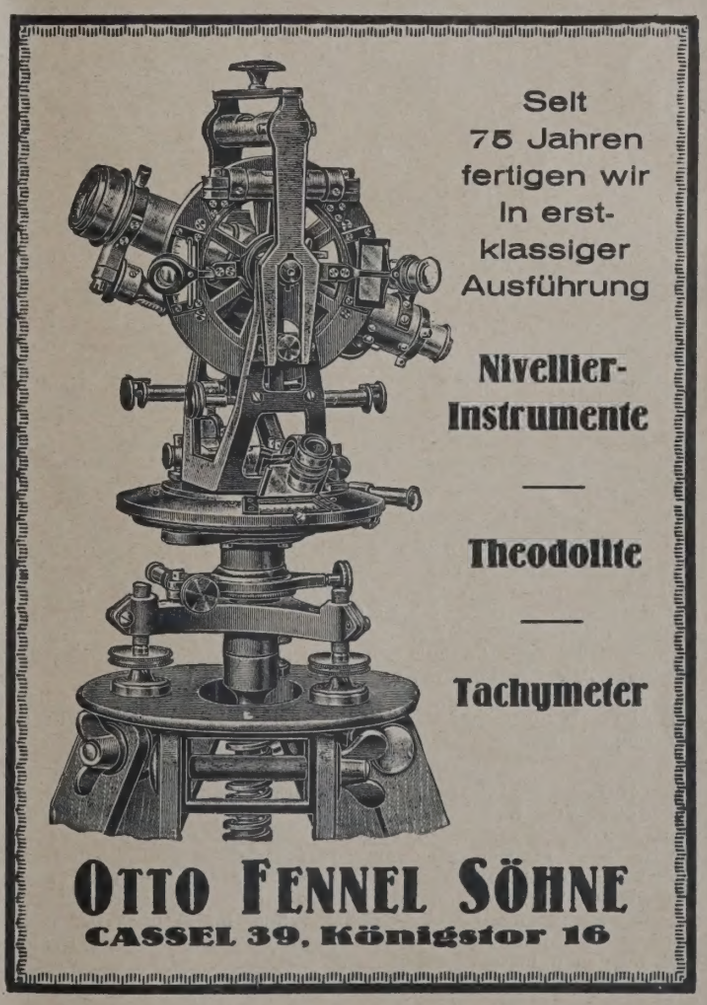
397. Über die Hochwasserführung der deutschen Ströme und die Minderung der Hochwasserschäden. Von Geheimen Baurat M. Contag, Berlin-Friedenau. Bautechnik 1926, Heft 12, S. 170—172. Verfasser behandelt kurz die hydrologischen Verhältnisse des Rheins, der Weser, Oder, Weichsel und der Donau, sowie die Entwicklung des Hochwasserschutzes in den einzelnen Bundesstaaten, um abschließend auf die Durchführung der Hochwasser-Schutzmaßnahmen in einheitlicher Weise durch die Reichswasserstraßenverwaltung, im Einvernehmen mit den Landeskulturbehörden, und die dieser Verwaltung notwendigendermaßen einzuräumenden, größeren Befugnisse sowie zur Verfügung zu stellenden Mittel einzugehen.

398. Die Verunreinigung des Süßwassers und ihre Verhinderung. Von Prof. Wesenberg. Ingeniören 1926, Nr. 7, S. 65—72. Die steigende Verunreinigung der dänischen Wasserläufe wird an Beispielen dargetan und ihre Folgen für die Fischerei, die Gesundheitspflege, die Fauna und Flora, insbesondere für die Schwimmvögel, und schließlich für das Landschaftsbild eingehend erörtert. Zur Abstellung der Schäden wird gefordert, daß jeder Industrie- und Landwirtschaftsbetrieb seine Abwässer noch im eigenen Grundstück nachhaltig reinigt.

399. Die Erweiterung des Wesermünder Hafens. Von Reg.-Baurat Arp, Wesermünde. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Heft 2, S. 22—29 m. 3 Abb. Die geschichtliche Entwicklung, die Bedeutung als Fischereihafen, der Verkehr und die Erweiterung und Einschleusung des Wesermünder Hafens werden beschrieben.

400. Ausbau der preußischen Seehäfen. Von Dr.-Ing. Lohmeyer, Bautechnik 1926, Heft 12, S. 172—173. Es werden die dem Preußischen Staatsrat zugegangenen Gesetzentwürfe für die preußischen Häfen Wesermünde, Emden und Stettin, die für die in den Papiermarkgesetzen bewilligten Bauten die erforderlichen Mittel in Reichsmark anfordern, besprochen.

401. Das staatliche Schleppmonopol. Von Regierungsbaurat Helmershausen. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Heft 2, S. 17—22 m. 4 Abb. u. 1 Taf. Es werden die Einrichtung des s. Z. für die Wasserbauverwatlung vollkommen neuen Betriebes, der Verkehr, die Organisation und die in den vergangenen 11 Jahren gemachten praktischen Erfahrungen beim Schleppamt Duisburg-Ruhrort behandelt.



402. Der Bau der neuen Seeschleuse in Ymuiden. Von Ing. I. A. Ringers und Ing. B. Peiser. De Ingenieur vom 17. Okt. 1925, S. 881 bis 896. (Fortsetzung des Aufsatzes im Jahrgang 1924.) Mit 31 Abb. Es werden behandelt: Der Bau der Schleusenmauern, Erfahrungen und Beobachtungen dabei, der Entwurf des Binnenhauptes, die Tore, die Bauausführung des Binnenhauptes — Ausschachtung und Wasserhaltung, hydrologische Untersuchung, Einrichtung der Baustelle, Rammen von überlangen eisernen Spundpfählen, und Betonpfählen —, ferner die Einrichtung zum Mischen und Verstürzen des Betons.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

403. Die Wasserkraftanlage Vestbirk. Von Ing. M. Thomsen. Ingeniören 1926, Nr. 11, S. 129—137 m. 11 Abb. Die Wasserkraftanlage Vestbirk nutzt das Gefälle von 10 m des Gudenaa auf einer Strecke von 4 km aus an Stelle zweier kleinerer, nur auf Niedrigwasser ausgebauter Fabrikanlagen und dient der Landeselektrizitätsversorgung. Ein mit einem Tonkern gedichteter Erddamm von etwa 5 m Höhe bildet ein Staubecken von rd. 25 ha Wasserfläche. Neben dem Damm ist ein Überfallschacht in Verbindung mit einem Grundablaß angeordnet, der die größte Hochwassermenge unter dem Damm hindurchzuführen vermag. 300 m östlich dieses Beckens ist ein weiterer etwa gleichgroßer Speicher angelegt, dem das Wasser in einem Kanal mit freiem Gefälle zugeführt wird. Der Abschluß dieses Beckens wird durch den Damm einer Landstraße gebildet, unter der hindurch der etwa 500 m lange Zulaufkanal zu dem Kraftwerk abzweigt. Durch einen Durchstich unterhalb des Kraftwerkes und Vertiefung der anschließenden Flußstrecke wird die Gefällhöhe vermehrt. Im Kraftwerk sind in zwei offenen Kammern je zwei Zwillings-Francis-Turbinen auf gemeinsamer wagerechter Achse aufgestellt, mit einer Gesamtleistung von 1500 PS. Jedes Aggregat ist direkt mit einem Generator gekuppelt, der Drehstrom von 10 000 Volt liefert. Die mittlere Jahresarbeit beträgt 2 000 000 kWh; die Erzeugungskosten belaufen sich auf 12 Öre je kWh.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

404. Bemerkungen über Bergschäden an Eisenbahnen im rheinisch-westfälischen Steinkohlengebiet. Von Geheimen Baurat Klüsche. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 2, S. 331—363 m. 24 Abb. Über die Einwirkung des unter Mergelüberdeckung geführten Steinkohlenbergbaues auf die Erdoberfläche im Oberbergamtsbezirk Dortmund. Die Expansivkraft im Gestein als Hauptursache der Bewegung des den Bergbau umgebenden Gebirges. Translokation der Deckgebirge durch Kohlenabbau usw. Der Einfluß des Bergbaues auf Straßenbahngleise und seine Bekämpfung. Die Theorie der Bodensenkungen in Kohlengebieten mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnsenkungen des Ostrau-Karwiner Steinkohlenreviers. Die Einwirkung von Bodensenkungen auf die baulichen Anlagen und den Betrieb der Eisenbahnen nach der Kortenschen Theorie. Die angreifenden Kräfte und ihre Wirkungen am Bahnkörper in Gebieten mit bezw. ohne Bodensenkungen.

Straßenbau.

405. Beschleunigte Ausführung widerstandsfähiger Decken auf den Durchgangsstraßen. Von Landesbaurat a. D. Steinke, Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 10, S. 162—164. Die infolge der Wirtschaftskrise eingetretene Atempause in der Verkehrsentwicklung und damit auch der Straßenunterhaltung gibt Zeit zum Ausbau der Straßen mit erprobtem Deckmaterial wie z. B. Kleinpflaster. Alle Ersatzbauweisen sind weniger wirtschaftlich. Große Asphaltverwendung verstärkt die ungünstige Außenhandelsbilanz. Wichtiger als die technische Seite erscheint die finanzielle Seite des Straßenproblems.

406. Haltbarkeit von bewehrten Teerschotterstraßen. Von J. W. Chapman. Roadmaker vom Dezember 1925, S. 217—218 mit 1 Abb. Auf der Ostkreisstraße in Yorkshire hat die Netzbewehrung einer Teermakadamstraße auf schlechtem Lehmboden, die vor 4 Jahren wegen Mangel an Mitteln für eine bessere Befestigung umgebaut worden war, die bewehrte Strecke vor Beschädigung geschützt, obwohl sie schon im Jahre 1922 einen Verkehr von mindestens 4000 t täglich hatte, während die anschließenden unbewehrten Strecken inzwischen zweimal ausgebessert werden mußten.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

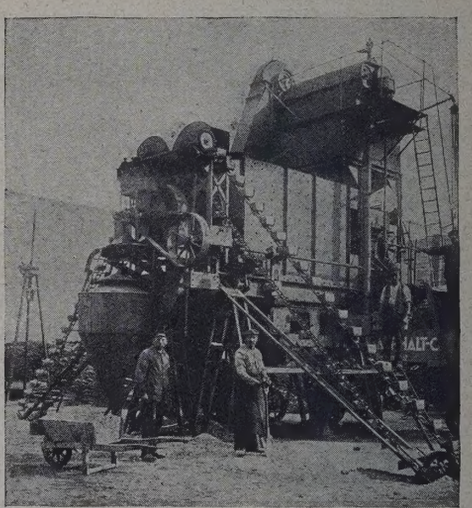
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

407. Straßenumbau in Kleinstädten. Von N. S. Bowes, Stadtingenieur in Newbury. Roadmaker vom Januar 1926, S. 231 bis 235 m. 2 Abb. Kleinstädte, die ihre Straßen bisher mit billigem Kies unterhalten haben, passen sich am wirtschaftlichsten den hohen Ansprüchen des Kraftwagenverkehrs an, wenn sie sie mit Asphalt auf bewehrter Betonunterlage befestigen. In Newbury hat diese Befestigung mit 75 und 20 cm Stärke auf torfigem Untergrund seit vier Jahren keine Ausbesserungen erfordert und wird auch in nächster Zeit noch keine brauchen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

408. Die Eisenbahnfahrzeuge auf der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925. (Ausschl. der elektrisch angetriebenen Fahrzeuge.) Von Ministerialrat a. D. Wetzler. Org. f. d. Fortschr. d. E.-B. 1926, Heft 5, S. 71—108 m. 4 Tafeln u 62 Abb. Es werden die mit Dampf oder Öl betriebenen Lokomotiven und Triebwagen, die Personen-, Post- und Gepäckwagen, die Güterwagen und die Wagen für besondere Zwecke, sowie die Bestandteile solcher Fahrzeuge beschrieben; ferner wird unterschieden zwischen Fahrzeugen mit Regelspur und solchen mit Schmalspur.

409. Neue Bremsvorschriften der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung. Vom Geheimen Baurat F. Besser, Berlin-Zehlendorf. Verkehrst. Woche 1926, Heft 10, S. 109—111. Es werden die neuen Vorschriften zunächst begründet, die wichtigsten Punkte der Bremsvorschrift wiedergegeben und erläutert und im besonderen auf den Begriff „Bremswert" eingegangen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

410. Adhäsion in Eisenbeton. Engineering vom 26. Febr. 1926, S. 268—269. Erklärung des Gleitwiderstandes der Bewehrung in Eisenbeton durch Adhäsion und Reibung. Auszug aus den Ergebnissen der Versuche in der Baustoffprüfungsanstalt in Chicago von 1913 bis 1925 über den Zusammenhang zwischen Gleitwiderstand und Druckfestigkeit, Wasserzusatz, Mischungsverhältnis, Körnung, Alter und Zementersatz durch Kalk.

411. Einige Mitteilungen über drei Docks aus Eisenbeton, in den Becken der Marineanlage in Soerabaja. Von Ing. R. van Yperen. De Ingenieur v. 24. Okt. 1925, S. 905—911 mit 11 Abb. Die Docks, 85 bzw. 80 m lang, 11 m bzw. 17,4 m i. L. breit, mit 7 m bzw. 6,50 m Drempeltiefe für Unterseeboote und andere Fahrzeuge, wurden in vorübergehender Baugrube gebaut, schwimmend nach dem endgültigen Liegeplatz gebracht, mit Ballast gefüllt und auf durch Baggern vorbereitete Flächen abgesetzt. Der Aufsatz enthält allgemeine Beschreibung sowie Angaben über Pumpeneinrichtung, Lage außerhalb der Uferlinie, Überdachung, Ausrüstung, Bewehrung und Ausführung.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

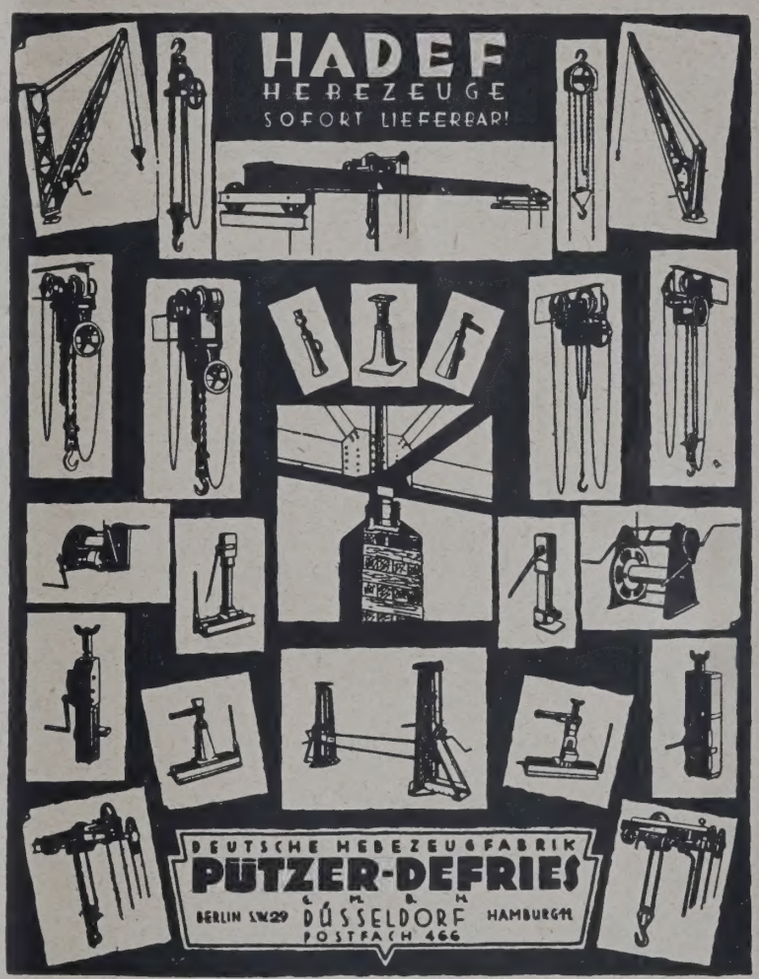
412. Das erste deutsche Hochhaus mit vollständig eiserner Tragkonstruktion. Von Dipl.-Ing. E. Teichmann, Duisburg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 23, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 6, S. 41—46 m. 13 Abb. Es wird das in Aachen zur Zeit errichtete Lochnerhaus, im besonderen die Berechnungsgrundlagen und die Hauptkonstruktionsteile des 12 stöckigen Turmes von 40 m Höhe beschrieben. (Bauingenieur 1926, Heft 13, S. 266—267.)

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

413. Städtebau und Baupolizei. Von Stadtbaurat H. Ritter, Leipzig. Zentralbl. d. Bauv. 1926, Nr. 10, S. 118—119. Die Besetzung des Dezernats für Baupolizei ist wegen seiner vielen und engen Beziehungen zu den übrigen technischen Ämtern von weittragender Bedeutung für die bauliche Entwicklung unserer Großstädte. Es werden die Gründe mitgeteilt, die in Leipzig für eine Übertragung der Baupolizei an den Stadtbaurat für Hoch- und Städtebau vorgebracht wurden.



FRIEDRICH WIESER

DAS GESETZ DER MACHT

Soeben erschien dieses monumentale Werk des führenden Nationalökonomen Professor Dr. Friedrich Freiherr v. Wieser, den das Problem der Machterscheinung zur tiefsten Ergründung des Gesetzes der Machtwerdung und Machtevolution führt. Ein Werk, das in durchaus eigener, parteiloser Gedankenarbeit, auf Lebensbejahung und Untergangsverneinung gegründet, Sache aller Gebildeten sein muß

578 Seiten. 17½ × 25 cm
In Ganzleinen gebunden 27 Reichsmark, in Halbleder gebunden 33 Reichsmark

Auszug aus dem Inhaltsverzeichnis:

Allgemeiner Aufbau von Macht und Gesellschaft

Äußere und innere Macht — Vom Ursprung und Wachstum der Macht und der Machtverbände — Die Grundform der gesellschaftlichen Verfassung: Führer und Masse — Machtpsychologie — Die Teilung der Mächte in Staat und Gesellschaft — Rechtsmacht und Rechtsform — Die Kulturmächte — Die gesellschaftliche Willensbestimmung — Anhang: Die Frage der gesellschaftlichen Schuld

Das geschichtliche Werk der Macht

Gesellschaftliche Einrichtungen, geschichtliche Bildungen, geschichtliche Erziehung — Geschichtliche Macht, ihre Formen, ihre Wandlung — Geschichtliche Führung — Das geschichtliche Werk der Gewalt und das Gesetz der abnehmenden Gewalt — Das Gesetz der zunehmenden Freiheit und Gleichheit — Das Gesetz der kleinen Zahl in geschichtlicher Bewährung — Der geschichtliche Kreislauf der Macht und die Folge der Zeitalter

Die Wege der Macht in der Gegenwart

Der Liberalismus — Nation und Nationalismus — Die modernen Machtorgane — Die Machtbilanz der Gegenwart

VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN WIEN I

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

414. Neue Schnellbahnbauten in Hamburg und Berlin. I. Die Erweiterungsbauten des hamburgischen Hoch- und Untergrundbahnnetzes. Von Direktor W. Stein. Verkehrstechnik 1926, Heft 10, S. 153—154 m. 3 Abb. Die Bedeutung und Linienführung der geplanten Untergrundbahnlinie Kellinghusenstraße—Jungfernstieg werden erläutert. Es folgen Angaben über neue Betriebsbahnhöfe der Hochbahn und über die Verlängerung der Bahnsteige des bestehenden Netzes. — II. Die neue Berliner Nordsüdbahnstrecke Belle-Alliance-Straße—Kreuzberg. Von Stadtbaumeister Höltje, Berlin. S. 155—157 m. 8 Abb. Die neue Strecke und der Bahnhof Kreuzberg werden kurz beschrieben und einzelne Neuerungen — Vereinigung des maschinellen Fahrkartenverkaufs und der Fahrkartenkontrolle nach Londoner Muster, französischer Oberbau auf Weichholzschwellen mit aluminothermisch geschweißten Stößen, besonders behandelt.

415. Erweiterung der Berliner Nordsüdbahn in Richtung Tempelhof. Von Magistratsbaurat, Direktor Honroth. Zentralbl. d. Bauw. 1926, Nr. 11, S. 129—133 m. 11 Abb. Ausführliche Beschreibung der Linienführung, der Bauausführung, besonders der Tunnelstrecken, sowie deren Konstruktion, und des Tunnelanschlusses an ein bestehendes Tieftunnelstück.

416. Der Wert der Schleife für die Ausbildung der Straßenbahnendstellen. Von Dipl.-Ing. A. Kuntzemüller, Gießen. Verkehrstechn. 1926, Heft 10, S. 160—162 m. 2 Abb. Es werden die mathematischen Formeln für den Betrieb an der Endstelle einer Straßenbahn entwickelt. An einem Beispiel wird gezeigt, welche Vorteile der Ausbau der Endstelle als Schleife gegenüber dem normalen Ausbau als einfache Ausweiche bietet, insbesondere bei eingleisigem Ausbau der Strecke, Verkehr mit Anhängewagen und Einmannbetrieb.

417. Fahrpreis und Wirtschaftlichkeit der Straßenbahnen. Von Direktor Dipl.-Ing. Sieber, Nürnberg. Verkehrstechnik 1926, Heft 11, S. 169—173 m. 8 Abb. Die Einnahmen von vier Betrieben werden auf den Geldwert von 1914 umgerechnet. Die schon früher gefundene Gesetzmäßigkeit des Zusammenhanges zwischen Fahrten und Einnahmen je Einwohner und dem Fahrpreis wird bestätigt. Im Anschluß hieran wird der Zusammenhang zwischen Fahrpreis und Ausgabe, Reingewinn und volkswirtschaftlichen Nutzen untersucht und die Aufstellung einer mittleren Indexziffer aus den Ergebnissen mehrerer Straßenbahnen angeregt.

418. Bewehrung des Betonunterbaues für Straßenbahngleise. Von J. M. Calder. Roadmaker vom Dezember 1925, S. 200—205 mit 4 Abb. Vorteile der Bewehrung des Betonunterbaues für Straßenbahngleise über hochliegenden fremden Leitungen, über wenig tragfähigen Stellen und zur besseren Verteilung der schweren und raschfahrenden Lasten auf schmalem Schienenfuß über dem Unterbau.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschafliches.

419. Europäische Verkehrseinheit. Von Ing. J. Schwarzl, Bielske. Zeitschr. d. Oberschl. Berg- und Hüttenmännischen Vereins in Katowice 1926, Heft 2. Die Verkehrspolitik der europäischen Staaten trägt gegenwärtig nur zögernd dem Umstand Rechnung, daß durch die Fortschritte der modernen Verkehrstechnik Städte und Länder enger aneinander gerückt werden. Nach einer Darlegung der historischen zwischenstaatlichen Verkehrswege Europas wird der gegenwärtig verkehrspolitisch wenig befriedigende Zustand an Hand einiger konkreter Beispiele erläutert. Die Ergebnisse der bisherigen internationalen Verkehrskonferenzen lassen aber das Bestreben erkennen, den internationalen Verkehr reibungsloser zu gestalten.

420. Die Finanzierung der Landstraßenunterhaltung. Entwurf des Deutschen Landkreistages für ein Kraftfahr- und Fahrzeugsteuergesetz. Verkehrstechnik 1926, Heft 11, S. 176—179. Nach kurzer Wiedergabe des Entwurfes folgen Zuschriften einer Reihe von Vertretern der an dieser Frage besonders interessierten Organisationen, des Deutschen Landkreistages Berlin, des Deutschen Straßenbauverbandes, Braunschweig, des Reichsverbandes der Automobilindustrie Berlin, der Kraftverkehr Deutschland G. m. b. H. Dresden.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Der Massivbau

(Stein-, Beton- und Eisenbetonbau)

Von

Robert Otzen

Geheimer Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover

504 Seiten mit 497 Textabbildungen. Gebunden RM 37,50

(Handbibliothek für Bauingenieure. IV. Teil. Konstruktiver Ingenieurbau. Band 3)

Inhaltsübersicht:

Einleitung: Der Kampf ums Gleichgewicht. — Angreifende Kräfte. — Widerstehende Kräfte. — Zerstörende Einflüsse.

Erster Abschnitt: **Massiver Baustoff.** — Tote Bauelemente. — Lebendige Bauelemente. — Mauerwerk aus natürlichen und künstlichen Bausteinen. — Beton. —Eisenbeton als massiver biegungsfester Baustoff. — Holzbeton.

Zweiter Abschnitt: **Spannung und Abmessung der Bauglieder.** — Begriffsbestimmung. — Reine Biegung: *M*. — Querkraft: *Q*. — Biegung und Querkraft: *M*/*Q*. — Längskraft: *N*. — Biegung und Längskraft: *M*/*N*. — Längs- und Querkraft: *N*/*Q*. — Moment, Längs- und Querkraft: *M*/*N*/*Q*. — Knickgefahr. — Beton mit steifen Eiseneinlagen.

Dritter Abschnitt: **Der Entwurf.** — A. Allgemeine Betrachtungen. — B. Bauwerke: Stütz- und Futtermauern. — Brücken. — Ingenieurhochbauten. — Besondere Bauformen. —

Soeben erschien:

Der Beton

Herstellung, Gefüge und Widerstandsfähigkeit gegen physikalische und chemische Einwirkungen

Von

Dr. Richard Grün

Direktor am Forschungsinstitut der Hüttenzementindustrie in Düsseldorf

196 Seiten mit 54 Textabbildungen und 35 Tabellen. RM 13,20; gebunden RM 15,—

Der Verfasser behandelt in diesem Buch folgende Hauptfragen:

I. Aufbau des Betons. II. Einwirkungen auf frischen, nicht erhärteten Beton. (Einwirkung von innen und von außen.) III. Einwirkungen auf abgebundenen und erhärteten Beton. (Physikalische Einwirkungen, Chemische Einflüsse, Schutzmittel, Wiederherstellungsarbeiten und Schutzmaßnahmen bei Flüssigkeitseinwirkungen.)

Jedes Kapitel schließt mit einer kurzen Zusammenstellung und gibt Richtlinien für die zweckmäßigste Arbeitsart

---

Soeben erscheint:

Die Deformationsmethode

Von

Dr. techn. h. c. A. Ostenfeld

Professor an der Technischen Hochschule in Kopenhagen.

124 Seiten mit 42 Abbildungen. RM 10,—

Aus dem Inhalt:

I. Einleitung. — II. Grundbegriffe, Knotenpunktfigur. — III. Grundgleichungen für gerade Balken. — IV. Rahmenkonstruktionen mit unbeweglicher Knotenpunktfigur. — V. Konstruktionen mit beweglicher Knotenpunktfigur. — VI. Einflußlinien. — VII. Knoten mit zwei und drei Bewegungsmöglichkeiten; Erweiterung der stufenweisen Berechnung. — VIII. Krumme Balken (Bogen) als Teil von Rahmenkonstruktionen. — IX. Kontinuierliche Bogenträger auf elastischen Zwischenpfeilern. — X. Mehrstöckige Rahmenkonstruktionen. — XI. Vierendeelbalken. — XII. Grad der statischen Unbestimmtheit; allgemeine Berechnungsmethoden. — XIII. Stufenweise Berechnung; Vereinfachung der Knotengleichungen. — XIV. Spezielle Fälle allgemeinerer Bedeutung.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

421. Praktische Versuche zur Feststellung der Festigkeit und Wasserundurchlässigkeit des Betons für den Schleusenbau Anderten. Von Reg.-Bauräten Schonk und Maaske. Bautechnik 1926, Heft 14, S. 199—202 m. 5 Abb. Schluß a. Heft 13. Es werden die Wasserundurchlässigkeitsversuche beschrieben und deren Ergebnisse mitgeteilt. Gußbeton hat sich in bezug auf Wasserundurchlässigkeit dem Stampfbeton wieder als erheblich überlegen erwiesen, steht letzterem aber auch an Festigkeit nach. Gleich gute Wasserundurchlässigkeit zeigte Weichbeton. Die Bauwerksfestigkeit des Gußbetons ist höher als die durch Würfelproben nachgewiesenen Festigkeiten. Vergleichsversuche zwischen Zementbeton und Zementtraßbeton ergaben, daß eine Festigkeitssteigerung durch Traßzusatz nur unter bestimmten günstigen Lagerungsverhältnissen bewirkt wurde, daß ferner zur Herstellung von wasserundurchlässigem Beton kein Traßzusatz notwendig war, sondern nur die Betondichte erhöht wurde. Die wasserdichtende Wirkung des Wasserüberschusses wird so erklärt, daß durch den Wasserüberschuß bei Guß- und Weichbeton die einzelnen Zementkörner aufquellen, und daß die gequollenen, d. h. kolloidal-elastische Außenschicht der Zementkörner, sich in die feinsten Poren des Betons hineindrückt und so den Wasserdurchgang verhindert.

422. Die verschiedenen Modifikationen des Kalziumsulfates in ihrer Bewertung als Verzögerer der Abbindezeit. Zement 1926, Nr. 13, S. 240—241. Es wird zunächst die Reihe der bemerkenswertesten Modifikationen von Gips aufgezählt; anschließend werden diejenigen Gipsarten zusammengestellt, bei denen sich auf Grund einer großen Versuchsreihe die Eignung zur Verlangsamung der Abbindezeit des Zementes ergeben hat.

423. Versuche über Beurteilbarkeit der Zementqualität mittels Biegeprismen. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1926, Nr. 13, S. 237—239. Verfasser behandelt seine im Auftrage der Reichsbahnhauptverwaltung angestellten Biegestabproben, die in Österreich für die „Baukontrolle des Betons" vorgesehen sind.

424. Untersuchungen an Schallisolierplatten. Von Dr. A. Guttmann, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 13, S. 262 bis 263. Verfasser gibt die Ergebnisse seiner der Ermittelung der Zusammenpreßbarkeit von verschiedenen Isolierplatten aus Torf, Kork und Asphaltfilz dienenden Versuche wieder.

425. Baustofffragen bei Fabrikanlagen. Von Regsbmstr.a.D. Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 12, S. 440—444 m. 8 Abb. Darstellung einer neuzeitlichen Fabrikanlage mit je nach der konstruktiv-wirtschaftlichen Eigenart der Bauteile durchgeführten gemischten Bauweisen: Mauern aus Stampfbeton, gebrannten Ziegeln, Kalksandsteinen, Betonblocksteinen, Zement- und Gipsschlackendielen, Tragwerk aus Stampfbeton, Eisenbeton und Eisenkonstruktionen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

426. Dynamische Beanspruchungen durch den Verkehr auf Straßenbrücken. (P. Montanari in Ingegneria vom Jan. 1926, S. 22 mit 2 Zeichn.) Untersuchung der Vergrößerung der Lastwirkung durch Unebenheiten in der Fahrbahnoberfläche. Empfehlung eines Stoßzuschlages von 50 % und von Bügeln bei bewehrtem Beton in der ganzen Trägerlänge oder von glatten Straßendecken zur Verhütung von Stößen.

427. Knickfestigkeit stählerner Säulen. (Proceedings of the American Society of Civil-Engineers vom März 1926, S. 146 bis 209 einschl. 16 Zeichn. und 33 Seiten Zahlentafeln, dazu 1 Tafel mit Zeichn.) Bericht eines Sonderausschusses des amerikanischen Vereins von Zivilingenieuren über die Versuche betreffs der Knickbeanspruchung kurzer Säulen (Schlankheit 30 bis 100), desgleichen von Säulen aller Längen, endlich der Exzentrizität und Anfangskrümmung und der freien Deckplattenlänge.

428. Über Rechenproben bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von Dr.-Ing. R. Gärtner, Köln-Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 13, S. 257—260. Es werden Rechenproben für statisch unbestimmte Systeme angegeben, wenn der endgültige Momentenverlauf bekannt ist. Ferner wird angegeben, welche Proben notwendig und hinreichend sind.

429. Druckversuche mit Profileisen. Von Prof. O. Graf. Stuttgart. Bauingenieur 1926, Heft 14, S. 277—280 m. 11 Abb. Es werden die Versuchsanordnung, das Material und die Ergebnisse der in der Materialprüfungsanstalt Stuttgart auf Anregung des Ausschusses für Versuche im Eisenbau des Deutschen Eisenbau-Verbandes durchgeführten Versuche behandelt, die der Feststellung des Druckwiderstandes von zentrisch belasteten Profilstäben dienten.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

430. Der Wettbewerb für Entwürfe zu einer festen Brücke in Drammen, Norwegen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauingenieur 1926, Heft 14, S. 274—276 m. 4 Abb. Es wird über das Ergebnis des Wettbewerbes berichtet. Die gestellte Aufgabe erforderte mit Rücksicht auf die noch offene Frage der endgültigen Gestaltung der Eisenbahnanlagen an dem Flußufer im Stadtteil Strömsö zwei Alternativlösungen, eine für Straßenüberführung und eine für Straßenunterführung.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

431. Verbreiterung der Brücke von Charenton. Von P. Chalon. Le Ciment 1926, Nr. 3, S. 78—85 m. 10 Abb. Verbreiterung der steinernen Brücke in Eisenbeton. Die Gründungsarbeiten bei Verlängerung der Pfeiler-Unterbringung der Kanalisation. Bauausführung.

e) Eiserne Brücken.

432. Die Brücke über den Hafenmund in Gelsenkirchen. Bautechnik 1926, Heft 15, S. 218—221 m. 6 Abb. Es wird die im Jahre 1913 von der Dortmunder Union hergestellte 54,0 m weitgespannte eiserne Pfostenträger-Brücke beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

433. Unterfangen von Brückenpfeilern. Von Stadtbaurat M. Vicari, Kempten i. Allgäu. Bautechnik 1926, Heft 15, S. 213—216 m. 9 Abb. Die durch oberhalb der Brücke durchgeführte Uferkorrektionen vermutlich verursachten Sohlenveränderungen an der Brückenstelle haben erhebliche Pfeilerabsenkungen zur Folge gehabt. Es werden die Bauausführung, die Unterfangungsarbeiten und die Herstellung von Straußpfählen beschrieben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

434. Das dynamische Grundgesetz in seiner Beziehung zu den Abflußgesetzen des Wassers in Flüssen. Von Bauamtmann van Rinsum, Regensburg. Wasserkraft 1926, Heft 7, S. 68—71 m. 7 Abb. u. 1 Tab. Schluß a. Heft 6. Abschließend werden die Ergebnisse der Rheinmessungen zusammengestellt.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

435. Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926. Von Rgsbmstr. Carp, Essen. Bautechnik 1926, Heft 15, S. 209—213 m. 11 Abb. Es werden die im Bereiche der Emschergenossenschaft durch das Hochwasser verursachten Schäden sowie die verschiedenen Deichverteidigungsarbeiten ausführlich beschrieben.

Der

Beton- und Mörtelmischer „Original ABG"

mehrfach patentiert, ist das Produkt

Deutscher Werkstattechnik

gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Er hat sich in fast allen Kulturstaaten vieltausendfach bewährt. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen

Amerikanischen Arbeitsmethoden

kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir einen

Idealen Kleinmischer „Neoroll"

und für hohe Förderleistungen einen

Patent-Schnellbau-Aufzug

für Schubkarren und Tragbutten-Betrieb

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m. b. H.
Maschinenfabrik
Leipzig 86/J

Metallfensterfabrik G. m. b. H.
LEIPZIG-PLAGWITZ

436. Die Erneuerung des Deckwerks am Brandenburger Ufer in Berlin. Von Magistratsbaurat Dipl.-Ing. Leipold. Bauingenieur 1926, Heft 12, S. 236—238 m. 6 Abb. Beschreibung des Umbaues eines hölzernen Deckwerks zu einer Eisenbetonkonstruktion und der Auswechslung der Holzverkleidung einer als Deckwerk dienenden Larssenwand durch vorgehängte Eisenbetonplatten.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

437. Das Ergebnis des Wettbewerbs für die Staustufe an der Hirschgasse in Heidelberg. Von Oberbaurat Dr. L. Schmieder, Heidelberg. Bautechnik 1926, Heft 14, S. 197—199 m. 4 Abb. Es werden die in den einzelnen Entwürfen zur Anwendung gekommenen Versenk- und Hubwehr-Konstruktionen behandelt.

438. Das Wilson-Stauwehr der Wasserkraft-Anlagen an den Muscle Shoals. Von Dipl.-Ing. H. Meyer, Birmingham. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 14, S. 179—183 m. 7 Abb. Die Gesamtanlage, bestehend aus einer Doppelschiffschleuse, dem 42 m hohen und 910 m langen Stauwehr und dem Krafthaus mit 4 Einheiten zu je 30000 PS und 14 Einheiten zu je 35000 PS, ferner der Bauvorgang werden beschrieben.

439. Selbsttätige Heber zur Regelung der Stauhöhe. Von A. Lavergnier im Génie civil vom 27. März 1926, S. 294—297 m. 15 Zeichn. Beschreibung der ersten französischen, italienischen und schweizerischen Ausführungen mit eisernen Röhren, der neueren italienischen, schweizerischen und amerikanischen Ausführungen in Eisenbeton, weiter der Anordnungen mit Hilfseinrichtungen zum raschen Ansaugen, ferner solcher zur Abführung großer Wassermengen, endlich solcher mit sehr hohem (70%) Wirkungsgrad.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

440. Das Straßenproblem und die wirtschaftliche Bedeutung guter Straßen. Erläutert an dem Plane der Instandsetzung der sächsischen Staatsstraßen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden. Verkehrstechnik 1926, Heft 13, S. 201—205. Es wird zunächst die geschichtliche Entwicklung des Straßenwesens gestreift, dann werden die Gründe des Verfalls der Landstraßen erörtert und die technischen Mittel zum Wiederaufbau gezeigt und die Pläne zur Instandsetzung und Aufbringung der Mittel behandelt, wobei die wirtschaftliche Bedeutung der Straßen hervorgehoben wird.

441. Die Versuchsstrecke Traiskirchen der niederösterreichischen Bundesstraßenverwaltung. Von Oberbaurat A. Smola. Zeitschs. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 13/14, S. 119—123 m. 7 Abb. Die in 10 Teilstrecken von 103—1000 m Länge geteilte Versuchsstrecke wurde teils nur geölt, teils mit Teertränkung, mit Bitumen unter Verwendung von Hartgestein, mit Walzasphalt, mit verstärkter Oberflächenteerung und mit Oberflächenbitumierung mit und ohne Teerstrichunterlage ausgeführt. Es werden die Ausführungen der einzelnen Teilstrecken und die bisher mit ihnen gemachten Erfahrungen, der Materialverbrauch und die Kostenfrage behandelt.

442. Neuzeitlicher Straßenbau unter besonderer Berücksichtigung des Kraftwagenverkehrs. Von Oberbaurat W. Reiner, Berin-Tempelhof. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 13/14, S. 123—128 m. 5 Abb. Verfasser geht zunächst auf die in straßenbautechnischer Hinsicht allgemein beim Bau von Kraftwagenstraßen zu treffenden Maßnahmen ein und erörtert in diesem Zusammenhange die einzelnen Straßenbauweisen: Gewalzte Schotterdecken mit Oberflächenbehandlung, dünne Asphalt- oder Teerdecken, Teerstraßendecken (Herstellung nach dem Tränk- und Mischverfahren, Heiß- und Kalteinbau), Verbundasphalt, Beton- und Pflasterstraßen.

443. Der Umbau des österreichischen Straßennetzes für den Kraftwagenverkehr. Von Oberbaurat A. Smola. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 13/14, S. 129—133. Das österreichische Straßennetz. Die Einwirkung des Kraftwagenverkehrs auf das österreichische Straßennetz. Grundzüge für die Anpassung der wichtigsten Straßenzüge an den Kraftwagenverkehr. Aufstellung eines generellen Bauprogrammes und Kostenberechnung.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Natursphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

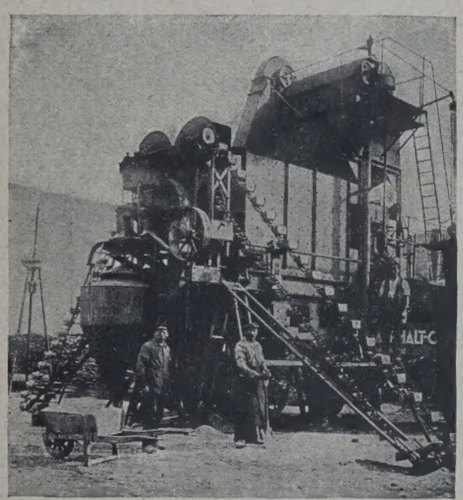
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

444. Die Entwicklung und die Einrichtungen des Straßenwalzenbetriebes der Gemeinde Wien. Von Oberstadtbaurat Köpplinger. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V 1926, Heft 13/14, S. 136—139 m. 4 Abb. Verfasser beschreibt im Zusammenhange mit der Behandlung der umfangreichen Makadam-Fahrbahnfläche die Entwicklung des Straßenwalzenbetriebes der Gemeinde Wien.

445. Maschinelle Reinigung der Straßenbahnrillenschienen. Von Obering. H. Stahl, Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 13, S. 205—206. Es werden Sonderwagen für die maschinelle Reinigung der Straßenbahnrillenschienen beschrieben und die Wirtschaftlichkeit dieses Verfahrens nachgewiesen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

446. Die Reichsbahn als Bauherr. Von Dr.-Ing. Dorpmüller, stellv. Generaldirektor d. Dtsch. Reichsb.-Gesellschaft. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 13, S. 149—153 m. 15 Abb. Verfasser gibt einen Überblick über die seit Kriegsende geleisteten Arbeiten an Streckenbauten, Bahnhofserweiterungen, Ausbau von Verschiebebahnhöfen, Brückenverstärkungen und Brückenbauten u. a. m.

447. Neuerungen im Anstrich der Eisenbahn-Fahrzeuge. Von Reichsbahnoberrat E. Schulze, Berlin. Verkehrstechnik, Werkstättenbeilage 1926, Heft 13, S. 209—214. Es wird über Maßnahmen und Versuche berichtet, welche die D.R.B. in ihren Ausbesserungswerken eingeleitet hat, um den Schutzanstrich der Eisenbahnfahrzeuge zu verbessern und zu verbilligen und die Leistungsfähigkeit der Lackierwerkstätten um ein Vielfaches zu steigern. Es soll hauptsächlich eine Verkürzung der Arbeitszeiten, eine Beschleunigung des Trockenprozesses und eine Mechanisierung der Anstreicharbeit erreicht werden.

448. Elektrische Lokomotive der Detroit-Toledo und Kanto-Eisenbahn. Von Reichsbahnrat Taschinger, Rosenheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 6, S. 120—122 m. 3 Abb. Der 4A 4A+4A 4A Lokomotive wird durch vier Stromabnehmer einphasiger Wechselstrom mit 25 Perioden und eine Spannung von 22 000 Volt zugeführt, der durch einen im Innern der Lokomotive aufgestellten Transformator auf 1250 Volt umgespannt wird. Mittels eines Umformer-Maschinensatzes wird der Wechselstrom in Gleichstrom von verschiedener Spannung umgeformt.

449. Ein neuer Benzin-Triebwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Dipl.-Ing. P. Friedmann, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 12, S. 192—195 m. 5 Abb. Beschreibung der Konstruktion des neuen Triebwagens der Waggon- und Maschinenbau A.-G., Görlitz, mit 6 Zylinder-Büssing-Motor und automatischem Schaltgetriebe der Zahnradfabrik Friedrichshafen.

450. Die elektrischen Vollbahnlokomotiven auf der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925. Von G. Lotter, München und A. Wichert, Mannheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 6, S. 110—120 m. 18 Abb. Es werden beschrieben: Die 2D1 Personen- und Schnellzuglokomotive der Strecke Görlitz—Königszelt, die 2C2 Schnellzuglokomotive der Strecke Magdeburg—Leipzig—Halle, die $1A_41$ Schnellzuglokomotive der Reichsbahndirektion München und Regensburg, Gattung ES1, die leichte 1C1 Personenzuglokomotive der Reichsbahndirektion München, Gattung E.P.2, die schwere 2BB2 Personenzuglokomotive der Reichsbahndirektion München, Gattung E.P.5, die 1B—B1 Güterzuglokomtoive, die C—C Güterzuglokomotive der 760 mm spurigen niederösterreichisch-steierischen Alpenbahn St. Pölten—Mariazell—Gußwerk.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücke siehe unter Brückenbau.)

451. Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. (Eindrücke von einer Studienreise.) Von Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. Bauingenieur 1926, Forts. v. S. 195, Heft 11, S. 219—222 Heft 12, S. 238 bis 244 Heft 13, S. 253—256 Heft 14, S. 281—284 Heft 15. Auswahl und Prüfung der Zuschlagstoffe, Verarbeitung und Nachbehandlung des Betons. Der Einfluß der Mechanisierung und Normung. Ausführung und Entwurf von Stauwerken.

KLÖNNE

Brücken • Hallen
Gerüste • Docks
Wassertürme • Öl- und Gasbehälter
Schleusen • Wehre
Gaswerke

Aug. Klönne
Dortmund

452. Betonkontrolle während des Bauens. Von Reg.-Baurat Amos, Hohen-Dölzschen vor Dresden. Beton u. Eisen 1926, Heft 6, S. 116—119 m. 1 Abb. Ausgehend von der bisher geübten Betonkontrolle und nach Behandlung der einschlägigen Bestimmungen, ferner der Versuche von Prof. Graf, Stuttgart, macht Verfasser Vorschläge für die Vorausberechnung der Würfelfestigkeit im Alter von 28 Tagen, für die Baustoffuntersuchung vor oder unmittelbar nach der Anlieferung, für die Überwachung der Arbeitsweise und die Behandlung und Beobachtung des Betons bis zur ausreichenden Erhärtung und bis zur Ausschalung.

453. Über die zweckmäßige Zusammensetzung des Betons. Von Prof. O. Graf, Stuttgart. Beton u. Eisen 1926, Heft 6, S. 119—120. Verfasser wendet sich gegen die Bezeichnung des Mischungsverhältnisses durch einfache Verhältniszahlen für den Raumanteil an Zement und Sand, Kies oder Schotter und weist auf die Notwendigkeit, die Zusammensetzung des Betons durch Angabe des Anteils von Sand und Kies und Schotter zahlenmäßig anzugeben.

454. Eisenbetonquerschnitte mit wirtschaftlicher Druckbewehrung. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Beton u. Eisen 1926, Heft 6, S. 112—116 m. 5 Abb. Bei Änderung des wirtschaftlichen Wertes $\frac{Fe'}{Fe}$ ohne Änderung von $Fe' + Fe$ vergrößert sich σ_b. Die Überführung eines beträchtlichen Teiles des Eisens von Fe' zu Fe ohne eine Verringerung von $Fe' + Fe$ herbeizuführen, sollte möglichst immer geschehen, da dann die Zugspannungen des Querschnittes verkleinert werden und nur der im voraus kleine Wert von $\sigma e'$ vergrößert wird. Bei der Überführung von Fe zu Fe' muß man sich vergewissern, daß $\sigma e \leqq \sigma e_{zul}$ bleibt.

455. Schweißarbeit und Schweißen des Eisens für den Eisenbetonbau. Von Dipl.-Ing. A. Burghardt, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 11, S. 224—226. Verfasser macht Angaben über die zur Ausführung einer guten Schweißarbeit erforderlichen Richtlinien in bezug auf das Material und die verschiedenen Schweißverfahren.

456. Ausbau von Förderstrecken und Schächten mittels Torkret. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Bauingenieur 1926, Heft 11, S. 223—224 m. 6 Abb. Es wird kurz auf die Bauausführung, das Verlegen der Bewehrung und das Betonieren, an einem Beispiel eingegangen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

457. Studien über Konstruktion und Berechnung durch Windkabel versteifter Funktürme. Von Dipl.-Ing. A. Junge, Elmshorn, Holstein. Bauingenieur 1926, Heft 12, S. 233 bis 236, Heft 13, S. 260—262 m. 7 Abb. Funktürme mit Windkabeln und solche bisheriger Konstruktion. Verwendung der Hängebrückenkettenkonstruktion unter Berücksichtigung der veränderten Verhältnisse. Systembildung räumlicher Turmfachwerke. Das „Sehnenlängenänderungsgesetz" der horizontalen Verbindungsglieder, der „Horizontalstangen". Nachweis der Fehler zwischen üblicher angenäherter und genauerer Berechnung der Horizontalstangen. Momentanes Elastizitätsmaß. Aufstellung nichtlinearer Elastizitätsgleichungen. Lineare Elastizitätsnäherungsgleichungen. Gesichtspunkte für die Wahl der Systemabmessungen und die Aufstellung rationeller Näherungsformeln.

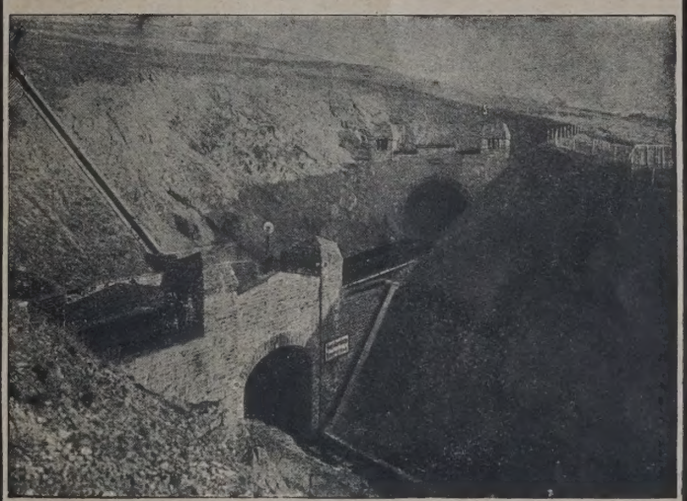
458. Untersuchung einfacher Trägeranschlüsse. Von Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin-Lichterfelde. Bauingenieur 1926, Heft 11, S. 214—219 m. 8 Abb. Nach Behandlung des Kräftespiels in einfachen Trägeranschlüssen werden die Versuchsanordnung zur Messung der Durchbiegung der Längsträger, die Durchbiegung der Querträger in den Kreuzungspunkten, die senkrechte Verschiebung der Träger gegen die Unterzüge und die Verschiebung der Anschlußwinkel gegen die Stege der Längsträger in senkrechter und wagerechter Richtung sowie die Ergebnisse und deren Auswertung ausführlich beschrieben.

459. Amerikanische Versuche mit Nietverbindungen bei Anwendung von Versenknieten und erhabenen Nietköpfen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. L. David, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 13, S. 257. Bericht nach Eng. Rec. v. 24. 12. 25. Nach dem Versuchsbericht der Universität Wisconsin von Prof. J. B. Kommers. Die Versuche haben bestätigt, daß die Nietverbindungen mit versenkten Nieten den mit erhabenen Nietköpfen in bezug auf Abscheren gleichwertig sind. Bei Gebrauchslast ist jedoch das Gleiten 3 bis 8 mal so groß. Im allgemeinen ist auch die Starrheit nicht allein bei Zug, sondern auch bei Biegungsbeanspruchung nicht gleichwertig.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen über größte Lieferungen an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Habermann & Guckes–Liebold A.-G.
Berlin
Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Zweigleisiger Giersbergtunnel bei Siegen

Bauausführungen jeder Art im
Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau
Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten, Silos D.R.P. / Wohnhausbauten

Inertol D. R. P.
der Schutzanstrich gegen Wasser u. Feuchtigkeit
Paul Lechler Inertolfabrik Stuttgart

Verlag von Julius Springer in Berlin W9

Soeben erschien:

Kreisplatten auf elastischer Unterlage

Theorie zentralsymmetrisch belasteter Kreis- und Kreisringplatten auf elastisch nachgiebiger Unterlage. Mit Anwendungen der Theorie auf die Berechnung von Kreisplattenfundamenten und die Einspannung in elastische Medien.

Von

Dr.-Ing. Ferdinand Schleicher

Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

158 Seiten mit 52 Textabbildungen. — RM 13,50, gebunden RM 15,—

In diesem Buche wird zum erstenmal — in der bisher erschienenen Literatur wurden nur elastisch gestützte Balken ausführlich behandelt — der Versuch einer Berechnung von Platten auf elastischer Unterlage, wie sie z. B. als Schornsteinfundamente, Behälterböden usw. vorkommen, auch in wirtschaftlicher Beziehung unternommen. Der allgemeinen Theorie folgen ca. 40 gebrauchsfertige Belastungsfälle aus der Praxis, von denen fünf zahlenmäßig durchgerechnet sind. Die Arbeit setzt die Untersuchungen auf einem Gebiete, das derzeit stark interessiert, fort.

Soeben erscheint:

Untersuchungen über den Einfluß häufig wiederholter Druckbeanspruchungen auf Druckelastizität und Druckfestigkeit von Beton

Von

Dr.-Ing. Alfred Mehmel

78 Seiten mit 30 Textabbildungen. 1926. — Preis etwa RM 6,—.

Zweck der Untersuchungen. — Versuchseinrichtung. — Erörterungen über die Darstellung und Wertung einiger Versuchsergebnisse. — Wiederholte Belastungen, bei denen ein Beharrungszustand der Formänderungen eintritt. — Der Elastizitätsmodul von Beton. — Wiederholte Belastungen, bei denen ein Beharrungszustand der Formänderungen nicht eintritt. — Die Ermüdung von Beton — Thermische Messungen. — Ausblick auf weitere Untersuchungen.

Die elastischen Platten

Die Grundlagen und Verfahren zur Berechnung ihrer Formänderungen und Spannungen sowie die Anwendungen der Theorie der ebenen zweidimensionalen elastischen Systeme auf praktische Aufgaben

von

Dr.-Ing. A. Nádai

Privatdozent der Universität Göttingen.

334 Seiten mit 187 Abbildungen im Text und 8 Zahlentafeln. 1925. — Gebunden RM. 24

Aus dem Inhalt:

Die Grundlagen der Lehre von der Plattenbiegung — Die Formänderungen und die Spannungen der biegsamen Platten. — Die Behandlung der Aufgaben der Plattenstatik mittels der Differenzenrechnung. — Ebene Gleichgewichtszustände. — Die in einer Ebene gespannten Platten. Die Stabilität und das Ausknicken der dünnen Platten. — Die biegsamen Platten mit Gewölbespannungen. — Abriß einer Theorie der durch unstetige Oberflächenkräfte belasteten dicken Kreisplatte. — Anhang: Zur Entstehungsgeschichte der Plattentheorie.

Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendung auf die Berechnung biegsamer Platten

unter besonderer Berücksichtigung der trägerlosen Pilzdecken

von

Dr.-Ing. H. Marcus

Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft Breslau

376 Seiten mit 123 Abbildungen. 1924. — RM. 21; gebunden RM. 21,80

Aus dem Inhalt:

I. Grundlagen der Berechnung biegsamer Platten. — II. Die Randbedingungen der ringsum frei aufliegenden Platte. — III. Die Berechnung der ringsum frei aufliegenden rechteckigen Platte. — IV. Die ringsum frei aufliegende kreisförmige Platte. — V. Die ringsum frei aufliegende dreieckige Platte. — VI. Die allgemeinen Grundlagen für die Untersuchung statisch unbestimmter Platten. — VII. Die ringsum eingeklemmte Platte. — VIII. Die Platten mit spannungsfreien Randflächen. — IX. Die Platten mit nachgiebiger Randstützung. — X. Die Berechnung durchlaufender Platten. — XI. Die Berechnung trägerloser Decken. — XII. Die mathematischen Aufgaben der Gewebetheorie.

Die vereinfachte Berechnung biegsamer Platten

Von

Dr.-Ing. H. Marcus

Direktor der HUTA, Hoch- und Tiefbau-Aktiengesellschaft in Breslau.

92 Seiten mit 33 Textabbildungen. — 1925. — RM. 5,10.

(Erweiterter Sonderabdruck aus „Der Bauingenieur", Zeitschrift für das gesamte Bauwesen, 5. Jahrgang 1924, Heft 20 und 21.)

Inhaltsübersicht:

Die Wirkung der Drillungsmomente. — Die Grundlagen des neuen Näherungsverfahrens. — Die ringsum frei aufliegende Platte. — Die ringsum eingeklemmte Platte. — Platten an drei Seiten frei aufliegend und an einem Rande fest eingeklemmt. — Platten an zwei gegenüberliegenden Seiten frei aufliegend, an den beiden anderen fest eingeklemmt. — Platten an zwei benachbarten Seiten frei aufliegend, an den beiden anderen fest eingeklemmt. — Platten an drei Seiten fest eingeklemmt und an einem Rande frei aufliegend. — Durchlaufende Platten. — Auflagerkräfte und Randdrillungsmomente. — Die ringsum frei aufliegende Platte. — Die ringsum eingeklemmte Platte. — Die durchlaufende Platte.

460. Stoffverfall und Stofferhaltung. Von Dipl.-Ing. H. L. Meurer, Köln a. Rh. V.D.I. 1926, Nr. 14, S. 461—467 m. 15 Abb. Die Notwendigkeit der Stofferhaltung. Nachteile des Rostschutzes durch Farbanstrich. Die gebräuchlichen Verzinkungsarten in ihrer Verwendung als Rostschutzmittel. Physikalische und chemische Eignung. Die Anwendungsgebiete des Metallschutzverfahrens.

Holzbau.

— — — — —

Städtebau und Städtischer Tiefbau.

461. Die Wasserreinigungsanlage für die Stadt Sacraemento, Kalifornien. Gas- u. Wasserfach 1926, Nr. 13, S. 252—253 m. 2 Abb. Die städtische Wasserreinigungsanlage im Zusammenhang mit der Flußwasserversorgung der Stadt wird kurz beschrieben. Bemerkenswert ist der 25 m hohe Einlaufturm im Fluß mit anschließenden Heberleitungen zur Pumpstation.

462. Die vorläufigen Kläranlagen der Stadt Glauchau zur Verhinderung von Hauskläranlagen und zur Förderung der Hauptkläranlage Nord. Von Stadtbaudirektor Dipl.-Ing. E. Gedschold, Glauchau. Bautechnik 1926, Heft 15, S. 216—217 m. 1 Abb. Zur Umgehung der für den Bau einer Hauptkläranlage erforderlichen hohen Kosten plant die Stadt den Bau von provisorischen Kläranlagen. Bemerkenswert sind die durch Ortsgesetz bestimmten Abgaben der Hausbesitzer im Rahmen der Bebauung sowie des Ausbaues des Kanalnetzes zur Förderung eines Kläranlagebaufonds.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

463. Fahrwiderstand der Berliner Straßenbahnwagen. Von E. Volkers, Berlin-Lankwitz. Verkehrstechnik 1926, Nr. 12, S. 188—192. Eine in den letzten Jahren entstandene erhebliche Verminderung des Fahrwiderstandes der Berliner Straßenbahnwagen wird an Hand vieler früher und kürzlich ausgeführter Messungen nachgewiesen und in ihren Ursachen erklärt. Anschließend wird die Abhängigkeit des Fahrwiderstandes von der Schienenreinigung, von der Wagenbesetzung und von der Geschwindigkeit in Zahlenreihen gegeben.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — —

Bauunfälle.

— — —

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — —

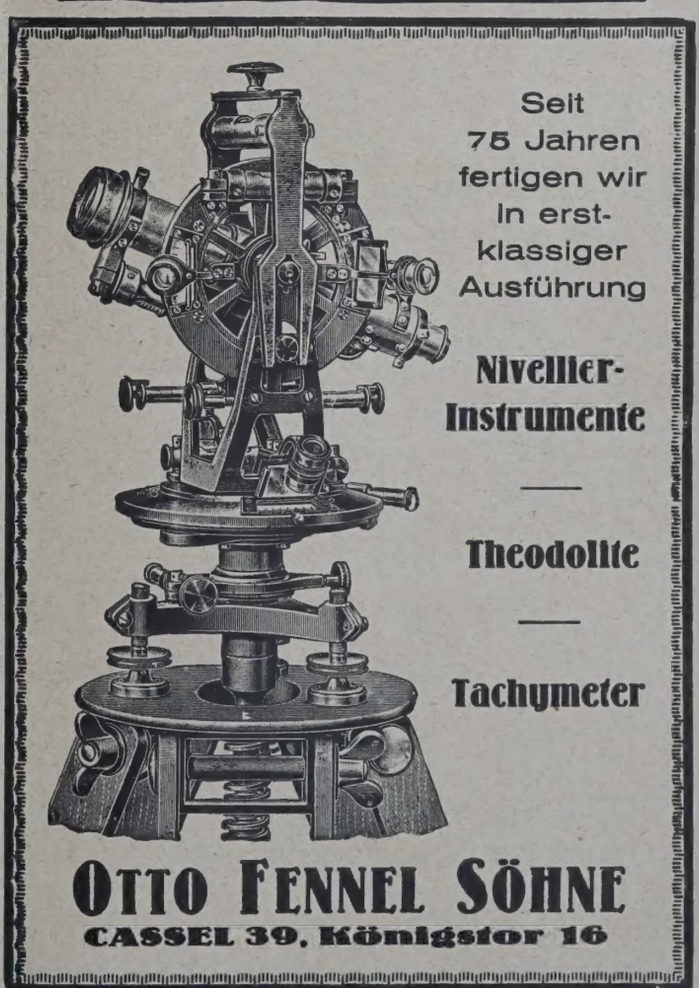
Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

464. Reichsbahn und Aufsicht. Von Staatssekretär a. D. Dr. Stieler. Verkehrst. Woche 1926, Heft 13, S. 145—151. Verfasser behandelt in der Hauptsache den hindernden Einfluß der Trennung von Verwaltung und Aufsicht.

465. Der Eisenbahngüterverkehr in Deutschland im Jahre 1924. Von Reg.-Rat Dr. Teubert, Potsdam. Verkehrst. Woche 1926, Nr. 12, S. 133—135 m. 4 Tab. Auszugsweise Wiedergabe der Statistik der Güterbewegung auf deutschen Eisenbahnen. Danach ist das deutsche Reichsgebiet nach politischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten in 39 Verkehrsbezirke eingeteilt und zahlenmäßig der Güteraustausch zwischen den einzelnen Bezirken sowie die Beförderung innerhalb eines Bezirkes nachgewiesen. Zugleich ist, soweit eine Beförderung mit Frachtbrief erfolgt, für jeden Bezirk der Verkehr mit einzelnen Teilen des Auslandes sowie die Durchfuhr durch Deutschland nach Richtungen angegeben.

466. Der Baseler Rheinumschlag im Jahre 1925. Rheinquellen 1926, Nr. 3, S. 53—58 m. 5 Abb. u. 7 Tab. An Hand einer Reihe einzelner statistischer Angaben wird die Notwendigkeit der Rheinregulierung auf der Strecke Basel—Straßburg dargetan, ohne die ein rationeller Schiffahrtsbetrieb kaum mehr möglich ist.

467. Der Kampf um die Straßensteuern. Von Baurat Niemack, Stendal. Verkehrstechnik 1926, Heft 12, S. 185—188. Aus einer Übersicht über die Entwicklung der Straßensteuerfrage in den letzten 6 Jahren werden Folgerungen gezogen, die zu einer Besprechung des Entwurfes einer Kraftfahrzeug- und Fahrzeugsteuer benutzt werden, den der Deutsche Landkreistag kürzlich veröffentlicht hat.



Neuerscheinungen der Woche

A. Deutsche Bücher

Erläuterungen zu den Vorschriften für die Errichtung und den Betrieb elektrischer Starkstromanlagen einschl. Bergwerksvorschriften und zu den Bestimmungen für Starkstromanlagen in der Landwirtschaft. Von Carl Ludwig Weber. Berlin. 15. vermehrte und verbesserte Auflage. IX, 330 S. m. Fig. 8°. RM 6.—

Jahrbuch der hafenbautechnischen Gesellschaft. Bd. 7. 1924. Hamburg. V, 222 S. m. Abb. u. Kt. 4°. Geb. RM 25.—

Korrosion, Die Ursachen und die Bekämpfung der. Von Allan A. Pollitt. (The Causes and prevention of corrosion.) Übersetzt und bearbeitet von W. H. Creutzfeldt. Braunschweig. VIII, 182 S., 39 Abb. gr. 8°. Geh. RM 11.— Geb. RM 13.—

B. Fremdsprachige Bücher

Hydraulics and its applications. By A. H. Gibson. 3rd ed. rev. and enl. 816p. diagrs. New-York. $ 6.—

Organization and administration of the waterworks undertaking. With chapters on water accounts, finance and costs. By Frederick J. Alban. 8vo, 8½×5½, pp. 315. 10 s 6 d

Zu beziehen durch

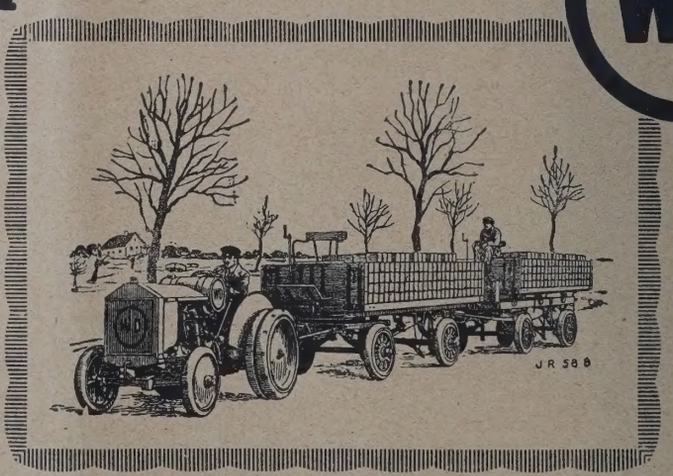
JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

MENCK & HAMBROCK
G. M. B. H.
ALTONA-HAMBURG
BERLIN · DÜSSELDORF · LEIPZIG · FRANKFURT A.M.

Radschlepper 28 PS

WD

ERZEUGNIS DER »HANOMAG«
Hannover-Linden



Unübertroffen Zuverlässig

Für alle
Transporte und Lasten bis 20 t

Vorführung im Betriebe jederzeit!

Deutsche Kraftpflug-Gesellschaft m.b.H.
Berlin W 35 ★ Potsdamer Str. 31
Fernruf: Amt Nollendorf 3997, 3998, 3999
Drahtwort: Wedepflug

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

468. Die Eigenschaften hochsiliziumhaltigen Baustahls. Freund A.-G. Stahl und Eisen 1926, Nr. 15, S. 493—503 m. 15 Zahlentaf. u. 6 Abb. Bei einer eingehenden Prüfung der Festigkeitseigenschaften von Walzstäben aus einer Reihe von Schmelzungen von niedriggekohltem Stahl mit etwa 1 % Si aus dem Boßhardt-Ofen bestätigte sich der bereits durch frühere Untersuchungen festgestellte Einfluß eines solchen Siliziumzusatzes. Die Zugfestigkeit und in noch höherem Maße die Streckgrenze werden erhöht, ohne daß die Dehnung und Einschnürung merklich sinken. Bei den Festigkeitseigenschaften, vornehmlich bei der Streckgrenze, wurde eine starke Abhängigkeit von den Profilstärken bzw. von den Walzbedingungen gefunden. Versuchsschmelzungen von einer dem vorgenannten Stahl entsprechenden Zusammensetzung aus dem Siemens-Martin-Ofen üblicher Bauart, der Thomasbirne und dem Elektro-Ofen ergaben, daß es möglich ist, in diesen ein Erzeugnis herzustellen, das in seinen Festigkeitseigenschaften hinter den untersuchten Stahlproben aus dem Boßhardt-Ofen nicht zurücksteht.

469. F-Stahl. Von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Dr. techn. e. h. Schaper. Bautechnik 1926, Heft 17, S. 237—238. Verfasser beschreibt kurz die mit dem F-Stahl in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Dresden durchgeführten Zerreiß-, Scher-Kaltbiege-Versuche, die Versuche zur Feststellung der Wechselfestigkeit, die Kerbzähigkeits-Ausglüh-Schweiß-Nietversuche und die Gefügeuntersuchungen.

470. Über die Eignung von Bleiglättekitt als Mörtel. Von Privatdoz. Dr. A. Kumm, Braunschweig. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 15, S. 180—181. Im Zusammenhange mit der Beschreibung der Zerstörungen an einem Bauwerk wird nachgewiesen, daß Bleiglättekitt selbst für Innenarchitekturen als ein völlig ungeeigneter Mörtel anzusehen ist.

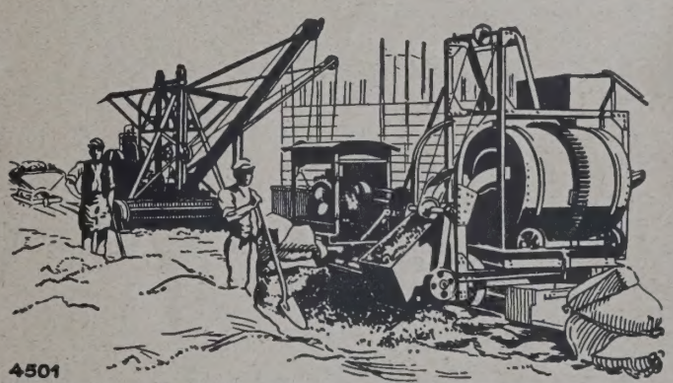
471. Die Bedeutung des Weckverfahrens für die Beton- und Kunststeinindustrie. Von Prof. Dr.-Ing. R. Schönhöfer, Braunschweig 1926, Heft 7, S. 129—131. Weckbindestoffe, die an sich keine Bindemittel sind, werden durch das Weckverfahren in selbsterhärtende, hydraulisch erhärtende Massen verwandelt. Es sind dies Verbrennungsrückstände im besonderen der Braunkohle, der Müllverbrennungen, die Schlacken des Eisenhüttenwesens, wie Stückschlacke, Hüttenmehl, wassergekörnter oder luftgekörnter Schlackensand. Das Weckverfahren besteht darin, diese Stoffe bei mäßiger Anfeuchtung mit Wasser in schweren und schnellaufenden Kollergängen zu quetschen und zu kneten.

472. Zementuntersuchungen. Proceedings of the American Society of Civil-Engineers vom März 1926, S. 210—222 einschl. 2 Zeichn. u. 1 Zahlentaf. Bericht eines Sonderausschusses des amerikanischen Vereins von Zivilingenieuren über chemische und Abbindeverhältnisse von Zement, insbesondere über Anfertigung und Lagerung der Normenproben zur Erzielung größerer Gleichartigkeit im Verfahren.

Baumaschinen und Förderanlagen.

473. Seilaufzug für ein Schiffshebewerk. Von Prof. Dr.-Ing. O. Krell, Berlin-Siemensstadt. Bautechnik 1926, Heft 17, S. 245—254 m. 19 Abb. Zur Bewegung der langgestreckten Last eines Troges ist es am zweckmäßigsten, eine reichliche Anzahl (wenigstens 32) elektrisch angetriebener Winden zu verwenden, deren Gleichstromantriebsmotoren so geschaltet sind, daß sie selbsttätig dauernd die ganz gleichmäßige Anspannung aller Seile einstellen und gewährleisten, während die an den vier Trogecken liegenden Winden, um den Dehnungsschlupf der Seile zu vermeiden, mit Gallschen Ketten versehen sind. Die Tragseile und Tragketten, an denen der Trog hängt, werden außer zum Gewichtsausgleich auch zur Beschleunigung und Verzögerung der Massen und endlich auch zur Sperrung der Überlast der Gegengewichte bei leergelaufenem Trog benutzt, zu welch letzterem Zwecke die Seile in 3,5facher Umschlingung um die durch selbstsperrende Schneckenvorgelege angetriebenen Trommeln gelegt sind, um den erforderlichen Reibungsschluß zu erzielen.

Ingenieur-Vertretungen
an allen wichtigen Plätzen gesucht.



DEUTZ
Motoren
für
Baumaschinen
jeder Art

MOTORENFABRIK DEUTZ A-G
KÖLN-DEUTZ

Statik und Festigkeitslehre.

474. Bestimmung des Horizontalschubes von Zweigelenkbogen oder -rahmen beliebiger Form durch Schätzung. Von Obering. W. Br. Gutacker, Bochum (Westf.). Zentralbl. d. B. 1926, Heft 15, S. 181—183 m. 16 Abb. Es sind für elf verschiedene, innerhalb und außerhalb der Parabelfläche mit dem Parameter $4\frac{l^2}{h}$ liegende Bogenformen und für je drei Belastungsfälle der Zweigelenkbogenhorizontalschub X abgeleitet und dieser sodann zur Erzielung einer besseren Vergleichsmöglichkeit in Beziehung zu dem Horizontalschub gleichbelasteter Dreigelenkbogen mit gleichem Pfeilverhältnis gesetzt. Schließlich werden die als Koeffizienten des Dreigelenkbogenschubes zu verwendenden Werte X ausgesondert und für die verschiedenen H Belastungsfälle zusammengestellt.

475. Versuche mit großen Mauerpfeilern. Druckelastizität und Druckfestigkeit von Mauerwerk bei Verwendung von verschiedenen Mauersteinen und verschiedenen Mörteln. Von Prof. Otto Graf, Stuttgart. Bautechnik 1926, Heft 16, S. 229—232; Heft 17, S. 254—256 m. 6 Tab. u. 17 Abb. Versuche mit Mauerwerk aus gebrannten Steinen. Bauart und Herstellung der Versuchskörper, Eigenschaften der Baustoffe. Druckelastizität der Mauerpfeiler mit Kalkmörtel und derjenigen mit Zementmörtel. Druckfestigkeit der Mauerpfeiler. Dieselben Versuche mit Mauerwerk aus Liasitsteinen, Schwemmsteinen und aus Winkelsteinen von Beton.

476. Die zulässige Belastung des Baugrundes. Von Prof. Dr. Dr. e. h. F. Emperger, Wien. Bautechnik 1926, Heft 16, S. 226—228 m. 8 Abb. Es werden eine Reihe vor dem Kriege ausgeführter Versuche, im besonderen der dabei verwendete Apparat beschrieben und die bisherigen Ergebnisse mitgeteilt.

477. Die Unterteilung von beliebigen Flächen in Streifen gleichen Flächeninhaltes. Hauptsächlich zur Anwendung auf das Schönhöfersche Prinzip gleicher Bogengrößen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 15, S. 297—298 m. 3 Abb.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

478. Die Entwicklung des Bogenbrückenbaues für größere Spannweiten und die Traunfallbrücke bei Gmunden. Von Professor Dr. Dr. e. h. F. Emperger, Wien. Bauingenieur 1926, Heft 15, S. 293—297, Heft 16, S. 322—328 m. 24 Abb. Es werden eine Reihe von Eisenbetonbrücken mit umschnürtem Gußeisen in statischer und konstruktiver Hinsicht ausführlich behandelt.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

479. Eisenbetonkonstruktionen im Mühlenbau. Von Dr.-Ing. Béla Enyedi, Budapest. Beton u. Eisen 1926, Heft 7, S. 125—128 m. 15 Abb. Statische Berechnung eines elliptischen Behälters. Konstruktionseinzelheiten.

Gründungsarbeiten usw.

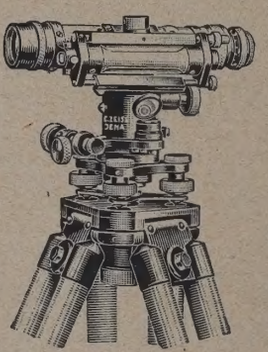
480. Deutsche Ingenieurarbeit im Straßburger Münster. Von Dr.-Ing. e. h. K. Bernhard, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 16, S. 313—317 m. 6 Abb. u. Heft 18. Es werden die Baugeschichte, die Zerstörungen und deren Ursachen, die Plangründung für die Neugründung und die Bauausführungen ausführlich beschrieben.

ZEISS

Nivellier-Instrumente und Theodolite

für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.

Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente



Nivellier-Instrument I

Nivellierlatten

Winkelprismen

★

Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

LUDWIG LANGE G.M.B.H.

BAUUNTERNEHMUNG

HANNOVER LÜBECK

GRUNDWASSERSENKUNG
WASSERVERSORGUNG
EISENBETONBAU
RAMMARBEITEN
ENTWÄSSERUNG
FABRIKANLAGEN
STAMPFBETON
GUSSBETON
HAFENBAU

WASSERKRAFTANLAGEN
UNTERFANGUNGEN
TIEFBOHRUNGEN
HAFENANLAGEN
INDUSTRIEBAU
EISENBAHNBAU
BRÜCKENBAU
STRASSENBAU
FLUSSBAU

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

481. Die hydrographischen Grundlagen für die Planung von Wasserkraftwerken in Südwestdeutschland. Von Dr.-Ing. R. Drenkhahn, Karlsruhe. V. D. I. 1926, Nr. 15, S. 497—501 m. 4 Abb. Angabe von Beziehungen, mit denen man die Abflußgrößen südwestdeutscher Flußgebiete mit guter Annäherung bestimmen kann. Außerdem wird ein Verfahren mitgeteilt, das die Ermittelung der Abflußdauerlinien und damit der bei verschiedenen Ausbaugrößen in Kraftwerken ausnutzbaren Wassermengen mit Hilfe der Trockenwetter-Abflußlinien ermöglicht.

482. Die neugeplante Stuttgarter Schwarzwald-Wasser-Versorgung. Von Regsbmstr. H. Werner, Stuttgart. Bauztg. 1926, Heft 15, S. 118—121 sowie Gesundheitsingenieur 1926, Heft 15, S. 225—226 m. 2 Abb. Nach Beschreibung der augenblicklichen Wasserversorgung Stuttgarts, deren Leistungsfähigkeit an ihrer Grenze angelangt ist, werden die verschiedenen Möglichkeiten einer Erweiterung, im besonderen die Schwarzwaldanlage erörtert.

483. Der Wassereintrittswiderstand bei Rohrbrunnen. Von Ing. P. Brinkhaus, Essen. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 15, S. 295—298 m. 6 Abb. Die Gründe für den Wassereintrittswiderstand. Das Entsanden der Brunnen. Bestimmung des Wassereintrittswiderstandes.

484. Die Berechnung der Rohrleitungen für Kaltwasserversorgungen. Von Mag.-Baurat Dipl.-Ing. H. Behrens, Berlin. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 16, S. 313—318. Es werden letzten Endes Reibungszahlen für Rohrdurchmesser von 50 bis 300 mm l. D. und Wassergeschwindigkeiten von 0,1—3,0 m/sec angegeben und im übrigen einige verschiedene Berechnungsweisen miteinander verglichen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

— — — —

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

485. Die Saaletalsperre bei Hohenwarte. Von Regierungsbaurat O. Salfeld, Saalfeld a. d. S. Bautechnik 1926, Heft 17, S. 238—241 m. 4 Abb. Beschreibung der im Zusammenhang mit dem Ausbau des Mittellandkanals geplanten Saaletalsperre. Inhalt des Sammelbeckens 190 Mill. m³. Die Sperrmauer wird mit einer Höhe von 73 m eine der höchsten in Europa. Ausnutzung der Wasserkräfte für im ganzen 59800 kVA. Die mittlere Jahresarbeit beträgt nach einem für die Jahresreihe 1901—21 aufgestellten Wasserwirtschaftsplan 57 Mill. kWh.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

486. Zum Stande der Unterhaltung und Verwaltung der brandenburgischen Provinzialstraßen. Von Landesbaurat Dr.-Ing. K. Wienecke. Verkehrstechnik 1925, Heft 15, S. 236 bis 240 m. 1 Abb. Es wird gezeigt, wie auf den brandenburgischen Provinzialstraßen vor dem Kriege angefangen war, durch Oberflächenteerungen dem Kraftwagenverkehr zu begegnen; dieser Versuch muß fortgesetzt und statt Planung ohne Grundlage der Straßenausbau nach Verkehrswertung durchgeführt werden. Der Staat muß finanziell wieder seiner historischen Aufgabe im Landstraßenbau voll nachkommen und bald Einheitlichkeit in die planlose Verkehrbesteuerung bringen. Eine erhebliche Verbilligung des Verkehrs steht den Kosten eines neuzeitlichen Straßenbaues gegenüber, dessen Durchführung aber eine planvollere organisatorische Erfassung verlangt als in den letzten Jahren.

487. Kalksteinschotter zur Straßenunterhaltung. Von Oberbaurat Cassinone, Karlsruhe. Bautechnik 1926, Heft 16, S. 225 bis 226. Nach einigen in der Schweiz und Frankreich ausgeführten Beispielen gibt Verfasser Einzelheiten über die Ausführungsweise von Straßenunterhaltungen mit Kalksteinschotter wieder und macht dabei Angaben über die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens besonders für Gebiete in nächster Nähe des Gewinnungsortes.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Natursphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

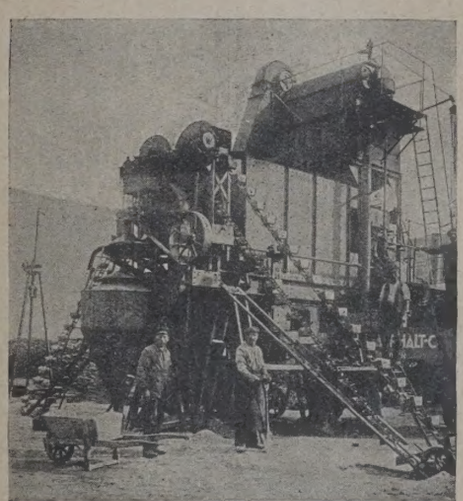
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

488. Kaltasphalt (Essener Asphalt) und seine Verwendung im neuzeitlichen Straßenbau. Von Stadtbmstr. F. Roth, Greifswald. Bautechnik 1926, Heft 17, S. 241—244 m. 12 Abb. Verfasser behandelt in der Hauptsache die mit dem Kaltasphaltsystem von Dr. Dammann — auch unter dem Namen Essener Asphalt oder Dammann-Asphalt bekannt — gemachten Erfahrungen und Anwendungsmöglichkeiten.

489. Die Aufgaben des Chemikers beim modernen Straßenbau. Von Dr. A. v. Skopnik, Castrop. Es werden die für die Fabrikation des Steinkohlenteers, der auf Straßenbaubitumen verarbeitet werden soll, bemerkenswerten Gesichtspunkte behandelt, im besonderen die Entfernung bestimmter Bestandteile aus dem Teer, um ein dem Natursphalt bzw. dem Erdölgoudron gleichwertiges aber bedeutend billigeres Teerprodukt für den bituminösen Straßenbau zu erhalten.

490. Die hygienische Bedeutung der Teermakadamstraßen. Von Dr. A. Klein, Düsseldorf. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 16, S. 241—242. Verfasser geht auf die gesundheitsschädliche Staubbildung und deren Vermeidung durch Teermakadamstraßen unter Bezugnahme auf durchgeführte Untersuchungen ein.

Eisenbahnbau und -betrieb.

491. Die eisenbahntechnische Aufschließung des Gebietes zwischen Ruhr und Lippe. Von Dr.-Ing. Obergefell, Duisburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 14, S. 221—223 m. 2 Abb. Die notwendige eisenbahntechnische Erschließung des Gebietes zwischen Ruhr und Lippe durch Güterbahnen und die Linienführung der zu erbauenden Eisenbahnen werden behandelt.

492. Der Reichsoberbau auf Holzschwellen. Von Reichsbahnoberrat Schlodtmann, Oldenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 7, S. 125—127 m. 4 Abb. Verfasser macht den Vorschlag, bei Einführung des Reichsoberbaues K auf Holzschwellen die für die Durchbildung des oldenburgischen Esenschwellenbaues maßgebenden Grundsätze restlos anzuwenden.

493. Ein Verfahren zur Ermittlung des Zeitwerts des Fahrzeugparks der D. R. G. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Zissel, Mainz. Verkehrst. Woche 1926, Heft 14, S. 160—161 m. 1 Abb. Wiedergabe eines zeichnerischen Verfahrens zur Ermittlung des Zeitwertes.

494. Erst der Weg, dann das Fahrzeug. Von Direktor Rgsbmstr. a. D. Semke, Berlin. Verkehrstechnik 1925, Heft 15, S. 233—236 m. 4 Abb. Nachdem durch die Einführung der schweren P 10-Lokomotiven die Reichsbahn genötigt wurde, Brücken und Oberbau zu verstärken, wird auf die Notwendigkeit hingewiesen, vor Verwendung schwerer Fahrzeuge auf den deutschen Neben- und Kleinbahnen Brücken und Oberbau dieser Unternehmungen mit den auftretenden Achsdrücken in Einklang zu bringen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

495. Die Entwicklung des Beton- und Eisenbetonbaues in den Vereinigten Staaten. Von Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe i. B. Bauingenieur 1926, Heft 15, S. 299—302; Heft 16, S. 317—321; Heft 17, S. 338—342; Heft 19, S. 378—385, Fortsetz. Maßnahmen für Wasserdichtigkeit und Wetterbeständigkeit. Schlechte Erfahrungen bei ausgeführten Eisenbetontalsperren und die Folgerungen aus ihnen. Beton- und Eisenbetonbauten im Seewasser. Beispiele aus dem Brückenbau. Anwendung des Eisenbetonbaues im Hochbau.

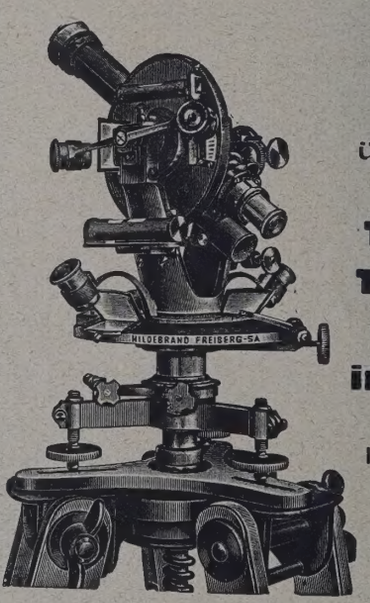
Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —



Seit
über **130** Jahren
sind unsere
Theodolite
Tachymeter
Nivellier-
instrumente
als sehr
leistungsfähig
bekannt

Max **Hildebrand** G.m.b.H.
Freiberg i. Sa. 10
Gegründet 1791

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

496. Hochwertige Portlandzemente. Untersuchungen im Laboratorium und ein Anwendungsbeispiel. Von Professor Dr.-Ing. Probst, Karlsruhe i. B. Bauingenieur 1926, Heft 17, S. 333—336, Heft 18, S. 355—360 m. 4 Abb. Nach eingehender Beschreibung der Versuchsanwendungen, des Materials und des Versuchsprogramms werden die Ergebnisse der einzelnen Untersuchungen wiedergegeben; und zwar über das Abbinden und die Abbindetemperaturen, die Raumbeständigkeit, Mahlfeinheit, das Raumgewicht, spezifisches Gewicht und den Wasserbedarf, über den Einfluß niedriger Temperaturen beim Abbinden auf die rasche Erhärtung, über die Festigkeiten von Mörtel und Beton, den Einfluß des Alters auf die Festigkeiten, den Einfluß des Wasserzementfaktors und der Kornzusammensetzung des Zuschlags über die Elastizität des Betons, ferner die Ergebnisse der Untersuchungen an Eisenbetonbalken, über die Volumenveränderungen von Beton mit hochwertigem Zement. Abschließend werden die an einem mit hochwertigem Zement ausgeführten Eisenbetonbau gemachten Beobachtungen mitgeteilt.

497. Ein neuer hochwertiger Zement. Von Dr. F. Engelhardt. Beton u. Eisen 1926, Heft 8, S. 149—150 m. 2 Abb. Es werden einige Zahlenwerte der Festigkeiten, Abbindezeiten u. a. m. des Norm-Zementes wiedergegeben.

498. Prüfungsergebnisse von gewöhnlichen und hochwertigen Portlandzementen. Mittlg. a. d. Laboratorium d. V. d. Portl.-Z.-Fabr. Karlshorst. Von Dr. Haegermann. Zement 1926, Nr. 16. S. 286—289 m. 8 Tab. Die Ergebnisse der Allgemeinen Zementprüfung 1925 werden tabellarisch wiedergegeben, abschließend neue Normenvorschläge gemacht, die eine Erhöhung der Mindestfestigkeiten für gewöhnlichen Portlandzement befürworten.

499. Ermittlung des Wasserzusatzes zum Traß-Normenmörtel. Von Reg.-Baurat C. Rothert, Darmstadt. Zement 1926, Nr. 16, S. 289—290. Es wird eine einfache Methode zur Ermittlung des Wasserzusatzes und damit die Festlegung der Konsistenz des Traß-Normenmörtels als Grundlage für die Festigkeitsprüfung des Trasses behandelt.

500. Versuche über Abbinde- und Erhärtungsfähigkeit von Betonwürfeln in der Kälte. Von E. V. Honus, Marienberg. Zement 1926, Nr. 17, S. 312—314, Schluß. Abschließend werden die Ergebnisse von Untersuchungen an Eisenbeton- (Emperger-) Balken mitgeteilt.

501. Die Wichtigkeit der Zuschlagstoffe zum Zementbeton. Von Dr. phil. Dr.-Ing. e. h. Goslich. Zement 1926, Nr. 17, S. 308—309. An einem praktischen Beispiel weist Verfasser den hohen Wert des richtigen Maßes an Hohlräumen und Zuschlagstoffen nach und gibt abschließend verschiedene Anregungen für die weitere Ausführung von entspr. Versuchen.

501. Prüfverfahren von Gußeisen. Von Dr.-Ing. P. Wolff, Kiel-Gaarden. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 17, S. 560—564 m. 6 Abb. Beziehungen zwischen Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und Härte. Treffsicherheit in der Gießerei. Die verschiedenen Schnellprüfverfahren. Die Keilprobe und ihre Ausführung und Zuverlässigkeit bei verschiedenen Gußsorten. Auswertung und Vergleich der Prüfungsergebnisse.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

503. Das Problem der kreisplattenartigen Stützenfundamente. Von Dr.-Ing. Craemer, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1926 Heft 8, S. 148—149. Die bei kreisplattenartigen Stützenfundamenten bisher nicht beachteten Einflüsse werden kurz besprochen: Einspannung der Platte in den Säulenschacht, nach dem Rand abnehmende Plattenstärke, Nachgiebigkeit des Baugrundes und außermittiger Kraftangriff.

504. Eine neue Methode zur Untersuchung der Knickfestigkeit und des Einspannungsgrades. Von Dr.-Ing. W. Engler, Bergedorf b. Hamburg. Bauingenieur 1926, Heft 17, S. 343—348 m. 9 Abb. Es wird die Gleichung eines in harmonische Sinusschwingungen versetzten Balkens unter gewissen vereinfachenden Annahmen entwickelt und aus seiner Resonanzlage seine spezifische Rückstellkraft ermittelt. Dieser ist abhängig von der sogenannten reduzierten Masse des Balkens sowie seiner Eigenfrequenz, die sich beide bei verändertem Einspannungsgrad ändern, so daß er ein eindeutiges Kriterium für Knickkraft und Einspannungsgrad abgibt. Mit Benutzung der Arbeitsgleichung läßt sich für die Knickkraft R und den Einspannungsgrad des Balkens ein Wert herleiten, der außer den festen Werten des Balkens E, J und l nur c enthält.

505. Gebrochene und gekrümmte Gleitflächen bei Aufgaben des Erddruckes. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Krey, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 19, S. 279—283 m. 14 Abb. Die Rankinesche Berechnungsweise und ihre Voraussetzung — Erddruck auf eine senkrechte Fläche — parallel zur Oberfläche. Die Gleitflächen und die Verteilung des Erddruckes für den Fall, daß der Erddruck auf die Wand flacher geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall, ferner, daß der Erddruck auf die Wand mehr nach der positiven Seite des Winkels α geneigt ist als beim Rankineschen Sonderfall. Übereinstimmung der wissenschaftlichen Überlagerungen mit der Wirklichkeit.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

506. Der Viadukt von Recoumène (Ille-Loire). Von Ing. Gay. Le Ciment 1926, Nr. 4, S. 118—124 m. 6 Abb. Viadukt von 65 m Höhe über Talsohle, 8 Öffnungen von je 25 m lichter Weite, Material: Mauerwerk, Verwendung von Kabelbahnen bei Errichtung des Lehrgerüstes und für den Steintransport.

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

507. Der letzte Abschnitt der mittelseeländischen Eisenbahn mit besonderer Berücksichtigung der Überquerung des Roskilde-Fjords. Von Ing. P. M. Bülow. Ingeniøren 1926, Nr. 15, S. 177—191 m. 12 Abb. Die Bahnlinie Hvalsø—Frederikssund—Hillerød dient der Aufschließung des Nordteiles von Seeland. Ihr Hauptbauwerk ist die 227 m lange Brücke über den Roskilde-Fjord, an die sich beiderseits Dämme von 975 bzw. 400 m Länge anschließen. Der auf dem Seeboden bis zu einer Mächtigkeit von 10 m auflagernde Schlick erschwerte die Dammschüttungsarbeiten außerordentlich. Z. Z. sind die Pfeiler im Bau. Die Brücke soll 6 Öffnungen von je 38 m Lichtweite aufweisen, von denen eine der mittleren als Klappbrücke ausgebildet werden soll, um der Schiffahrt Durchfahrt zu gewähren. Die Pfeilergründung erfolgt durch Eisenbetonsenkkasten, die auf Eisenbetonpfählen aufsitzen. Die Gesamtkosten der Brücke, die in 1½ Jahren fertiggestellt sein soll, belaufen sich auf 2 200 000 Kr.

508. Parallelfachwerkträger für große Stützweiten. Von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Dr. techn. e. h. Schaper, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 19, S. 273—275 m. 8 Abb. Verfasser zählt eine Reihe von ausgeführten „gekröpften Paralleltrügern" auf.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

509. Eisenbetonarbeiten für einen Getreidespeicher mit angebauter Werfthalle der Rhenus A.-G. am Rheinhafen in Kehl. Von Dr.-Ing. A. Stark, Karlsruhe. Bauingenieur 1926, Heft 18, S. 353—355 m. 6 Abb. Bei der kurzen Beschreibung der Bauausführung und der Konstruktionen wird besonderer Wert auf die ausgeführten Pilzdecken gelegt.

510. Erweiterungsbau des Kirdorff-Hauses zu Hamburg. Von Dr.-Ing. H. Kuball, Hamburg. Beton u. Eisen 1926, Heft 8, S. 141—142 m. 5 Abb. Bemerkenswerte Gründung auf Moorboden im Anschluß an das vorhandene Gebäude.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

511. Die Wasserversorgung des Ruhrgebietes. Von Dr. ing. Scheulen, Essen. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 4, S. 53—56. Es wird die Entwicklung des Ruhrtalsperrenvereins beschrieben.

512. Auftreten und Verlauf des Rhein-Hochwassers 1925/26. Von Stadtobering. May, Düsseldorf. Gesundh. Ing. 1926, Heft 18, S. 273—276 m. 4 Abb. Nach Beschreibung der Witterungsverhältnisse und des Hochwasserverlaufs erörtert Verfasser kurz die Maßnahmen zum Schutz gegen Hochflut und Überschwemmungen.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Erfinden und Konstruieren

Ein Beitrag zum Verständnis und zur Bewertung

Von

Dr.-Ing. G. J. Meyer

Zweite, erweiterte Auflage

88 Seiten / RM 4,50; gebunden RM 5,70

513. Wasserbewegung in steilen Rinnen (Schußtennen) mit besonderer Berücksichtigung der Selbstbelüftung. Von Ministerialrat R. Ehrenberger, Wien. Zeitschr. d. Ö. I. u. A.V. 1926 Heft 15/16, S. 155—160. Statt der sogenannten Tosbecken, bei denen auf künstliche Weise eine Energievernichtung herbeigeführt wird, die anderseits auch starken Erschütterungen ausgesetzt sind und im übrigen die Baukosten nicht unwesentlich erhöhen, wird eine im Wege des Versuchs gefundene Ausbildung der Überläufe als sogen. Schußtennen, in denen eine selbsttätige Energieverzehrung infolge der Reibungs- und Luftwiderstände stattfindet, vom Verfasser vorgeschlagen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

514. Die Verbindung zwischen Straßburg und Basel für den regelmäßigen Betrieb der Großschiffahrt. Von Ministerialrat Dr.-Ing. E. Faber, München. Bautechnik 1926, Heft 19, S. 275—277. Verfasser behandelt die besonderen Bedingungen der Zentralkommission für die Durchführung der Rheinregulierung.

515. Über die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse am Humboldthafen in Berlin. Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin. Bautechnik 1926, Nr. 19, S. 277—279 m. 4 Abb. Zurückverlegung der Uferstraßen und Errichtung einer 170 m langen 18 m breiten Hängebrücke mit Stützweiten von 96,30 m und je 36,90 m.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

516. Zur Frage der Hochwasserentlastung an Staudämmen. Schützenverschlüsse oder freie selbsttätige Überläufe? Von Prof. Mattern, Berlin. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 17, S. 209—212 m. 3 Abb. Schluß v. S. 198. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß nach den in Deutschland in Theorie und Praxis geltenden Ausführungen die Hochwasserentlastungen bei höheren Dämmen mit großen Staubecken offen sein und sofort in Wirksamkeit treten müssen, sobald die vorgeschriebene Stauhöhe im Becken erreicht ist, so daß der freie Überlauf zu bevorzugen sei.

517. Technisch-geologische Bemerkungen für Anlage und Bau der Wasserkraftwerke. II. Von Vincenz Pollack. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 15/16, S. 160—163 m. 1 Abb. In der Hauptsache erörtert Verfasser die durch vermehrten Zufluß oder Anzapfung verursachten Gleichgewichtsstörungen in Seen und anderen Wassersammelbecken.

518. Moderne nordamerikanische Wasserkraftanlagen Henry Fords. Von Dipl.-Ing. A. Lüchinger, Boston U. S. A. Schweiz. Bauztg. 1926, Nr. 18, S. 229—235 m. 17 Abb. Von den 20 Wasserkraftanlagen, die im Rahmen der von Ford in Angriff genommenen Dezentralisation der Industrie teils ausgeführt und in Betrieb, teils projektiert sind, werden die vier größten Anlagen der ersteren Gruppe mit besonderer Berücksichtigung der Turbinen und ihres Einbaues beschrieben. Bemerkenswert hierin ist der zwecks Ersparnis an Aushub oft angewandte Hebereinbau bei gleichzeitiger Erzielung eines hohen Wirkungsgrades.

519. Über das Zusammenarbeiten von nicht regulierten Wasserturbinen mit regulierten Kraftmaschinen. Von Dr.-Ing. V. Mann, Cassel. Wasserkraft 1926, Nr. 8, S. 88—90 m. 2 Abb. Es werden der Betriebszustand der nicht regulierten Wasserturbinen besprochen. Hieraus ergeben sich Forderungen für den gemeinsamen Betriebszustand beim Zusammenarbeiten von regulierten und nicht regulierten Turbinen, evtl. anderen regulierten Kraftmaschinen, wie auch für deren Dimensionierung. Der Einfluß von Gefälleänderungen wird nachgewiesen sowie auf die Notwendigkeit hingewiesen, die Betriebsleitung über die Veränderlichkeit des Betriebszustandes der Turbinen zu unterrichten, um einen rationellen Betrieb zu ermöglichen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Straßenbau.

520. Versuchsstrecke für neuzeitliche Straßenbauweisen in Bayern auf der Staatsstraße Nr. 87 München—Tegernsee zwischen km 8,28 u. 26,0. Von Ministerialrat Vilbig, München. Bautechnik 1926, Heft 18, S. 261—264 u. 8 Abb. Es wurden die auf der Versuchsstrecke zur Anwendung gekommenen Straßendeckenarten beschrieben; Pflaster und Betondecken, Teer- und Bitumendecken, Schotterdecken mit Oberflächenüberzug.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

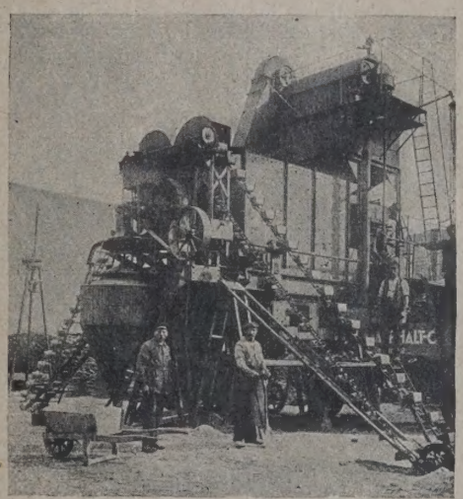
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

521. Die ersten Versuchsergebnisse der Versuchsstraße des Deutschen Straßenbauverbandes bei Braunschweig. Von Oberbaurat Nagel u. Geheimen Baurat Nessenius, Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 17, S. 265—267. Über die erste Versuchsreihe auf der Versuchsstraße bei Braunschweig von der im Juni 1925 erfolgten Fertigstellung bis Ende Juni 1926 wird berichtet. Die Anordnung und Durchführung der Versuche sowie der Unterhaltungsbetrieb werden geschildert, die bisherigen Beobachtungen auf den einzelnen Fahrspuren besprochen und einige vorläufige Schlußfolgerungen gezogen. Endlich folgen Angaben über die Weiterführung der Versuche und über die Kosten der Versuche und Versuchsstraße selbst.

522. Die Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung in Berlin. Von Magistrats-Oberbaurat Löschmann, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 16, S. 256—258. Die für Berlin erlassene Ordnung über die Erhebung von Vorausleistungen für die Wegeunterhaltung wird besprochen und die Verwendung der aufkommenden Mittel kurz gestreift.

523. Kritische Betrachtungen zum neuen Straßenbau. Von Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Deidesheimer, Neustadt a. d. Haardt. Dtsch. Bauwesen 1926, Nr. 9, S. 81—85. Es werden drei Straßendeckensysteme behandelt: Die Kleinschlagdecke mit Riesenschotter, der Kleinschlagasphalt und das Kleinpflaster; letzteres wird für Hauptverkehrsstraßen im Anschluß an städtische Pflasterungen, der Steinschlagasphalt für ebene Landstraßen, soweit sie als Hauptverkehrsader für den Automobilverkehr in Betracht kommen, und für die Gebirgs- und Zubringerstraßen und die Straßen zweiter Ordnung, die erstgenannte Schotterdecke empfohlen.

Eisenbahnbau- und -betrieb.

524. Die Reichsbahn in der öffentlichen Meinung und die Wirtschaft. Von Dr. M. Schlenker, Düsseldorf. Stahl und Eisen 1926, Nr. 16, S. 536—541. Allgemeine Verurteilung der Reichsbahnpolitik. Stellung der Wirtschaft. Die heutige Lage der Reichsbahn. Ihre Sonderbelastungen im Dienste der Allgemeinheit. Berücksichtigung dieser Verhältnisse bei Beurteilung der Reichsbahnpolitik. Die Personalpolitik. Zweckmäßigkeit der Leistungszulagen. Die Tarifpolitik, insbesondere die Wettbewerbstarife. Notwendige Wiederherstellung des im Schwinden begriffenen Vertrauensverhältnisses zwischen Reichsbahn und Öffentlichkeit.

525. Die Arbeitsgüte in den Eisenbahn-Ausbesserungswerken und ihre wirtschaftliche Bedeutung. Von Werkdirektor Ammermann, Paderborn. Verkehrstechnik 1926, Heft 17, S. 273—275. Neben der Forderung nach „Mengenleistungen" ist in den letzten Jahren in den Eisenbahn-Ausbesserungswerken die Forderung nach „Güteleistungen" mehr in den Vordergrund getreten. Die Durchführung der Arbeitsprüfung in einem Eisenbahn-Ausbesserungswerk wird durch einen Auszug aus den Prüfungs- und Arbeitsvorschriften erläutert und die durch die Arbeitsverbesserung erzielte Minderausgabe berechnet.

526. Zur Dynamik des Eisenbahnoberbaues. Von Reichsbahnoberrat Dr. Saller. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 8, S. 149—151 m. 2 Abb. Bei Behandlung des Einflusses, den die Geschwindigkeit der Lastbewegung auf die Formänderungen der Tragwerke und des Eisenbahnoberbaues äußert, wird auf die aperiodischen Schwingungen im Oberbau und im Zusammenhang damit auf die Anwendung des Zimmermannschen Verfahrens bei Berechnung der „Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last" eingegangen.

527. Der Ebertsche Schienenstoß mit tragender Unterlage und nicht tragenden Laschen. Von Reichsbahnoberrat A. Wöhrl. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 8, S. 151 bis 152. Es wird auf den genannten Stoß näher eingegangen und seine statischen Vorteile anderen Stoßkonstruktionen gegenüber hervorgehoben.

528. Weglassung der Stoßlücke im Hohlschwellengleis. Von Finanz- u. Baurat i. R. Scheibe, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 8, S. 148—149. Es wird im oben genannten Zusammenhange für die Verwendung der eisernen Hohlschwelle, bei der u. a. auch die von der Schiene kommende Wärme dem stets kühleren Schwellenboden zugeführt wird, eingetreten, die ein unmittelbares Aneinanderstoßen der Schienenenden gestatten und die Stoßlücke entbehrlich machen würde.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

529. Siliziumstahl als Baustahl. Von Dipl.-Ing. Rein, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 21, S. 426—428 m. 1 Zusammenstellung. Es werden die bisherigen Versuchsergebnisse und Festigkeitsuntersuchungen mit dem von der Berliner A.-G. für Eisengießerei und Maschinenfabrikation vorm. Freund u. Co., Berlin, hergestellten hochsiliziumhaltigen F-Stahl zusammengestellt und im Anschluß daran seine Eignung als Baustahl erörtert.

530. Über die Kornzusammensetzung des Betons. Von Professor O. Graf, Stuttgart. Bauingenieur 1926, Heft 20, S. 398 bis 403 m. 9 Abb. Verfasser behandelt die Aufgabe, auf Baustellen mit einem Mindestaufwand von Zement Beton herzustellen, der für die Druck- und Zugfestigkeit Höchstwerte liefert, hohen Widerstand gegen Wasserdruck sowie gegen mechanische und chemische Angriffe bietet.

531. Über den Einfluß der Magerung von Beton aus hochwertigem und handelsüblichem Portlandzement. Von Prof. Dr.-Ing. A. Geßner, Prag. Beton u. Eisen 1926, Heft 9, S. 161 bis 163 m. 3 Abb. u. 4 Tab. Mitteilung der Vergleichsergebnisse der Druck-, Biege- und Haftversuche.

531 a. Versuche mit Hochofenzement. Ausgeführt im Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Von Prof. H. Burchartz, Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 20, S. 241—244 m. 5 Tab. u. 2 Abb. Es werden das Versuchsprogramm und die Ergebnisse in Tabellen wiedergegeben.

531 b. Etwas über Mörtelsande. Von Prof. H. Burchartz. Zement 1926, Nr. 20, S. 356—359 m. 4 Abb. Aus den Vergleichsuntersuchungen mit Rheinsand und Normalsand hat sich ergeben, daß „Rheinsand" je nach der Gewinnungsstelle in Kornzusammensetzung und Dichtigkeitsverhältnissen sehr verschieden sein kann. Die Versuche zur Ermittlung des Einflusses von Steinmehl zu Sand haben gezeigt, daß der Dichtigkeitsgrad eines Sandes allein nicht maßgebend für dessen Güte ist, daß ferner von dem Zusatz von Steinmehlen, wenigstens von solchen, die chemisch unwirksam sind, zu Mörtel oder Beton mit Vorsicht Anwendung zu machen ist.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

532. Die baustatische Theorie biegefester Balken und Platten auf elastischer Bettung. Von Privatdoz. Ing. Pasternak, Zürich. Beton u. Eisen 1926, Heft 9, S. 163—171 m. 5 Abb. und 4 Tabellen. Es wird eine praktische Theorie der Balken und Platten auf elastischer Unterlage nach der baustatischen Methode der Einflußzahlen entwickelt.

533. Erddruckversuche in Amerika und ihre Bedeutung für die Erddrucktheorie. Von Dr.-Ing. A. Streck, Hannover. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 19, S. 221—223. Über die Ergebnisse 25 amerikanischer Versuche bei Verwendung einer in Anlehnung an die Müller-Breslausche Versuchseinrichtung entworfenen Apparates wird berichtet.

534. Über das Wesen der dynamischen Wertziffer. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Saller, Regensburg. Bauingenieur 1926, Heft 20, S. 393—395 m. 2 Abb. Es wird der Inhalt einer Abhandlung im 4. Sammelheft des russischen Büros für Ingenieurforschungen, Heft 7, über oben genanntes Thema wiedergegeben und besprochen, und der Einfluß der Veränderlichkeit der Last, der Veränderung der Achsdrücke, der „Stoßziffer", der Einfluß der veränderlichen bewegten Last, der Geschwindigkeit, sowie des Nacheilens der Formänderungen erörtert.

535. Hilfsmittel zur wirtschaftlichen Bemessung von Winkelstützmauern. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 19, S. 376—379 m. 2 Abb. Es wird eine Tafel wiedergegeben, die es ermöglicht, für die verschiedensten Bodenpressungen, Erdgewichte, Böschungswinkel und Nutzlasten die vordere und hintere Ausladung unter Berücksichtigung des Kostenminimums der Mauer nach einfacher Berechnung einiger Zwischenwerte ohne voraufgegangene statische Untersuchung unmittelbar abzulesen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

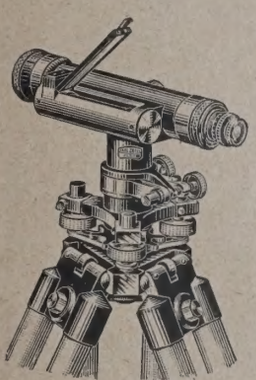
c) Stein- und Betonbrücken.

ZEISS

Nivellier-Instrumente und Theodolite

für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.

Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente



Nivellier-Instrument IV für die Baustelle

Nivellierlatten
Winkelprismen

★

Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

HOCHTIEF

Aktien-Gesellschaft
für Hoch- und Tiefbauten
vormals Gebrüder Helfmann

Essen-Ruhr
Viktoriahaus, Pferdemarkt 2-4
Fernsprecher: Nr. 9970-9973

Frankfurt am Main, München, Berlin, Köln
Hannover, Karlsruhe, Höchst a. M., Hamburg

HOCHTIEF
VORM·GEBR·HELFMANN·

Sämtliche Ausführungen im

Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau

536. Mitteilungen über den Bau einer Stampfbetonbrücke von 70 m Spannweite in der Straße von Siegburg nach Much. Von Regsbmstr. Schmidt, Obercassel (Siegkreis). Bauingenieur 1926, Heft 21, S. 420—425 u. Heft 22. Konstruktion und Bauausführung des z. Zt. größten Dreigelenk-Stampfbeton-Brückenbogens im In- und Ausland wird ausführlich beschrieben; im besonderen geht Verfasser auf die Materialbeschaffung und -untersuchung, auf die Kornzusammensetzung, auf die Herstellung der Gelenksteine, die entsprechenden Materialprüfungen, ferner auf das Abbinden des Lehrgerüstes an der Baustelle, die Betonierung des Bogens und die vorbildliche Ausrüstung ein.

536 a. Über die elastischen Formänderungen des Viadukts von Recoumène. Von Canat u. Gay. Annales des Ponts et Chausseés 1926, Nr. 1, S. 7—36 m. 8 Abb. u. 1 Taf. Nach einleitender Beschreibung des Bauwerkes werden die Versuchsanordnung, die Ergebnisse und die rechnerische Ermittlung der Elastizitätskoeffizienten behandelt.

d) Eisenbetonbrücken.

537. Der Umbau der Grandfey-Brücke in der Schweiz. Von Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer, Hannover. Zement 1926, Nr. 19, S. 341—343 m. 4 Abb. Es wird der endgültig zur Durchführung gelangte Umbau der alten gußeisernen Gitterträgerbrücke in eine Betoneisenbogenbrücke an Hand ausgezeichneter Abbildungen beschrieben.

537 a. Neuere Brückenbauten der Dyckerhoff u. Widmann A.-G., Niederlassung Dresden. Von Dr.-Ing. E. Reisinger, Dresden. Beton u. Eisen 1926, Heft 10, S. 173—186 m. 12 Abb. Beschreibung einer Schrägbrücke im Kraftwerk Hirschfelde, ausgeführt als Träger über vier Stützen mit Pendelstützen (Spannweiten 19,3, 18,3, 15,5 m). Steigung 1 : 2,6. Ferner der Eisenbetonjochbrücke bei Klingenberg (Sa.), Verwendung von Schleudermasten; des Ostrower Steges in Cottbus, eines Fußgängersteges, sowie zweier Eingelenkbogenbrücken in Chemnitz.

e) Eiserne Brücken.

538. Die Lechbrücke bei Hochzoll. Von Reichsbahnoberrat Weidmann, München. Bautechnik 1926, Heft 20, S. 285—290 m. 11 Abb. Es wird der eiserne Überbau der neuen Lechbrücke, einer zweigleisigen Bogenbrücke mit Zugband von 91 m Stützweite, ausführlich beschrieben.

539. Die Freihafen-Elbbrücke in Hamburg. Von Oberbaudirektor Leo. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 19, S. 233—234 m. 4 Abb. Die Ende März d. J. dem Verkehr übergebene Freihafenbrücke mit 2 Verkehrsstockwerken, eines Zweigelenkbogens mit Zugband, wird kurz beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

540. Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. Von Dipl.-Ing. R. Maudrich, Dortmund. Bautechnik 1926, Heft 21, S. 301—304 m. 2 Abb. Verwendung eiserner Spundbohlen Bauart „Rothe Erde". Anordnung der Bauabschnitte. Ausbildung der Fangedämme. Rammarbeiten und Rammgerüste. Wasserdichtigkeit und Sicherung der Fangedämme.

541. Gefährdete Baugruben. Von Dipl.-Ing. K. Schonnopp, Charlottenburg. Bautechnik 1926, Heft 21, S. 308—309 m. 5 Abb. Die Ausführungen beziehen sich im wesentlichen nur auf die Grundwasserverhältnisse im holländischen und belgischen Küstengebiete.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

542. Über eine Integration hydrodynamischer Grundgleichungen und Flüssigkeitsströmungen in Rotationshohlräumen. Von Dipl.-Ing. M. Treer, Budapest. Wasserkraft 1926, Nr. 10, S. 107—108. Die von Bewegungsgleichungen bedingten geometrischen Eigenschaften der Bahn der Flüssigkeitselemente werden untersucht und mit Hilfe dieser Untersuchungen Bewegungen in Rotationshohlräumen behandelt.

542 a. Wie müssen Fließgleichungen gebaut sein? Von Bauamtmann van Rinsum, Regensburg. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 5, S. 65—69 m. 9 Abb. Es wird untersucht, inwieweit die Notwendigkeit vorliegt, die mittlere Geschwindigkeit als hydrotechnische Größe beizubehalten, bzw. inwieweit v_m in geeigneter Weise ersetzt werden kann. Verfasser stützt sich dabei gleichzeitig auf Messungen an Flüssen.

Neuerscheinungen der Woche

A. Deutsche Bücher

Die Erfolgsrechnung privater und öffentlicher Betriebe.
Eine Grundlegung. Von E. Walb. Berlin. 428 S. gr. 8°.
Geh. RM 13.—; geb. RM 15.—

Genossenschaftsgesetz,
das Reichsgesetz, betreffend die Erwerbs- und Wirtschaftsgenossenschaften, Kommentar begründet von L. Parisius u. H. Crüger. 10. neubearb. Aufl. von H. Crüger u. A. Crecelius. Berlin. 798 S.
Geh. RM 30.—; geb. RM. 33.—

Gewerbe- und Arbeitsrecht, Einführung in das.
Ein Grundriß. Von E. Jacobi. Leipzig. 5., verb. u. um ein Sachreg. verm. Aufl. VIII, 109 S. 8°. RM 2.40

Jahrbuch der bayerischen Wirtschaft.
Hrsg. von Stanges techn. Beratungsstelle München. (Bd. 2.) München. Mit zahlr. Abb., Wirtschaftskt. u. Tab. VIII, 808 S. gr. 8°. geb. RM 15.—

Reise nach der Schweiz zum Studium des Teerstraßenbaues
vom 7. bis zum 12. Sept. 1925. Bericht erstattet auf Grund der Einzelberichte der Reiseteilnehmer. Von Oberbaurat Hentrich. Halle. 40 S. 23 Abb. 1 Kte. 8°.
Geh. RM 2,80

Technisches Schaffen Geisteskranker.
Von M. Tramer. München. Mit 58 Abb. VII, 246 S. gr. 8°.
Geh. RM 12.—; geb. RM 14.50

B. Fremdsprachige Bücher

Bungalows: their design, construction and furnishing,
with suggestions also for camps, summer homes and cottages of similar character.
By Henry Hodgman Saylor. 206 p. il diagrs. 0,26.
New York. Doll. 3.50

Economics: principles and problems.
By Lyonel Danforth Edie. 819 p. diagrs. 0. New York.
Doll. 5,—

Electric railway engineering.
By Harding, C. Francis and Ewing, Dressel. D.
New ed., il. Doll. 5,—

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

543. Die bremischen Häfen. Von Baudirektor Claußen, Bremerhaven u. Baudirektor Hacker, Bremen. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 222—225 m. 10 Abb. Beschreibung der Hafenanlagen, der Ausrüstung, des spezifischen Verkehrs, sowie des Verkehrsumfanges.

544. Bremen als Eisenbahnhafen. Von Oberbaudirektor Tillmann. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 221 m. 1 Abb. Der Einfluß des Umschlaggutes in Bremen auf die Anordnung der Häfen, enge Hafenbecken mit geringem Kleinverkehr und ausgedehnte, weitverzweigte Eisenbahnanlagen neben und hinter den Schuppen und Hafenindustrien. Den Hafenbahnbetrieb in Bremerhaven führt die Reichsbahngesellschaft, in Bremen Bremen selbst.

545. Die Erweiterung des Karlsruher Rheinhafens. Von Stadtbaurat A. Wittinger, Karlsruhe. Bautechnik 1926, Heft 21, S. 298—301 m. 4 Abb. Die Geschichte des Karlsruher Rheinhafens. Die Verkehrsentwicklung seit seiner Eröffnung 1901.

546. Der Fischerreihafen in Wesermünde und seine Erweiterung. Von Regierungsbaurat Ays, Wesermünde-Geestemünde. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 231—234 m. 3 Abb. Die Entwicklung des Fischereihafens, die Hafenanlagen, die Seeschleuse, die geplante Erweiterung, der Verkehr, die Wirtschaftlichkeit werden beschrieben.

547. Die neue Kajemauer an der Nordseite des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 225—227 m. 4 Abb. Begründung für die Erweiterung des Hafens II in Bremen. Die Konstruktion der Kajemauer. Die Ausrüstung der Mauer, die Fährtreppenanlagen. Die Bauausführung.

548. Bremen und Binnenschiffahrt. Von Dir. H. Flügel, Bremen. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 220 m. 1 Abb. Es wird die Entwicklung des Binnenschiffahrtsverkehrs zwischen Bremen und seinem Hinterland kurz beschrieben und ein Hinweis auf den notwendigen weiteren Ausbau der Weser durch Kanalisierung gegeben.

549. Tragfähigkeit, Ladung und Ausnutzung der Schleppkähne auf dem Rhein bei und oberhalb Mannheim. Von Baurat Wittmann, Karlsruhe. Rheinquellen 1926, Nr. 4, S. 77 bis 87 m. 6 Zahlentafeln u. 6 Abb. Der eiserne Schleppkahn mit etwa 1350 t Tragfähigkeit als Vermittler des Massengüterverkehrs gegenüber dem Holzschiff. Die Leichterungen der Schleppkähne in Mannheim, Rheinau und Ludwigshafen für die Fahrt nach den Häfen Karlsruhe, Lauterburg, Straßburg und Kehl sind durch die Regulierung der Rheinstrecke Sondernheim—Straßburg auf den zehnten Teil zurückgegangen und betragen im Durchschnitt der Jahre 1915 bis 1922 nur 3,1% der gesamten Gütermengen, die nach den oberhalb Mannheim—Ludwigshafen gelegenen Häfen befördert wurden.

550. Ausbau des Erz- und Eisenkais im Seehafen Emden. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 18, S. 221—224 m. 4 Abb. Die Anlagen des See- wie Binnenhafens Emden werden beschrieben, sowie Angaben über den Güterverkehr innerhalb der letzten 12 Jahre gemacht.

551. Die Columbuskaje in Bremerhaven. Von Baurat Andressen, Bremerhaven. Werft, Reederei, Hafen 1926, Heft 9, S. 227—228 m. 3 Abb. Die Bauausführung des Pfahlrostes, die sich infolge des Tidebetriebes besonders schwierig gestaltet, wird kurz geschildert.

552. Die Unter- und Außenweser. Von Strombaudirektor L. Plate, Bremen. Werft, Reedrei, Hafen 1926, Heft 9, S. 218—219, m. 3 Abb. Verfasser gibt einen geschichtlichen Rückblick auf die Weserkorrektionen und geht anschließend auf den geplanten weiteren Ausbau der Unterweser ein, der den regelmäßigen Verkehr von 8 m tiefgehenden Seeschiffen mit einem Spielraum von zwei Stunden in der Ein- und Ausfahrt während jeder Tide ermöglichen soll.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

553. Zur Frage der Eisabführung an Wehren und über verwandte Fragen im Eisenwehrbau. Von Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 21, S. 304—307 m. 15 Abb. Die Standsicherheit und hydraulische Wirkungsweise neuzeitlicher Wehrarten sowie die Ausbildung der Eisklappe werden im Zusammenhang mit den Veröffentlichungen, Heft 18, 1925 u. Heft 5, 1926 der Bautechnik behandelt.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

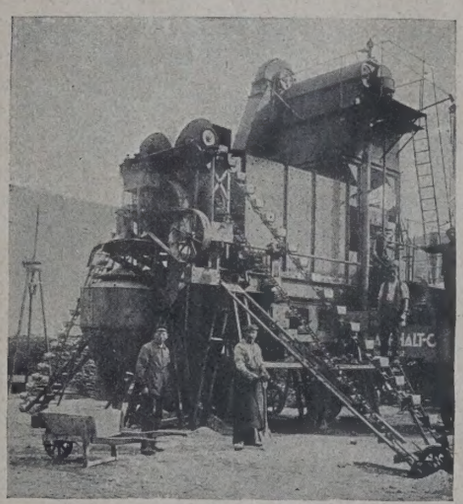
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50

Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

553 a. Die Talsperre und das Kraftwerk von Camarasa in den spanischen Pyrenäen. Von Ing. P. Calfas. Le Génie civil vom 15. Mai 1926, S. 429—435 mit 1 Karte, 12 Zeichn. und 7 Lichtb. Staubecken von 160 Mill. m³ Inhalt mit einer Bogen-Sperrmauer von 151 m Kronenlänge, 87 m Höhe über der Talsohle und 102 m über dem tiefsten Punkt der Gründung. 76 m Gründungsbreite des Gewichtsquerschnitts. Zwei Hochwasserüberfälle von je 27 m Weite mit 2000 m²/s Abführungsvermögen, geschlossen durch versenkbare Pendel-(Sektor-)Wehre aus Eisenbeton mit selbsttätiger, durch Schwimmventile gesteuerter Einstellung zur Haltung der Stauhöhe auf 2 bis 3 cm genau. Zuleitungsstollen zum Kraftwerk, 240 m lang mit 72 m² benutzbarem Querschnitt und 15,5 m lichter Höhe, anschließend 5 genietete Druckrohre von 3,6 m Weite, in Stollen einbetoniert. Krafthaus für 5 Francisturbinen von je 18 500 PS Leistung bei 82 m Gefälle und 25 m³ größter Aufschlagmenge.

553 b. Wasserkraftwerk am Glommen in Norwegen. La Technique des Travaux vom April 1926, S. 179—182 mit 6 Abb. Abbildungen und kurze Beschreibung des Wasserkraftwerkes bei Raanaasfoss am Glommen mit 200 bis 4000 sm³ Wasserführung und 8 bis 14 Mill. Stämmen Floßholz jährlich. Wehr mit einem Eisablaß von 3 m Weite, 6 Grundablässen von je 2 m Weite, alle Ablässe mit Schützenverschluß, 2 Pendel-(Segment.)Wehren von je 50 m Weite und 3,75 m Höhe mit Nadelwehr oberhalb für Ausbesserungsfälle, Walzenwehr von 45 m Länge und 6 m Höhe. Floßkanal von 800 m um die Wehranlage für 15 bis 30 sm³ Wasserführung und Durchflößung von 180 000 Stämmen in 24 Stunden mit schwimmenden Leitwerken vor dem Einlauf.

553 c. Luftsäcke bei schnellaufenden Turbinen. Von Elov Englesson. Engineering vom 16. April 1926, S. 484—486 mit 5 Zeichn. u. 2 Lichtb. Nachteile der Bildung von Luftsäcken an der Rückseite der Schaufeln schnellaufender Turbinen. Leistungsabfall, Anfressungen, Stöße), Ähnlichkeit mit den Erscheinungen bei schnellaufenden Schiffsschrauben, Hauptursachen der Luftsackbildung (übergroße Saughöhe, zu große Austrittgeschwindigkeit, unrichtiges Verhältnis zwischen Schaufellänge und -abstand, unrichtiger Einlaufwinkel), Untersuchungen in einer Versuchsanstalt, Ermittlung der höchst zulässigen Saughöhe durch Versuche mit der Schaufelform, Geschwindigkeit und Druckhöhe des einzelnen Falles.

554. Energievernichter. Von Privatdozent Dr. A. Schoklitsch, Graz. Wasserkraft 1926, Graz, Nr. 10, S. 108—115 m. 13 Abb. Es werden die Ergebnisse einer Reihe vom Verfasser durchgeführter Versuche an Energievernichtermodellen beschrieben, abschließend ein Berechnungsbeispiel wiedergegeben.

555. Die ausnutzbaren Wasserkräfte der Erde. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Leiner, Stolp-R. (Pomm.). Bautechnik 1926, Heft 20, S. 293—294. Verfasser gibt für die statistische Erfassung der Wasserkräfte als Grundlage die Schätzung der Energieerzeugung und die jeweils ausgebaute Erzeugung an.

555 a. Finnlands Wasserkräfte. Von Dr. R. Weisflog, Greifswald. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 5, S. 69—70, m. 1 Abb. Kurzer Überblick über die bisher ausgebauten Wasserkräfte, und ihr Einfluß auf das Wirtschaftsleben Finnlands.

555 b. Neuzeitliche Wasserkraftanlagen. Von Dipl.-Ing. Hermann, Ravensburg. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 5, S. 70—78 m. 15 Abb. An Hand von bedeutenden in- und ausländischen Anlagen gibt Verfasser einn kurzen Überblick über den Bau neuzeitlicher Wasserkraftwerke.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

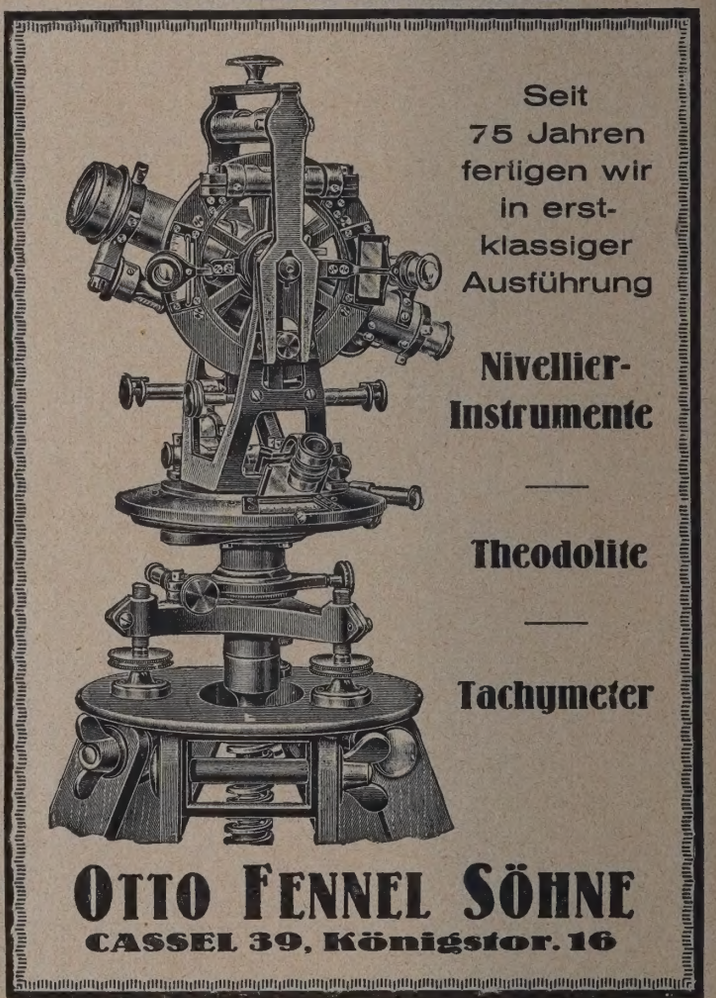
— — — —

Straßenbau.

556. Das Netz der Kraftwagenstraßen Deutschlands. Von Dr.-Ing. Rappaport, Essen. Verkehrst. 1926, Heft 18, S. 285—288 m. 1 Taf. Die wirtschaftliche Notwendigkeit für die Aufstellung eines Kraftwagenstraßennetzes für Deutschland wird begründet, die Abstufung der Straßen sowie die Art des allmählichen, je nach dem Verkehr verschiedenen Ausbaues wird erörtert. Für die am ehesten zu betonenden Hauptstraßen — die Fernstraßen — wird ein kartenmäßiger Vorschlag gemacht.

557. Der Umbau der deutschen Landstraßen für den neuzeitlichen Verkehr. Von Privatdoz. Dr.-Ing. Schenck, Charlottenburg. Verkehrst. 1926, Heft 19, S. 306—308 m. 1 Abb. Wirtschaftliche Notwendigkeiten verlangen den baldigen Umbau unserer Landstraßen, da ein symmetrischer Ausbau der Straßen bedeutend billiger ist als die verfehlte Unterhaltung nach dem bisherigen System. Es wird Stellung genommen zur Bemessung der Kraftfahrzeugsteuer, ferner werden finanztechnische Betrachtungen über die Bedeutung von Anleihen für die Durchführung der Umbaupläne angestellt.

558. Eine Betonstraße. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Klose, Berlin-Tiergarten. Zement 1926, Nr. 19. Die Betonstraße, Nr. 2, S. 7—8, 4 Abb. Verfasser weist auf die guten Erfahrungen hin, die trotz schwersten Verkehrs mit einer Betonstraße bei Gefälle von 1:50 bis 1:200 gemacht worden sind.



558 a. Die Entwicklung des Teerstraßenbaues im In- und Ausland. Von Dr. H. Lüer, Essen. Verkehrstechnik 1926, Heft 20, S. 319—323 m. 4 Abb. Vortrag, geh. a. d. Straßenbautagung Leipzig März 1925. Die Entwicklung des Teerstraßenbaues in England, der Schweiz, Holland, Frankreich, Deutschland. Die Arten der Oberflächen- und Innenteerungen. Technische und wirtschaftliche Erörterungen.

Eisenbahnbau und -betrieb.

559. Das Reich und die Kleinbahnen. Von E. Baschwitz, Berlin. Verkehrst. 1926, Heft 19, S. 304—306. An Hand der Niederschrift über die 22. Hauptversammlung des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privatbahnen e. V. im Oktober 1925 werden noch einmal kurz die Gesichtspunkte für die Neuregelung des Kleinbahnwesens angegeben und die in der Versammlung dagegen vorgebrachten Einwände zu widerlegen versucht.

560. Verwendung angekrankten Schwellenholzes und Schwellentränkverfahren im Kriege. Von Reichsbahnrat Kern, Heilbronn. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 9, S. 157 bis 165 m. 31 Abb. Krankheiten am Schwellenholz. Tränkverfahren im Krieg. Ergebnisse derselben mit gesundem und infiziertem Schwellenholz.

561. Wagenbeschädigungen auf Rangierbahnhöfen im Ablauf- und Stoßbetrieb. Von Prof. Dr. C. Pirath, Stuttgart. Verkehrst. Woche 1926, Heft 18, S. 205—209 m. 3 Abb. Verfasser untersucht die Ursachen, auf die die Schäden im einzelnen zurückzuführen sind und gibt in diesem Zusammenhange Winke für ihre möglichste Beseitigung.

562. Über die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Überwachung und Prüfung der Brücken, Hallen und Dächer. Von Reichsbahnrat F. Hülsenkamp, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 19, S. 221 bis 223. Es wird auf die Zusammenfassung der bisher bestehenden einzelnen Ländervorschriften bzw. auf die Änderungen hingewiesen.

563. Die neuen verstärkten Schraubenkupplungen der Deutschen Reichsbahn. Von Reg.- u. Baurat Neubert, Charlottenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 8, S. 141—148 m. 4 Abb. u. 3 Tab. Es werden die Forderungen erörtert, die für das Material und die Konstruktion der Schraubenkupplung maßgebend waren.

563 a. Beschleunigung des Wagenumlaufs. Von Reichsbahnrat Zimmank, Hamburg. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1926, Nr. 18, S. 474—475. Die Ausführungen beziehen sich hauptsächlich auf rein örtliche Verhältnisse und bilden gleichzeitig eine Entgegnung auf die Ausführungen von Börnicke in Nr. 5 ders. Zeitschr.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

564. Die Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. A. Zenns, München. Bauingenieur, Heft 21, S. 418—420 m. 3 Abb. Ein Vergleich der alten Bestimmungen mit den neuen zeigt, daß die letzteren hinsichtlich der Schubsicherung eine Mehrung an Eiseneinlagen bedingen, die in manchen Fällen erheblich werden kann. Hierfür ist der rechnerische Nachweis erbracht und die Schubsicherung nach den neuen Bestimmungen für Hohlsteindecken als besonderer, hier ungünstig gelagerter Fall behandelt.

565. Über Shedbauten aus Eisenbeton. Von Dr.-Ing. O. Skall, Leipzig. Bauingenieur 1926, Heft 19, S. 373—376 m. 6 Abb. Verfasser beschreibt Konstruktion und Bauausführung einer Reihe ausgeführter zugbandfreier Sägesheds in Eisenbeton.

566. Die staatliche Hauptkraftwagenwerkstätte in Bamberg für das Reichspostministerium Abtlg. VII in München. Von Obering. J. Kirschenhofer, Nürnberg. Beton u. Eisen 1926, Heft 9, S. 157—160 m. 9 Abb. Zweischiffiger Hallenrahmen als durchlaufender Träger über zwei Öffnungen mit je 24 m Stützweite, statische Berechnung, Konstruktion und die Bauausführung werden ausführlich beschrieben.

567. Die neue Eisenbetondecke „System Herbst". Von Ziv.-Ing. E. Weiß, Wien. Beton u. Eisen 1926, Heft 8, S. 144—145. m. 4 Abb. Die Eisenbetondecke ist dadurch gekennzeichnet, daß zwischen fabrikmäßig hergestellten und im fertigen Zustande verlegten Eisenbetonstegen zylindrische Formhohlsteine aus Schlackenbeton oder gebranntem Ton verlegt werden, auf welche die Betondeckschicht, welche zugleich den Druckgurt bildet, aufgebracht wird. Das System hat im Wohnungsbau in der Gemeinde Wien starke Verwendung gefunden.

568. Das Planetarium in Düsseldorf. Von Obering. J. Kraus. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 35, Konstr. u. Bauausführung Nr. 9, S. 65—71 m. 15 Abb. Beschreibung des aus 16 zweigeschossigen Eisenbetonportalen bestehenden Rundbaues, der Konstruktionseinzelheiten und der Ausführung, im besonderen auch der erforderlichen Gründung auf im Grundriß ringförmige Streifenfundamente.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

569. Ausstellungshalle in Kopenhagen. Von Ing. H. Hintz u. U. Thorbog. Ingenioren 1926, Nr. 8, S. 81—83 m. 7 Abb. Die beschriebene Automobilausstellungshalle von 5800 m² Grundfläche ist mit eisernen Fachwerkbindern von 60 m Spannweite überdacht. Die Breitseiten sind durch strahlenförmige Anordnung von Binderhälften halbkreisförmig abgeschlossen. Die Binder zeigen parabolischen Untergurt; die gesamte 520 t wiegende Eisenkonstruktion wurde in 6 Monaten fertiggestellt.

Holzbau.

570. Die Ausführung der Gothaer Trinkwasserzuleitung aus Holz. Von Stadtoberbaurat Dr.-Ing. Schubert, Gotha. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 20, S. 305—307. Verfasser beschäftigt sich mit dem Verquellen, Dichten, den Abnahmebedingungen der Auflagerung, dem Baufortschritt, der Dichtigkeit und den Kosten.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

571. Siedlung und Technik. Von Stadtbaurat Professor Dr.-Ing. Heilmann, Halle. Bauingenieur 1926, Heft 20, S. 395—398. Verfasser behandelt die bei Wahl des Standortes einer Siedlung zu beobachtenden Gesichtspunkte, soweit sie sich auf Entwässerung, Wasserversorgung, Gasversorgung, Elektrizitätsversorgung, Straßenführung und -gestaltung, die Anlage von Straßenbahnen beziehen und macht in diesem Zusammenhange Kostenangaben unter Zugrundelegung einer Siedlung von 1000 Einwohnern, einmal unabhängig von der Entfernung von der Großstadt, ferner unter Berücksichtigung einer Entfernung von 5 km.

572. Die Reinigung anilinfarbenhaltiger Abwässer. Von Dr. W. Friese u. Dr. H. Beil. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 19, S. 292 bis 296. Die Entfärbung anilinhaltigen Wassers in Tropffiltern mit Hüttenkoksasche als Füllung.

573. Eisenbahn und Städtebau und der Entwurf zum neuen Preußischen Städtebaugesetz. Von Prof. Dr.-Ing. Blum, Hannover. Verkehrst. Woche 1926, Heft 19, S. 217—221. Verfasser untersucht, inwieweit den gegenseitigen Beziehungen zwischen Eisenbahn und Städtebau in dem neuen Preußischen Städtebaugesetz Rechnung getragen worden ist.

574. Die Detaillierung des Lageplans. Von Professor A. Schneegans, Dresden. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 29; Stadt und Siedlung Nr. 8, S. 59—62 m. 10 Abb. In den Ausführungen wird die Notwendigkeit der Detaillierung des Lageplanes an einem Beispiel begründet.

575. Die zweckmäßigste Bauart der Straßeneinläufe. Von Regsbmstr. a. D. F. v. Reiche, Berlin. Gesundh. Ing. 1926, Heft 17, S. 257—264 m. 19 Abb. Die Anwendung der neuen Erfahrungen bei Neukanalisationen. Das Abfangen der Schmutzstoffe im Straßeneinlauf. Die Mißstände bei den Straßeneinfallschächten mit einem Eimer unterhalb des Wasserablaufs oder Wasserverschlusses. Konstruktion des Sinkeimers „David Grove" und seine Vorzüge anderen Konstruktionen gegenüber. Die Mißstände bei den Straßeneinläufen mit einem Schmutzeimer oberhalb des Wasserablaufs aus dem Einfallschacht. Die Anwendung der neueren Erfahrungen bei den bereits vorhandenen Kanalisationen. Das Zwei-Eimersystem „David Grove". Ausbildung der Straßeneinläufe für Neukanalisationen. Ausbildung der Straßeneinfallschächte bei den vorhandenen Kanalisationen, und bei Neukanalisationen wo ein Abfangen der Schmutzstoffe immer erwünscht sein wird.

576. Gasdükeranlage unter der Trave bei Schlutup und die Versorgung der Stadt mit Gas. Von Betriebsdirektor H. Neumann, Lübeck. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 17, S. 333—336 m. 9 Abb. Es wird u. a. die Versenkung der Dükerleitung ausführlich beschrieben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

577. Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbahn und des Kraftomnibusses im Großstadtverkehr. Von Professor Dr.-Ing. E. Giese, Berlin. Verkehrst. 1926, Heft 18, S. 281—285, Nr. 19, S. 301—303. An dem Beispiel von Berlin wird die Wirtschaftlichkeit der Straßenbahn und des Großstadtomnibusses in allen Einzelheiten auf der Grundlage der gegenwärtigen Verhältnisse untersucht und besonders die Frage beantwortet, welche Mehrkosten volkswirtschaftlich aufzubringen wären, wenn man zur Zeit in Berlin den gesamten Straßenbahnverkehr durch Kraftomnibusse bedienen würde. Die Berechnung ergibt, daß die Berliner Bevölkerung an Stelle von 107 Mill. M. jährlich die doppelte Summe aufbringen müßte. Hierzu wäre an Stelle des 15-Pf.-Tarifs, wie er bei der Straßenbahn vorhanden ist, ein 30-Pf.-Tarif beim Kraftomnibus einzuführen.

Unentgeltlich
und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigeren Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstraße 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachlicher Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

Man verlange kostenlose Lieferung der technischen Übersicht

578. Eisenbahn und Kraftwagen. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. de Grahl. Glasers Annalen 1926, Heft 10, S. 155—157 m. 3 Abb. Vergleich der Frachtkosten zwischen Eisenbahn und Kraftwagen. Erfahrungen mit Lastkraftwagen in Amerika und die daraus gezogenen Schlußfolgerungen. Schaffung von größeren Annehmlichkeiten auf der Eisenbahn.

579. Die Londoner Untergrundbahnen und ein Vergleich des Berliner und Londoner Nahverkehrs. Von Reichsbahnoberrat Dr. Jänecke, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 14, S. 157—159; Heft 15, S. 172—176 m. 5 Abb. Zunächst werden der Berliner und Londoner Nahverkehr miteinander verglichen, anschließend die Londoner Untergrundbahnen besprochen und zum Schluß einige sich aus dem Vorhergesagten ergebende Folgerungen für den Berliner Verkehr gezogen.

580. Verschleißwiderstand und Riffelbildung. Von Dr.-Ing. Kayser, Beuel a. Rh. Verkehrstechnik 1926, Heft 15, S. 240 bis 242 m. 1 Abb. Obwohl frühere Versuche nicht ergeben haben, daß bei Entstehung der Riffeln auf den Fahrflächen von Schienen das Material eine bemerkenswerte Rolle spielt im Verhältnis zum „Charakter der Strecke", sind die neueren Untersuchungen über den Verschleißwiderstand der Materialien wegen ihres Zusammenhanges mit dem Widerstand gegen Riffelung von großer Bedeutung.

581. Die Ergebnisse der neuesten Verkehrszählung auf den Berliner Stadt-, Ring- und Vorortbahnen. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. L. Jänecke, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 14, S. 217—220 m. 4 Abb. Das Ergebnis der Verkehrszählung vom 12. XII. 1925, einem Sonnabend im Winter, wird demjenigen einer Zählung am 6. V. 1925, einem Mittwoch im Sommer, gegenübergestellt.

582. Neufestsetzung der Straßenbahnfahrpreise in Leipzig. Von Baurat Zeise, Leipzig. Verkehrstechnik 1926, Heft 15, S. 242. Die Gründe für die Neufestsetzung der Straßenbahnfahrpreise in Leipzig werden kurz behandelt und der neue Tarif im einzelnen bekanntgegeben.

583. Verkehrsregelung im Großstadtverkehr. Von Dr.-Ing. Adolph, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 16, S. 249—251 m. 3 Abb. An Stelle der gleichzeitigen Signalgebung an mehreren Kreuzungsstellen zur Regelung des Verkehrs in der Längsstraße wird eine Staffelung der Durchfahrzeiten vorgeschlagen, die eine Erhöhung der Reisegeschwindigkeit und Vermehrung der Sicherheit ermöglicht.

583 a. Untersuchung über die Verkehrsregelung an Straßenkreuzungen und Plätzen. Von Obering. Bethge, AEG. Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 20, S. 317—319 m. 7 Abb. Im Zusammenhang mit der Verkehrsregelung wird ganz allgemein für verschiedene Arten von Fahrzeugen der Einfluß der Anfahrbeschleunigung, Bremsverzögerung und Geschwindigkeit bei Überquerung von Straßen und Plätzen auf die Anzahl der überführten Fahrzeuge gezeigt.

583 b. Die Rheinisch-Westfälische Schnellbahn. Von Professor Dr.-Ing. W. Cauer, Geheimem Baurat, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 20, S. 313—317 m. 5 Abb., 1. Teil. Die geplante Rheinisch-Westfälische Schnellbahn wird nach Zweck, Linienführung, Bau, Betrieb und Verkehr besprochen, wobei irrige Auffassungen richtiggestellt werden. Entstehung und Organisation des Unternehmens werden behandelt, den dagegen aufgetretenen Einwendungen und Widerständen widersprochen.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — — — —

Bauunfälle.

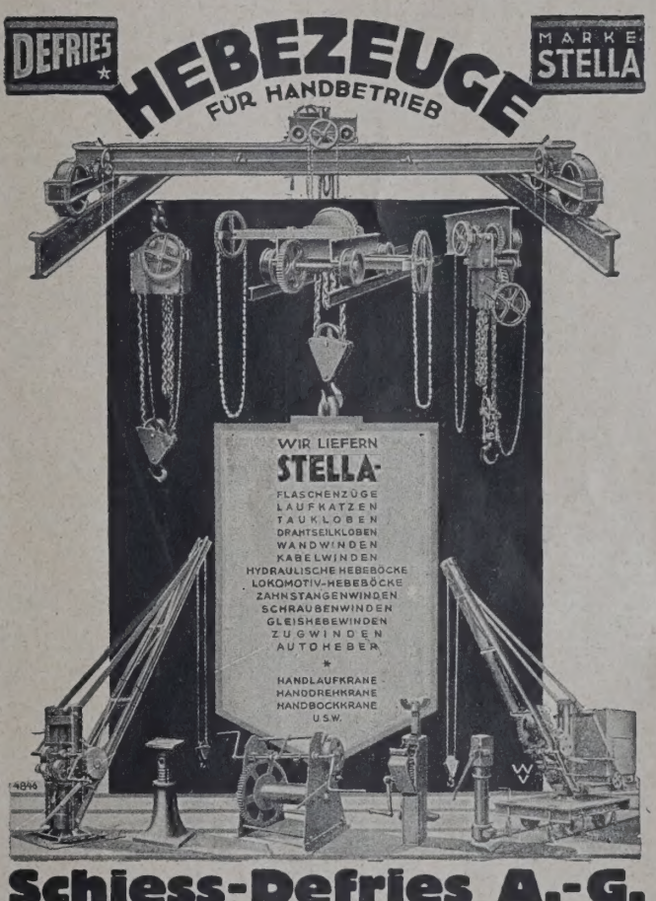
584. Beitrag zur Gußbetonfrage. Von Professor Jerosch, Frankfurt a. O. Zentralbl. d. B. 1926, Heft 14, S. 164—165. In Anlehnung an zwei Bauunfälle bei Ausführungen in Eisengußbeton geht Verfasser kurz auf die Verwendung von Gußbeton bei Temperaturen unter 10° C ein.

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirschaftliches.

585. Akkordverträge im Bauwesen. Von Dr.-Ing. P. Müller, Düsseldorf. Bautechnik 1926, Heft 17, S. 256—258 m. 1 Abb. Es werden die für den Abschluß von Akkordverträgen erforderlichen Voraussetzungen erörtert, wobei folgende Arten von Akkordverträgen unterschieden werden: Verträge mit fester Bezahlung für die Leistungseinheit, mit Gleitpreisen, wobei die Gleitung der Höhe der Leistung angepaßt ist, und mit Gleitpreisen wie vorher und gestaffeltem Rückfluß eines prozentualen Anteils des Akkordüberschusses an den Unternehmer.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen
über größte Lieferungen
an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.



Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

Mit dem schnelltrocknenden, steinartig erhärtenden Spezialanstrich

CYKLOPOS

streichen Sie Fassaden, Wände, Decken

aus Beton, Zement und Mauerwerk,

sichern Sie Holzbauten gegen Feuer!

Verlangen Sie ausführliche Prospekte, Referenzen, Muster, Preise von den alleinigen Herstellern

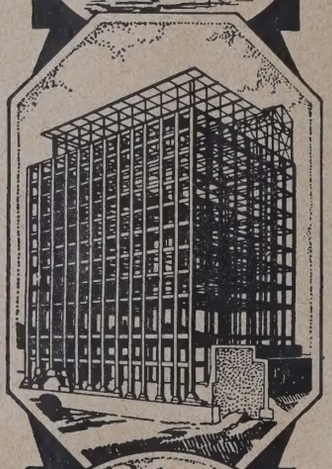
Frischauer & Comp., Asperg Württ.
Düsseldorf Berlin-Spandau Kassel

HUMBOLDT

ABTEILUNG
EISENBAU

*

BERGBAUANLAGEN
SCHACHTGEBÄUDE - WÄSCHEREIEN
- SIEBEREIEN - FÖRDERGERÜSTE ~



ALLGEM. HOCHBAU
HALLEN ALLER ART - KIRCHTÜRME -
MARKTHALLEN - KUPPELN -
HOCHHÄUSER

BRÜCKENBAU
EISENBAHN- U. STRASSENBRÜCKEN-
KLAPPBRÜCKEN - VERLADEBRÜCKEN

BEHÄLTERBAU
KAMINBEHÄLTER - GASBEHÄLTER -
TANKS - WASSERHOCHBEHÄLTER

KÖLN - KALK

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

586. Zersetzung von Beton. Von John R. Baylis, Gesundheitschemiker der Wasserwerke von Baltimore. Proceed. of the Am. Soc. of Civil-Eng. vom April 1926, S. 549—579 mit 11 Abb. und 7 Zahlentafeln. Untersuchungen über Löslichkeit des Kalkes im Beton, Oberflächenabsorption, Erhärtungsvorgang und Aufbau des Zementmörtels, Einfluß der Hohlräume und deren Messung, Mischungsverhältnisse der Gemengteile, Veränderungen in verarbeitetem Beton, Wasseraufnahme und Anreicherung mit schädlichen Salzen, Maßstäbe für die Kalklöslichkeit und ihre Anwendung auf die Schutzbedürftigkeit von Betonbauwerken.

587. Vergleichsproben von Rüttelbeton. Eng. News-Record vom 13. Mai 1926, S. 779. Ergebnisse der Versuche des Bundesstraßenamtes der Vereinigten Staaten mit Straßendecken aus Rüttelbeton und gewöhnlichem Beton nach 28 Tagen unter gleichen Verhältnissen zugunsten größerer Gleichmäßigkeit und Festigkeit und gleicher Zugfestigkeit an der Ober- und Unterseite des Rüttelbetons.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

588. Näherungsformeln für die Eckmomente in einem System rechteckiger Silozellen. Von Dipl.-Ing. St. Link, Aachen. Bauingenieur 1926, Heft 22, S. 439—440 m. 9 Abb. Es werden die infolge der Belastung einer Zelle in den Wänden dieser und der an stoßenden Zellen auftretenden Eckmomente ermittelt, wobei angenommen wird, daß die Anschlußwände in ihren von der betreffenden Zelle abgewandten Enden starr eingespannt sind.

589. Verfahren zur Bestimmung der Momente in durchlaufenden Trägern. Von Ziviling. G. Jedliczka, San Francisco. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 21/22, S. 221—222 m. 10 Abb. Das beschriebene und an Beispielen im Prinzip erläuterte Verfahren stützt sich auf das Mohr-Rittersche Verfahren. Unter der Annahme gleicher Biegewinkel an den Stützen ergibt sich die Dreimomentengleichung als die Clapeyronsche Gleichung in veränderter Form. Durch einfache geometrische Konstruktion wird in der Folge der Einfluß von Belastung und Stützweite zur direkten Konstruktion der Momentenlinie herangezogen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

590. Abdichtung von Wälzlagern. Von Ing. Dr. E. Videky, Budapest. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 21/22, S. 224—226 m. 20 Abb. Es wird eine große Anzahl verschiedener Abdichtungskonstruktionen an Hand zahlreicher Zeichnungen beschrieben.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

591. Eisenbeton-Balkenbrücke für eine Anschlußbahn mit elektrischem Zahnradbetrieb. Von Dr.-Ing. H. Diethelm, Hannover. Bauingenieur 1926, Heft 22, S. 433—438 m. 5 Abb. Es werden die verschiedenen der endgültigen Lösung vorangegangenen Anschlußprojekte, als letztes die Schrägbrücke für die Zahnradbahn einschließlich der zulässigen Beanspruchungen und der Berechnungsgrundlagen behandelt.

e) Eiserne Brücken.

592. Verstärkung einer großen Eisenbahnbrücke über den Columbiafluß in Washington. Von H. S. Loeffler, Ing. Eng. News-Record vom 8. April 1926. S. 558—561 m. 7 Abb. Verstärkung auf die doppelte Tragfähigkeit der alten, 1892—93 erbauten zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit einer Hauptöffnung von 127 m (Fahrbahn unten), einer Seitenöffnung von 75 m (Fahrbahn oben) und einer Gerüstbrücke von 63 m, in der Hauptöffnung durch ein Tragwerk mit Hauptträgern gleicher Art außen neben den alten und Querträgern unter den alten und Vernietung der zusammengehörigen Teile unter Überwachung der richtigen Lastverteilung durch Spannungsmesser, in den übrigen Öffnungen durch Einziehen je eines Mittelträgers bei entsprechend tieferer Lage. Freier Vorbau in der Hauptöffnung mit Hilfe von belasteten Ankerträgern (einstweilen verwendete Fachwerkträger für andere Brücken) in den Seitenöffnungen und Feineinstellung durch Wasserdruckpressen.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Professor Hauenschild und
Staubverhütung bei Zementfußboden.

Nur die empfindsamen Kalkanteile des Zements sind die Ursachen des vorzeitigen Verschleißes und der Staubentwicklung bei **Zementfußböden.** Durch **„Lithurin"** (Hauenschild-Fluat) von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, kann man in einfacher Weise die Lebensdauer neuer und alter Zementfußböden verlängern, und die lästige Staubentwicklung vermeiden. Neue und gebrauchte Fußböden können mit **Lithurin** imprägniert werden durch einfaches Benetzen der Fläche mit der wässrigen Lithurin-Lösung. Ein wirklich verblüffendes billiges Verfahren, das sich seit 40 Jahren in der Praxis bestens bewährt hat.

Lithurin bedeutet keine Ausgabe, sondern eine beträchtliche Ersparnis, weil nämlich nicht nur die Lebensdauer der Zementfußböden verlängert wird, sondern auch die Unterhaltungskosten sich reduzieren. Ein einfaches und anerkanntes Härtungsverfahren.

Gründungsarbeiten usw.

593. Erfahrungen mit eisernen Fangedämmen am Main beim Bau der Wehranlage Mainkur. Von Dipl.-Ing. R. Maudrich, Dortmund. Bautechnik 1926, Heft 23, S. 330—334; m. 14 Abb. Schluß a. H. 21. Das Ziehen der eisernen Fangedämme. Eiserne Fangedämme im Hochwasser. Die aus den Zerstörungen eines Fangedammes gesammelten Erfahrungen; ihre Verwertung bei Neurammungen.

594. Seismographische Messung der Verkehrserschütterungen von Gebäuden. Von Dipl.-Ing. H. Wittig, Magdeburg. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 21, S. 262—265; m. 2 Abb. Verfasser teilt die Ergebnisse seiner Versuche mit, die eine absolut maßstäbliche Bestimmung der Größe der Erschütterungen, also eine Seismometrie, zum Gegenstand haben. Die Stärke der bei Gebäuden vorkommenden Erschütterungen werden in der zwölfteiligen Skala ausgedrückt, wie sie in der Erdbebenkunde benutzt wird.

595. Schwieriges Unterfahren eines Gebäudes. Von W. P. Parker, Philadelphia. Eng. News-Record vom 1. 4. 1926, S. 530—532; m. 3 Abb. Beschreibung des Einbaues von zwei Kellergeschossen mit Unterfangen von 30 Säulen bei 260 bis 340 t (je 900 kg) Belastung ohne Betriebsstörung in dem unterfahrenen Geschäftshaus.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

596. Die Hubtore der Lockport-Schleuse in Illinois. Von Walter M. Smith, Oberstem Entwurfs-Ingenieur der staatlichen Wasserstraßenverwaltung in Chicago. Eng. News-Record vom 6. Mai 1926, S. 722—723; m. 7 Zeichnungen. Notwendigkeit von Hubtoren (Abschlußtor, Sicherheitstor) für die 33 m weite oberste Schleuse des neuen Schiffahrtskanals von Chicago wegen ungenügender Stärke der hohen Schleusenmauern für Stemmtore und Platzmangels für Schiebetore und Ausgleichmöglichkeit des großen Torgewichts (200 t je 900 kg) durch Betongegengewichte. Torkörper, 7,1 m hoch, mit Gitterträgern und Buckelplattenbekleidung, hinter der Drempelmauer versenkbar. Dichtung durch ein 11 cm weites schmiedeeisernes Rohr in der Drempelkante, das der Durchbiegung des Tores von fast 6 cm folgt. Spülung des Dichtungsrohrschlitzes und des Bodens der Tornische durch Druckwasser. Gußstahlpuffer mit gegenläufigen Schneckenfedern an den Torecken.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

597. Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau. Von Regierungsbaurat K. Hetzel. Bautechnik 1926, Heft 23, S. 325—328; m. 5 Abb. 1. Teil. Beschreibung des Kachlets, der hydrologischen und geologischen Verhältnisse, des gesamten Projektes einschließlich der Kachletstufe, des Betriebes der Wehre und Schleusen im Rahmen des geregelten Schiffahrtverkehrs.

598. Das Kraftwerk Mühleberg der Bernischen Kraftwerke A.-G. (Baulicher Teil.) Von Obering. E. Meyer, Bern. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 22, S. 275—280; m. 14 Abb. 1. Teil. Es werden außer dem Kraftwerk selber, mit Überfallwehr, Maschinenhaus und Schiffsaufzug die im Zusammenhang mit dieser Gesamtanlage errichteten zahlreichen Kunstbauten beschrieben.

599. Ausbesserung des Calaveras-Talsperren-Erddamms in Kalifornien. Von G. A. Elliott, San Francisco. Eng. News-Record vom 1. 4. 1926, S. 514—517; m. 4 Abb. Nachfüllung von 0,6 Mill. m^3 im Trocknen, hauptsächlich wegen kostspieliger Beschaffung einschwemmbaren Massen, im Gegensatz zum ursprünglichen Einschwemmen von 2,6 Mill. m^3 Dammassen, von denen 0,6 Mill. m^3 abgerutscht waren. Einlassen eines 3 m starken gewälzten Lehmkerns von 5 bis 12 m Tiefe bis auf den undurchlässigen Dammteil, Verdichten der neuen Lehmkernwand darüber in 15 cm starken Schichten durch Walzen auf 0,6 der losen Masse. Stützen des Lehmkerns durch Steinschüttungen beiderseits, Abdeckung der Außenseiten durch gewalzte Lehmlagen, wagrecht gemessen 6 m breit, Ablöschen der Walzkanten durch eine Scharre an einem Raupenschlepper.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

600. Über Tunnelbau- und Betriebsweisen. Von Prof. C. Andreae, Zürich. Bautechnik 1926, Heft 23, S. 328—330; m. 2 Abb. 1. Teil. Unter dem Gesichtspunkte, wie man großen Gebirgsdruck erfolgreich fernhält, werden die österreichische und belgische Bauweise, die Lage des Richtstollens, des Sohl- und Firststollens und der Bauvorgang behandelt.

601. Stollen- und Schachtbau für die Wasserleitung der Stadt Kansas. Eng. News-Record vom 8. 4. 1926, S. 573—576; m. 7 Abb. 4,8 km Stollen von 2,3 m Durchmesser und 3,3 km von 1,8 m Durchmesser in Sandstein- und Schiefergebirge im Bau, zum Teil mit Betonauskleidung, 5 Schächte, bis 85 m tief, 3 m weit, zum Teil in rasch verwitterndem, zum Teil in wasserreichem Fels fertiggestellt, davon einer mit offenem Betonsenkkasten, einer mit Druckluft-Betonsenkkasten.

602. Höhlenvermessungswesen. Von Ing. Dr. L. Teißl, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 21/22, S. 215—219; m. 4 Abb. Verfasser behandelt die Durchführung der Aufnahme eines räumlichen Höhenpolygonalzuges an einem Beispiele.

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen über größte Lieferungen an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Schiege-Betonmischer
D.R.P.

WOLF NETTER & JACOBI-WERKE KOM:GES. a. A., ABT.
EISENBAU SCHIEGE
LEIPZIG/PAUNSDORF

Schmiedeeiserne Fenster

für Industrie-Eisenbahn-Siedlungs-u. landwirtschaftl. Bauten u.s.w. mit einfacher und doppelter Verglasung

Hermann Bulnheim, Baurzen 24
Spezialfabrik für schmiedeeiserne Fenster
Gegr. 1852 Fernspr. 72

Straßenbau.

603. Das Vibrationsverfahren zur Herstellung von Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Verkehrstechnik 1926, Nr. 21, S. 335—338; m. 13 Abb. Es werden die Arbeitsvorgänge bei den in Amerika üblichen Vibrationsverfahren beschrieben und die Unterschiede gegenüber den gewöhnlichen Straßenbetonierungsmethoden hervorgehoben.

Eisenbahnbau und -betrieb.

604. Wirtschaftlichere Gestaltung der Bettungsverdichtung durch das Walzverfahren. Von Reichsbahnrat Faatz, Ansbach. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 10, S. 177—183; m. 7 Abb. u. 1 Taf. Es wird über die Erfahrungen mit mehreren Versuchsstrecken auf der Linie Würzburg—Treuchtlingen, bei denen das Walzverfahren und das Stampfen im Wechsel angewendet wurde, berichtet. Nach kurzer Beschreibung der örtlichen Verhältnisse, insbesondere der Linienführung, werden die Organisation des Baubetriebs, Bauart und Verwendungsart der Walze beschrieben und die Wirtschaftlichkeitsberechnung für das Walzen wiedergegeben. Es folgt der wirtschaftliche Vergleich zwischen beiden Verfahren, der zugunsten des Walzens ausfällt.

605. Dynamische Messungen am Eisenbahnoberbau. Von Reichsbahnoberrat Dr. Saller. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 10, S. 183—188; m. 8 Abb. In Sonderheit werden die verschiedenen Meßinstrumente und die mit ihnen gemachten Erfahrungen ausführlich beschrieben.

606. Elektrische Erwärmung von Radreifen für Lokomotiven und Wagen. Von Dipl.-Ing. W. Draeger. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 10, S. 188—190; m. 4 Abb. Die Durchführung einer elektrischen Erwärmung von Radreifen, die von Zeit zu Zeit bei der Ausbesserung der Fahrzeuge in den Eisenbahnwerkstätten erneuert werden, bzw. die von den Schweizer Firmen Örlikon und Sécheron ausgeführten elektrischen Radreifenanwärmevorrichtungen werden beschrieben.

607. Eisenbahn und Kraftwagen. Von Reichsbahndirektor Dr. Scheu, Berlin. Verkehrst.-Woche 1926, Heft 21, S. 241—245; m. 2 Abb. Verkehrs- und Wirtschaftlichkeitserörterungen. Abnahme des Eisenbahnverkehrs zugunsten des Kraftwagenverkehrs. Vorschläge für die Einführung eines Eisenbahnkraftwagens.

608. Die Reichsbahn hat sich umgestellt. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Baumann, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 21, S. 329—332. Die notwendige Umstellung deutscher Wirtschaftsunternehmen ist besonders bei der Deutschen Reichsbahn zu finden, da sie als Hauptreparationsträger nach dem Reichsbahngesetz aus einer staatlichen Hoheitsverwaltung ein hauptsächlich privatwirtschaftlich geleitetes Unternehmen werden mußte. Erwerbsaufgaben und volkswirtschaftliche Pflichten obliegen ihr. Durch finanzielle Umstellung, durch moderne Maßnahmen in der Betriebsführung, in der Befriedigung der Verkehrsbedürfnisse und durch ganz neue Organisationsformen wird die Reichsbahn ihren verschiedenen neuen Aufgaben gerecht. Auch soziale Rücksichten auf das Personal kommen weitgehend zur Geltung.

609. Das Reich und die Kleinbahnen. Verkehrstechnik 1926, Nr. 21, S. 339—340. Von Reichsbahndirektionspräsident Geheimrat Ritter v. Völcker, München, und Oberregierungsrat Dr. Hein, Berlin, wird gegen die Ausführungen über „das Reich und die Kleinbahnen" von Regsbmstr. a. D. E. Baschwitz, Heft 19 ders. Zeitschrift, in denen Verfasser die Schaffung eines Reichskleinbahngesetzes fordert, Stellung genommen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

610. Schneeschutzdächer aus Eisenbeton. Eng. News-Record vom 1. 4. 26, S. 533; mit 2 Abb. Schneeschutzdächer im kalifornischen Felsengebirge auf Säulen, auch zwischen den Gleisen, Verkleidung der Außensäulen, mit Öffnungen in der Höhe der Wagenfenster, alles aus Eisenbeton wegen Feuersicherheit an einer betrieblich wichtigen Stelle. Baulänge 72 m. Herstellung der Einzelteile auf einem Werkplatz in 80 km Entfernung. Gewicht der einzelnen Teile 2400 bis 11 500 kg.

611. Bau von 19 Betonbrückenpfeilern in Kanada. Von Ing. P. L. Pratley in Montreal. Concrete, Mai 1926, S. 26—28; mit 3 Zeichn. und 4 Lichtb. Beschreibung der Bauausführung von 19 Betonpfeilern, in der Krone 15 m lang und 3 m stark, mit Hausteinverkleidung im Eisbereich auf 13 m Höhe, für die östliche Hälfte der neuen Brücke über den St. Lorenzstrom bei Montreal. Schwimmende Betonmischanlage mit Durchtränkung des Sandes in kippbaren Meßzylindern zur Erzielung gleichmäßigen Wassergehalts für den Beton.

612. Betonunterbau für Eisenbahnen. Von Frank H. Alfred, Generaldir. d. Pere-Marquette-Eisenbahn, Michigan. Concrete vom Mai 1926, S. 29—30. Beschreibung der geplanten Probestrecke auf der Pere-Marquette-Eisenbahn mit Betonunterbau von 3 m Breite und 45 cm Stärke mit Längs- und Querbewehrung, 980 kg/cm² größter Stahl- und 21 kg/cm² größter Betonbeanspruchung bei 16 t Raddruck und 50% Stoßzuschlag. Ausführung in 9 m langen Stücken, der Schienenlänge entsprechend, Einbeziehung der Schienenunterlagsplatten in die Bewehrung. Ausprobung von Filz- und federnden Unterlagen. Bewährung von Betonunterbau in Tunneln und Bahnhöfen bei guter Entwässerung des Untergrundes.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Natursphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

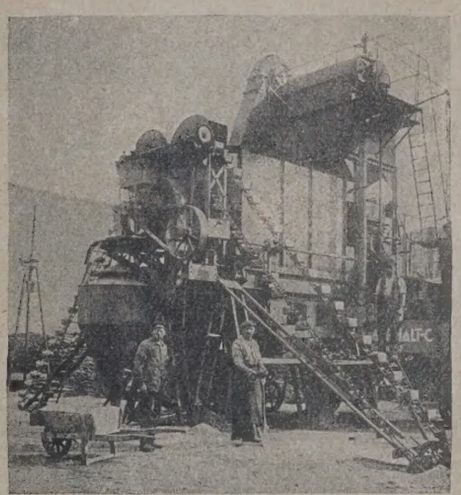
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

613. Geologie und Wasserversorgung im Gebiete der Freien Stadt Danzig. Von Professor Dr. H. Stremme, Danzig-Langfuhr. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 22, S. 437—442; m. 2 Abb. Die Begrenzung des Gebietes der Freien Stadt Danzig durch eine Diluvialhochfläche, das Weichsel-Nogat-Delta und die Küstenstreifen; ihre geologischen Eigenschaften, soweit sie für die Wasserversorgung maßgebend sind.

614. Eisen- und manganauflösende Leitungswässer. Von Prof. Dr. H. Klut, Preuß. Landesanstalt f. Wasser-, Boden- und Lufthygiene, Berlin-Dahlem. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 22, S. 463 bis 464. Die Maßnahmen zur Verhinderung eisenangreifender Eigenschaften im Rohrnetz bei luftsauerstoffreichen, aber kohlensäure- und kalziumbikarbonatarmen, namentlich weichen Wassern, zur Verhütung von Eisen- und Manganauflösungen, sogen. Vereisenung oder auch Wiedervereisenung und Vermanganung, zur Entfernung von sogen. Überschußkohlensäure werden beschrieben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen.

Sparweise Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirschaftliches.

615. Zwischenstaatliche Wirtschaftsverständigung. Von Dr. W. Reichert, M. d. R., Berlin. Stahl und Eisen 1926, Nr. 15, S. 503—507. Zwischenstaatliche Wirtschaftsverständigungen sind heutzutage notwendig und unentbehrlich. Bedauerlicherweise ist der Rechtsboden, auf dem sie sich bewegen, noch unsicher. Da das Gemeinwohl weder ohne inländische noch zwischenstaatliche Wirtschaftsvereinbarungen auskommt, sollte die deutsche Wirtschaftspolitik auf die Förderung dieser Bestrebungen eingestellt sein, nicht der schwankenden öffentlichen Meinung folgen und in der Gesetzgebung die Wirtschaftsverbände pfleglich behandeln.

616. Der Gesetzentwurf für das neue Kraftfahrzeugsteuergesetz. Von Dr. C. Geiger, Berlin. Verkehrst. 1926, Heft 19, S. 297—301 m. 3 Tab. Die beabsichtigten Änderungen des Kraftfahrzeugsteuergesetzes und die hiermit in Zusammenhang stehenden Fragen (Aufbringung der Mittel für die Wege unter Berücksichtigung der Wünsche der Kraftfahrzeughalter, zweckmäßigste Besteuerung der Kraftwagen) werden behandelt.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. Sonstiges.

617. Reichswasserstraßenverwaltung. Von Ministerialrat Sorger, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 17, S. 336—337. Verfasser nimmt gegen die Forderung des Reiches nach reichseigenen Behörden in mittlerer und unterer Instanz Stellung und begründet die Belassung der Landesbehörden in dem Tätigkeitsbereich des Reiches, im besonderen der Wasserstraßenabteilung des Reichsverkehrsministeriums.

618. Konstruktion und Schönheit. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 21, S. 265—267 m. 4 Abb. u. 4 Taf. Verfasser behandelt die Pilzdecken im Rahmen der Ästhetik der Industriebauten und wendet sich dabei gegen die irrige Auffassung, daß es mit Rücksicht auf die Konstruktion bzw. Armierung der Pilzdecken unehrlich sei, wenn man die Decken nicht sichtbar in tragende Unterzüge und getragenen Platten gliedere.

619. Reichswasserstraßenverwaltung. Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 18, S. 268—270. Verfasser tritt für eine dem Reichsverkehrsministerium unmittelbar unterstellte Reichswasserstraßenverwaltung ein.

620. Die Gewerkschaftsbewegung im deutschen Eisenbahnpersonal unter besonderer Berücksichtigung Bayerns. (Stand vom Ende August 1924). Von Dr. Karl Winkler. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 3, S. 649—680. Fortsetzg. Die neutrale Gewerkschaftsrichtung. Die Gewerkschaft deutscher Reichsbahnbeamten. Die Gewerkschaft der technischen Eisenbahnbeamten. Der bayerische Verkehrsbeamtenverein. Organisationen der höheren Beamten. Die Gewerkschaften und die amtlichen Personalvertretungen.

Der

Beton- und Mörtelmischer „Original ABG"

mehrfach patentiert, ist das Produkt

Deutscher Werkstattechnik

gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Er hat sich in fast allen Kulturstaaten vieltausendfach bewährt. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen

Amerikanischen Arbeitsmethoden

kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir einen

Idealen Kleinmischer „Neoroll"

und für hohe Förderleistungen einen

Patent-Schnellbau-Aufzug

für Schubkarren und Tragbutten-Betrieb

*

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft
m. b. H.
Maschinenfabrik
Leipzig 86/J

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

621. Die Siebprobe, die Setzprobe, die Ausbreitprobe (Fließ- oder Rüttelprobe) und ihre Anwendung. Von Prof. O. Graf. Beton u. Eisen 1926, Heft 12, S. 210—213 m. 6 Abb. An einem Beispiele wird das an der Technischen Hochschule Stuttgart bei Versuchen zur Herstellung von Beton bestimmter Widerstandsfähigkeit zur Anwendung gelangende Verfahren erläutert.

622. Versuche über das Haften von Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel. Von Baudirektor Dr.-Ing. e. h. Helbing, Essen. Bauingenieur 1926, Heft 26, S. 514—515. Mit Rücksicht auf die häufigen Angriffe sulfathaltiger Wässer auf Beton im Bereiche der Emschergenossenschaft haben zu den obengenannten Versuchen geführt, die in der bautechnischen Versuchsanstalt für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe vorgenommen worden sind. Sie haben ergeben, daß Tonerdezementmörtel auf Portlandzementmörtel ebenso gut haftet wie Portlandzementmörtel auf Portlandzementmörtel.

623. Fehlerhafte Betonbereitung bei Verwendung von hochwertigem Portlandzement. Von Stadtbauing. Th. Menken, Magdeburg. Beton u. Eisen 1926, Heft 11, S. 199—201. Verfasser weist darauf hin, daß der hochwertige Zement infolge seines wesentlich geringeren Raumgewichtes dem gewöhnlichen Zement gegenüber eine entsprechend verschiedene Behandlung bei der Verarbeitung erfordert, in solchen Fällen also die Bestimmungen unbedingt zu befolgen sind, in denen der Zement in Gewicht angegeben wird.

624. Beitrag zur Kenntnis der Bedeutung von hochwertigem Zement. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz David, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 23, S. 288—290. Nach kurzem Eingehen auf die Entwicklung des hochwertigen Zementes nach dem Kriege werden die Versuchsergebnisse einer größeren Anzahl von Würfelproben und im Zusammenhang damit die Bedeutung des Splittzusatzes behandelt.

625. Die Herstellung von hochwertigem Zement im Drehrostofen. Von Ing. A. Bues, Berlin-Lichterfelde. Zement 1926, Nr. 24, S. 418—421. An Hand von Beispielen weist Verfasser darauf hin, daß die Güte des Brandes nicht vom Ofensystem abhängt und daß es ohne weiteres möglich ist, hochwertigen Zement im selbsttätigen Schachtofen mindestens ebenso gut, dabei aber wesentlich billiger zu brennen, als im Drehofen.

626. Zement und Traß. Einige Richtigstellungen der Abhandlung des Stadtbaurats P. May „Praktische Winke für Zement und Beton". Von R. Wagner. Tonindustr. Ztg. 1926, Nr. 46, S. 833 bis 835; Nr. 47, S. 853—855. Raumgewicht und Wirtschaftlichkeitsberechnung des Trasses. Zugfestigkeiten bei Zusatz von Traß zu Zement bei Wasserlagerung, sowie bei Ersatz des Zementes durch Traß bei Wasserlagerung. Druckfestigkeiten bei Wasserlagerung und bei Lagerung in feuchtem Sand. Lufterhärtung. Gußbeton. Traß-Hochofenzement. Widerstandsfähigkeit des Trasses gegen chemische Einwirkungen.

627. Betonwerksteine. Die Arbeiten des Ausschusses für Betonwaren und Werksteine und hiermit im Zusammenhange stehende grundsätzliche Fragen. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel (Siegkreis). Tonindustr.-Ztg. 1926, Nr. 43, S. 779—781; Nr. 46, S. 837—838. Richtlinien und Hinweise für die Herstellung, Prüfung und Verwendung von Zementwaren und Betonwerksteinen. Verbreitung des Anwendungsgebietes der Zementwaren- und Betonwerksteine durch Bekanntgabe mustergültiger Ausführungen, Schaffung vernünftiger Lieferungsbedingungen, Beseitigung einengender behördlicher Vorschriften und Abwehr ungerechtfertigter Angriffe.

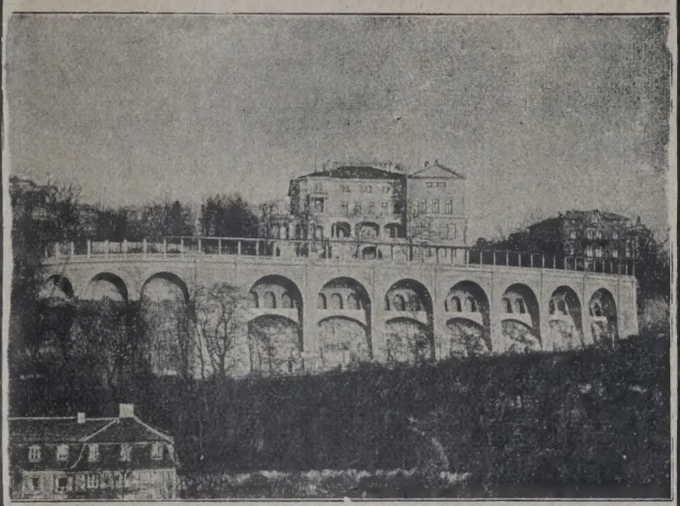
628. Laboratoriumsarbeit im Dienste der Ausbildung der Bauingenieure und Architekten. Mittlg. a. d. Institut f. Beton u. Eisenbeton, Karlsruhe i. B. Von Prof. Dr.-Ing. Probst u. Dr.-Ing. Hummel. Zement 1926, Nr. 22, S. 392—395. Verfasser berichten über die im Anschluß an die Vorlesungen abgehaltenen Übungen an Hand einiger Aufgabenbeispiele.

629. Kritische Bewertung der Betriebsergebnisse nordamerikanischer Hochöfen unter besonderer Berücksichtigung des erzielten Koksverbrauchs. Von Dipl.-Ing. E. Zimmermann, Hamborn. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 25, S. 833—839. Vergleichende Betriebsergebnisse amerikanischer und deutscher Hochöfen. Einfluß des Mangan- und Siliziumgehalts des Eisens auf den Koksverbrauch. Einfluß des Schwefels im Koks und in der Schlacke. Tagesleistung und Selbstkosten.

Baumaschinen und Förderanlagen.

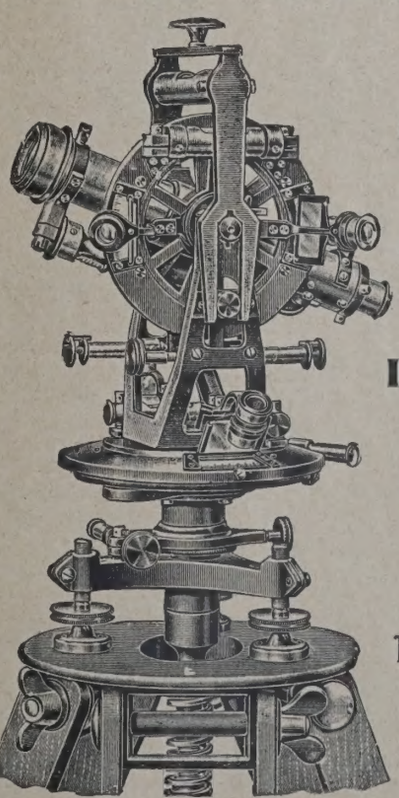
630. Das hamburgische Baggereiwesen. Von Baurat Dipl.-Ing. Dohr, Hamburg. V. D. I. 1926, Nr. 24, S. 832—835 m. 11 Abb. Die dem hamburgischen Staate gehörigen Baggergeräte nebst den zugehörigen Hilfseinrichtungen werden allgemein beschrieben und ihre Verwendbarkeit wird unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse im hamburgischen Hafengebiet behandelt.

Habermann & Guckes–Liebold A.-G.
Berlin
Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Stützmauer Villa Henschel, Kassel

Bauausführungen jeder Art im
Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau
Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten Silos D.R.P. / Wohnhausbauten



Seit
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung

Nivellier-Instrumente

Theodolite

Tachymeter

OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

Statik und Festigkeitslehre.

631. Rahmenberechnung bei räumlichem Kraftangriff. Von Dr. techn. Ing. Habel, Mährisch-Ostrau. Beton u. Eisen 1926, Heft 12, S. 214—218 m. 8 Abb., 1. Teil. Allgemeine Theorie des symmetrischen trapezförmigen Rahmens bei beliebigem Kraftangriff im Raume. Den Untersuchungen sind zugrunde gelegt eine stetige Belastung in der Querrichtung, eine am Riegel des Trapez- oder Rechteckrahmens wandernde Querlast P = 1 und eine am Rahmenumfang des Dreieckrahmens wandernde Querlast P = 1.

632. Ankerzüge und Mauerpressungen für freistehende, nicht abgespannte, runde Trommeln. (Blechschornsteine, Kühler usw.). Von Ing. M. Zebe, Charlottenburg. Bauingenieur 1926, Heft 25, S. 493—498 m. 7 Abb. Die behandelte angenäherte Untersuchung der Ankerzüge und Mauerpressungen erfordert nur geringe Rechenarbeit und führt zu Ergebnissen, die mit den wirklich auftretenden Spannungen gut übereinstimmen.

633. Über die Bestimmung elastischer Verschiebungsgrößen. Von Dr. R. Girtler, Brünn. HDI-Mitteilungen, Brünn 1926, Nr. 6, S. 117—120 m. 2 Abb. Verfasser behandelt die graphische Auswertung jeder Verschiebung oder Verdrehung als Formänderungsarbeit oder als statisches Moment von Flächen oder Gewichten.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

634. Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen. Von Obering. Miehlke, Stettin. Bautechnik 1926, Heft 24, S. 337—340 m. 13 Abb. Es werden verschiedene Anordnungen für das Ausheben und Verschwenken unter Berücksichtigung der einzelnen Bewegungsvorgänge und der dabei auftretenden Kräfte auf ihre Durchführbarkeit rechnerisch untersucht.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

635. Eisenbetonstraßenbrücke in Ontario. Von A. B. Crealock, Brückeningenieur der staatl. Straßenbauverwaltung in Toronto. Concreté vom Juni 1926, S. 26—30 m. 12 Abb. Straßenbrücke mit 7 Öffnungen von je 21,25 m Stützweite, 7,3 m Fahrbahnbreite zwischen den Hauptträgern und einem ausgekragten Fußweg von 1,8 m Breite für 20 t (je 900 kg) Einzellast oder 500 kg/m² Flächenlast. Stark bewehrte Parabelträger mit 4,5 m Pfeilhöhe und umbetonierten Hängestangen in 1,93 m Mittenabstand, um die Bauhöhe für die Fahrbahn niedrig (70 cm) halten zu können. Betonieren der letzten 3 Öffnungen im Winter in dampfgeheizten, durch Decken umschlossenen Arbeitsräumen mit 15 bis 18° Innenwärme bei 11° Außenkälte. Rund 1450 m³ Pfeiler- und Widerlagerbeton und 700 m³ Eisenbeton mit 120 Tonnen (je 900 kg) Bewehrung. Gesamtkosten rd. 80000 Dollar.

e) Eiserne Brücken.

636. Der Umbau der Rheinbrücke Düsseldorf-Oberkassel. Von Generaldirektor M. Schwab, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1926, Heft 26, S. 409—412 m. 4 Abb. Verkehrsentwicklung auf dieser Rheinbrücke. Vorbereitende Arbeiten für den Umbau. Durchführung des Umbaues.

637. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Havel bei Rathenow. Von Reichsbahnoberrat Kreß, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 27, S. 401—404 m. 14 Abb. Beschreibung des eisernen Überbaues der neuen Brücke, der Ausführungen der Widerlager und Pfeiler, der Schutzmaßnahmen gegen die betonzerstörenden Einflüsse des huminstoff- und kohlensäurehaltigen Fluß- und Grundwassers.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

638. Der höchste Eisenbetonschornstein Amerikas. Engineering News-Record vom 3. Juni 1926, S. 906—908 m. 4 Abb. Im westlichen Kanada ist für eine Zinkröste der höchste Eisenbetonschornstein Amerikas erbaut worden mit 122 m Höhe über der 2,75 m starken Betongrundplatte und 6,4 m lichtem Durchmesser an der Spitze, oben mit 15, unten mit 75 cm Wandstärke, an der Einmündung des 10 × 14 m großen Fuchses auf 1 m verstärkt und kräftiger bewehrt. Die Betonmischung für die obersten 15 m war 1 : 1½ : 3, für die übrige Höhe 1 : 2 : 3½, für die Gründung 1 : 2½ : 4½. Der Schornstein ist 10 cm stark mit säurefesten Klinkern ausgekleidet.

639. Die Beanspruchung biegungsfester Schornsteinfundamente. Von Dr. Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 26, S. 512—513 m. 3 Abb. Die Spannungsverhältnisse in biegungsfesten Schornsteinfundamenten unter senkrechten Lasten werden erörtert und Tabellen für die wichtigsten Werte an Stelle des bisher üblichen, nicht zutreffenden Verfahrens gegeben.

640. Einige neuere Kesselhausbauten im rheinisch-westfälischen Industriegebiet. Von Dr. Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Beton u. Eisen 1926, Heft 11, S. 189—191 m. 10 Abb. Die bauliche Durchbildung von Hochbunkern mit Zellen von je 1000 t Inhalt, Kesselstählen usw. wird kurz beschrieben.

Neuerscheinungen der Woche

Deutsche Bücher

Druckrohrleitungen. Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen der Rohrleitungen für Wasserkraft- und Wasserversorgungsanlagen.
Von Dr.-Ing. Felix Bundschu. Berlin. 60 Seiten mit 12 Textabbildungen. gr. 8°. Geh. RM 6.—

Erhöhung der Wirtschaftlichkeit in den technischen Betrieben der Großeisenindustrie.
Von K. Rummel. Düsseldorf. 105 Seiten mit 13 z. T. farbigen Abb. 4°. Geh. RM 5.—

Psychotechnische Eignungsprüfungen im Schreibmaschinenbau.
Von Dr. R. W. Schulte. Unter Mitarbeit von W. Nolte. Stuttgart. 47 S. 43 Abb., 4 Tab. Lex.-8°. Geh. RM 8.50

Sulgenbachstollen, Der Bau des — in Bern.
Von Dr.-Ing. E. Wiesmann. Bern. 15 S. m. Abb. 4°. Geh. RM 2.70

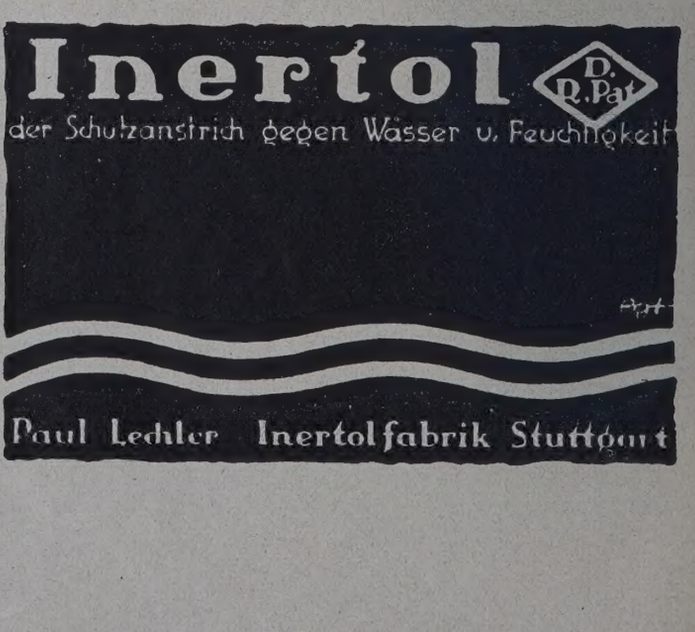
Wirtschaftsführung, Soziale und technische — in Amerika. Gemeinschaftsarbeit und sozialer Ausgleich als Grundlage industrieller Höchstleistung.
Von Prof. Dr. ing. W. Müller. Berlin. 213 Seiten. 45 Abb. Geh. RM 7.20; geb. RM 8.40

Fremdsprachige Bücher

Materials of construction; their manufacture and properties.
By A. P. Mills. New-York. 419 p. diagr. Doll. 4.—

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W9, Linkstr. 23-25



Gründungsarbeiten usw.

641. Bautechnische und statische Ursachen der Schäden am Mainzer Dom und die Sicherungsarbeiten zur Erhaltung des Bauwerkes. Nach seinem a. d. 29. Hauptversammlung d. Dtsch. Betonvereins am 5. III. 26 Berlin gehaltenen Vortrage. Von Prof. Dipl.-Ing. G. Rüth, Techn. Hochschule, Darmstadt. Bauingenieur 1926, Heft 25, S. 489—493; Heft 26, S. 505—510 m. 20 Abb. Statische Untersuchung des Domquerschnittes. Durchführung der erforderlichen Unterfangungsarbeiten im Stollenbetrieb. Sicherungsarbeiten am Westturm.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

642. Einheitliche Formelzeichen in der Hydraulik. Mitgeteilt von der preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 23, S. 287 bis 288.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

643. Der Ausbau der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser. Von Strombaudirektor L. Plate, Bremen. Bautechnik 1926, Heft 26, S. 357—375 m. 46 Abb. Die Fahrwasserverlegung in der Außenweser vom Wurster in den Fedderwarder Arm. Die Umgestaltung der Fahrwasserbezeichnung. Die alten Bauwerke der Befeuerung. Die neuen Bauwerke der Befeuerung des Fedderwarder Armes. Die Feuerschiffe. Die Lichtquellen und Leuchten. Die Nebelsignalanlagen.

644. Die Freihafen-Elbbrücke in Hamburg. Von Oberbaurat Schwoon-Hamburg. V. D. I. 1926, Nr. 24, S. 811—817 m. 6 Abb. Äußere Formgebung der Brücke im Einklang mit der benachbarten Eisenbahn-Elbbrücke. Verkehrsbedeutung. Rückblick auf die vor dem Kriege ausgeführten Bauteile. Die Schwierigkeiten des Bauprogramms. Vorübergehende Mitbenutzung durch die Reichsbahn als Notbrücke für den Neubau der Eisenbahnbrücke. Die Zweibrückenstraßenbrücke. Die Aufstellarbeiten des Mittel- und Nordbogens.

645. Die mechanischen Umschlaganlagen im Hamburger Hafen. Von Oberbaurat Wundram, Hamburg. V. D. I. 1926, Nr. 24, S. 826—831 m. 10 Abb. Entwicklungsgeschichte der Umschlaganlagen hinsichtlich Bauart, Verwendung, Leistungsfähigkeit, Betriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit. Kaidrehkrane. Winden. Laufkatzen- und Doppelkrane. Schwerlastkrane. Elektrokarren. Schuppenkrane und -stapelgeräte. Wägeeinrichtungen. Verladebrücken. Kipper für Eisenbahnwagen; schwimmende Bunkerkohlen- und Getreideheber. Fortschritte in der Mechanisierung.

646. Der Hafen von Hamburg. Von Oberbaudirektor Dr.-Ing. L. Wendemuth, Hamburg. V. D. I. 1926, Nr. 24, S. 785—791 m. 10 Abb. Verkehrslage nach dem Kriege. Lage des Hafens. Zufahrt von den Seeverkehrswegen zum Binnenlande. Hafenbetrieb. Anordnung der Häfen. Freihäfen. Grundsätze für seine Aufteilung. Anlagen seit 1914. Beschreibung wichtiger Bauwerke: Schuppen, Hafenbahn. Anlagen für den Personenverkehr: St. Pauli-Landungsbrücken, Elbtunnel. Cuxhaven. Hansakanal.

647. Die Hafenumschlagsanlage der Alldag A.-G. u. Co. Danzig. Von Baurat W. Mangold, Danzig-Langfuhr. Werft—Reederei — Hafen 1926, Heft 11, S. 273—277 m. 4 Abb. Es wird eine moderne Hafenumschlagsanlage beschrieben. Nach Erörterungen über die Lage des Unternehmens sowie deren Entwurfsgrundsätze und Voruntersuchungen werden die einzelnen Teile, wie die Lagerhalle, die Krananlage, die elektrischen und sonstigen Einrichtungen beschrieben. Höchstleistung der Anlage 2400 t Kohle-Umschlag in 24 Stunden.

648. Kraftwirkungen beim Heben eines Schützes. Von Regs.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 22, S. 274—275 m. 1 Abb. Die Ergebnisse von entsprechenden Versuchen mit Keilrollschützen, wie sie in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau verwendet wurden, werden beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

649. Gewölbewirkungen bei teilweise bogenförmigen Talsperren. Von Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin-Friedrichshagen. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 24, S. 294—296 m. 5 Abb. Nicht nur aus wirtschaftlichen, sondern auch aus statischen Rücksichten tritt Verfasser für die Berücksichtigung der Gewölbewirkung bei kreisbogenförmigen Sperrmauern, auch bei aufgelösten Sperrmauern ein. An Hand des Grundrisses der Gleno-Mauer wird die dort auftretende Mauergesamtgewölbebelastung bei teilweiser Bogenform ermittelt mit dem Ergebnis, daß im Hinblick auf den Verlauf der Stützlinie infolge der Gesamtbogenwirkung mit Einsturzgefahr in jedem Falle zu rechnen gewesen sei.

650. Ausgleichsschächte in Druckstollen. Wasserkraft 1926, Heft 12, S. 131—134 m. 5 Abb. Nach Energia elettrica März 1925. Von Ing. Guido Ferro. Bericht über einige besondere Typen von Schächten zum Ausgleich von Schwingungen in Druckstollen. Die Arbeitsweise eines gewöhnlichen Druckausgleichsbeckens. Konstruktion und Wirkung des Differentialschachtes. Berechnung. Anlagen mit Differential-Schächten. Mehrere Becken. Berechnung mehrfacher Schächte.

Der
Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial.

Das ist wirklich ein Schlager auf dem Gebiete der Zementfußböden-Herstellung und von weittragender Bedeutung. — Will man neu zu verlegenden Zementfußboden **besonders widerstandsfähig** gegen schwere Beanspruchung machen, so benutzt man den **„Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial"**. Letzteres wird auf den noch frischen und feuchten Estrich aufgestreut und eingerieben. Nach dem Erhärten folgt eine zweimalige Oberflächen-Imprägnierung mit **Lithurin.** Hierdurch erzielt man mit verhältnismäßig geringen Kosten einen überaus harten und widerstandsfähigen Zementfußboden, der nicht staubt und sehr dicht und widerstandsfähig selbst gegen chemische Angriffe ist. — Die Ausführung kann jeder Zementeur nach den Anweisungen der Herstellerfirma, **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, machen. —

Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

Metallfensterfabrik G. m. b. H.
LEIPZIG-PLAGWITZ

651. Der bei einer Vergrößerung der Gothaer Talsperreanlagen benötigte Stauraum. Von Stadtoberbaurat Dr. Schubert, Gotha. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 25, S. 526—531 m. 5 Zahlentaf., 1. Teil. Da sich eine Erhöhung der vorhandenen Sperrmauer als in der Natur nicht durchführbar erweist, werden bei der Berechnung des noch erforderlichen Stauraumes drei Möglichkeiten berücksichtigt. 1. Die zweite Talsperre wird oberhalb der vorhandenen in den Tälern angelegt, die die vorhandene Talsperre speisen. 2. Die zweite Talsperre wird in einem anderen Tale errichtet, ohne daß an der Wasserwirtschaft der vorhandenen Talsperre etwas geändert wird. 3. Die zweite Talsperre wird in einem anderen Tale errichtet, und die Wasserwirtschaft der vorhandenen Talsperre wird geändert.

652. Das Kraftwerk Mühleberg der Bernischen Kraftwerke A.-G. Von Obering. E. Meyer, Bern. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 25, S. 311—316 m. 20 Abb. Schluß von S. 304. Abschließend finden die Bauausführung, die Installationsarbeiten, die Wasserhaltung, die Materialbeschaffung, sowie die Baukosten ausführliche Behandlung.

653. „Hetch Hetchy", die neue Wasserversorgungsanlage und das elektrische Kraftwerk der Stadt San Francisco U. S. A. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauingenieur 1926, Heft 26, S. 510—512 m. 3 Abb. Die besonders großzügige und technisch hervorragende Anlage, die zurzeit zur Ausführung gelangt, wird näher beschrieben.

654. Ein Wasserkraftwerk am Dnjepr. Von Ing. A. Günther, Moskau. Wasserkraft 1926, Heft 11, S. 120—126 m. 8 Abb. Die hydrologischen Verhältnisse, das Projekt eines Wasserkraftwerkes für 650000 PS einschließlich Wehranlage und Schleusungskanal werden ausführlich beschrieben.

655. Wettbewerb für die Wehranlage der Staustufe Heidelberg des zu kanalisierenden Neckars. Von Oberbaurat Dr. L. Schmieder, Heidelberg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 48, Wettbewerbe Nr. 12, S. 89—96 m. 21 Abb. Es werden zunächst die Gründe für das Zustandekommen eines Wettbewerbes, dessen Bedingungen und die Reihe der eingereichten Entwürfe besprochen.

656. Die Bestimmung der Hauptabmessungen der Francisturbine. Von Prof. Dr. Jaroslav Hýbl, Prag. V. D. I. 1926, Nr. 26, S. 879—884 m. 8 Abb. Die Gültigkeit der Theorie und Erfahrungsforschung in den Ingenieurwissenschaften, insbesondere im Wasserturbinenbau. Nach ausgeführten Francisturbinen verschiedenster Maschinenfabriken werden Werte angegeben, die für gegebene Verhältnisse geeignete Abmessungen und Form der Turbine ergaben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

657. Vorbereitende Arbeiten für die Ausführung größerer Erdarbeiten, insbesondere von Kanalbauten. Von Dipl.-Ing. H. Behring, Schwiecheldt (Peine). Bautechnik 1926, Heft 26, S. 376—396 m. 34 Abb. Die Ausführung von Kunstbauwerken, wie Brücken, Durchlässen, Dükern usw. und der an sie anschließenden Erdarbeiten wird im Rahmen der Bestimmung des Bauvorganges unter Beachtung der wirtschaftlichsten Bauweise ausführlich behandelt. Dabei werden unterschieden Bauwerke in Dämmen und solche im Kanaleinschnitt. Für letztere wird auf die Bestimmung der Art und Lage des Bauwerkes und des Hilfsweges, auf die Ermittlung der Kosten für die Beseitigung von Erdsätzen im Bagger- und Handbetrieb, auf die Ermittlung der Kosten für Hilfsbrücken, Lehr- und Aufstellgerüste, auf die Wahl zwischen Erddamm und Holzbrücke zur Überführung des Hifsweges über den Kanal, sowie auf allgemeine Richtlinien zur Bestimmung des Bauvorganges an Düker- und Brückenbaustellen eingegangen. Im Anschluß daran wird die Festsetzung der Los- und Baggerschachtgrenzen sowie der Lage des Lagerplatzes und der Ablagerungskippen erörtert.

658. Schildvortrieb mit Preßluft beim Bau des Sulzenbachstollens in Bern. Von Dr.-Ing. Randzio, Berlin. Beton u. Eisen 1926, Heft 12, S. 205—210 m. 9 Abb. Es werden zunächst die geologischen Verhältnisse, der erste Stollenvortrieb mit Bohr- und Sprengarbeit und die Ursachen eines erfolgten Einbruchs, anschließend der Schildvortrieb mit Preßluft, im besonderen der Arbeitsvorgang ausführlich beschrieben.

659. Neuzeitliche Betonbauweisen im Bergbau. Für den technisch-wirtschaftlichen Sachverständigenausschuß des Reichskohlenrates bearbeitet von Baurat Dr.-Ing. Riepert, Dr. Ing. e. h. Schlüter, Baudirektor v. Stegemann. Zement 1926, Nr. 25, S. 444—446, 1. Teil. Die Ausführungen geben einen kurzgefaßten Überblick über die Verwendung der Beton- und Eisenbetonbauweise im Bergbau; sie stützen sich auf die praktischen Erfahrungen der im Bergbau tätigen Firmen und die einschlägige Fachliteratur, die abschließend zusammengestellt worden ist.

Straßenbau.

660. Oberflächenbehandlung oder Tränkung von Schotterstraßen? Von Oberregierungsbaurat Kluge, Dresden. Verkehrstechnik 1926, Heft 24, S. 377—381. Oberflächenteerung mit Teer oder Asphalt ist nur bei eingefahrenen, ohne erd-, ton- oder lehmhaltige Deckmittel hergestellten Schotterdecken aussichtsreich. Voraussetzung ist dabei ein löcherfreier, profilmäßiger Querschnitt der Fahrbahn. Für neu herzustellende Schotterdecken empfiehlt sich Tränkung bei der Herstellung, wobei die mit Wasser eingewalzten Decklagen wegen ihres dichteren Steingefüges an sich im Vorteil sind, aber mit einem heißen Straßenkitt nicht getränkt werden können, sondern auf kaltem Wege mit Emulsionen behandelt werden müssen. Von den Emulsionen haben die Asphaltemulsionen größere Erfolge gebracht.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

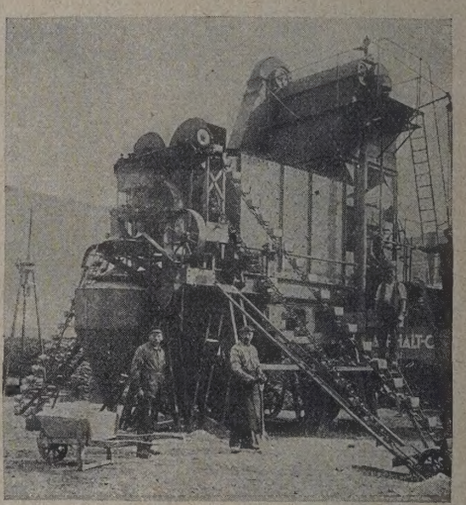
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50

Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

661. Die Automobilstraße, ihre Abnützung und Instandhaltung. Von Oberbaurat Ing. M. Gelbwachs, Wien. Verkehrstechnik 1926, Heft 25, S. 395—398; Heft 26, S. 413—415 m. 12 Abb. Die Inanspruchnahme der Fahrbahndecke durch das rollende Rad wird ihrem Wesen, ihrer Größe, sowie ihrem Umfange nach genau untersucht; im besonderen der durch die Wagenlast verursachte Druck, der durch das mit bestimmter Geschwindigkeit auf einer mit unvermeidlichen Unebenheiten behafteten Fahrbahn sich bewegende Rad hervorgerufene Stoß, die Abschleifung und -reibung und zuletzt die Saugwirkung werden behandelt.

662. Die Kraftwagenstraße. Eine kritische Erörterung. Von Geheimrat Nessenius, Landesoberbaurat a. D., Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 22, S. 345—348. Bei kurzer Besprechung des Buches „Die Kraftwagenstraße" von Dr.-Ing. Schenck wird der Einfluß der Fahrgeschwindigkeit der Kraftwagen auf die Abnutzung der Landstraßen und die Frage der Anpassung der vorhandenen Straßennetze an die neuzeitlichen Anforderungen des Verkehrs erörtert.

663. Finanzielle Bedingungen für den Ausbau der Betonstraßen im Rahmen des Gesamtnetzes. Von Reg.-Bmstr. a. D. K. Müller. Zement 1926, Nr. 25; Die Betonstraße Nr. 5, S. 17—19 m. 2 Abb. Aufwand für Straßen in der Vorkriegszeit und Entwicklung seit 1914. Gruppierung der Staats- und Provinzialstraßen nach Verkehrsdichten. Kilometrische Kosten der Schotterstraßen und Sollaufwand für das Gesamtnetz. Grenzen der Wirtschaftlichkeit fester Decken, insbesondere der Betondecken. Die Annahme der Jahreskosten bei Betonstraßen.

664. Das Kraftfahrzeugsteuergesetz und seine Neuregelung. Von Regsbaurat Dr.-Ing. Heisterbergk, Krefeld., Verkehrst. Woche 1926, Heft 25, S. 293—297 m. 2 Abb. Der vom Reichstag inzwischen verabschiedete Entwurf zur Änderung des Kraftfahrzeugsteuergesetzes und der bisher geltenden Bestimmungen für die Besteuerung von Kraftfahrzeugen werden vergleichsweise behandelt.

665. Die österreichischen Straßen. Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. Cassinone, Karlsruhe. Bautechnik 1926, Heft 28, S. 413—414. Es wird der Einfluß der wirtschaftlichen Notlage und besonders der Finanzkontrolle auf den österreichischen Straßenbau behandelt.

666. Die dritte internationale Straßenbauausstellung in Mailand im September 1926. Von Oberbaurat i. R. Dr.-Ing. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1926, Nr. 23, S. 369—370. Umfang und Bedingungen für die Beschickung der Ausstellung werden bekanntgegeben.

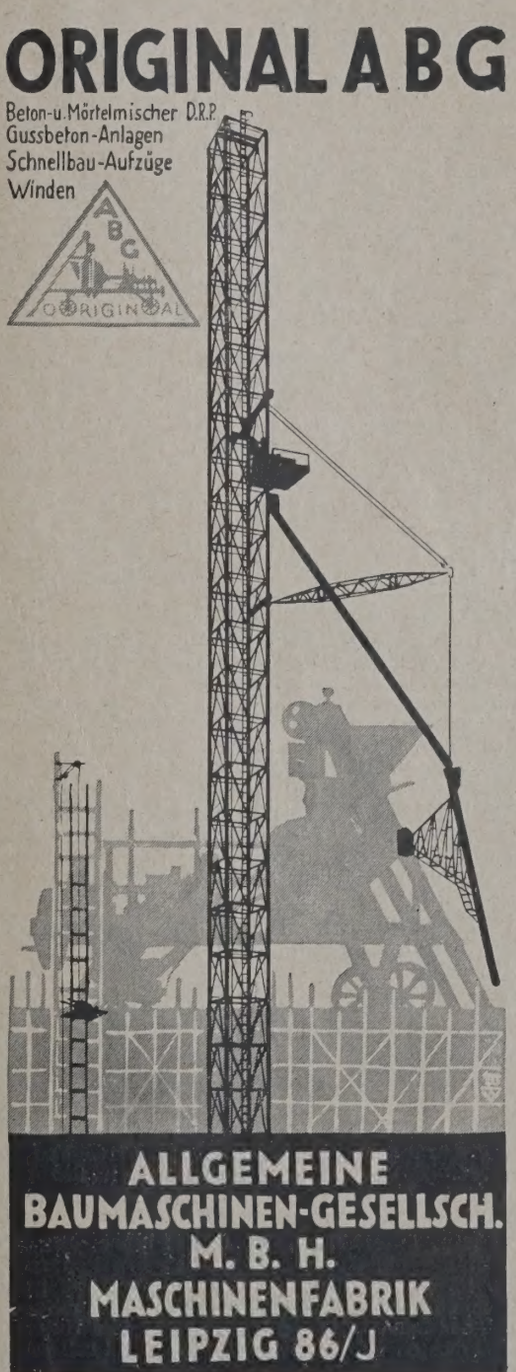
Eisenbahnbau und -betrieb.

667. Über Rationalisierung im Eisenbahnbetriebswesen. Von Reichsbahndir.-Präs. Dr.-Ing. Heinrich, Halle a. S. Ztg. d. V. D. E. 1926, Nr. 23, S. 611—617; Nr. 24, S. 635—642. Begriffsbestimmung. Allgemeine Wege der Rationalisierung, Richtlinien und Hilfsmittel für die Rationalisierung im Eisenbahnbetriebswesen. Beispiele. Die Werkzeuge der Betriebsführung. Der Fahrdienst.

668. Rationalisierung im Verkehrsdienst. Von Geheimrat Sommerlatte, Berlin. Ztg. d. V. D. E. 1926, Nr. 25, S. 658—663, 1. Teil. Verfasser behandelt eingehend die einzelnen der Zusammenfassung und Anwendung von Mitteln zur Erreichung eines höheren Wirkungsgrades bei Abwicklung des Verkehrsdienstes dienenden Maßnahmen.

669. Zur Abwicklung des Ortsgüterverkehrs. Von Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrst. Woche 1926, Heft 24, S. 281—285; Heft 25, S. 300—301 m. 3 Abb. Es wird der in Ztg. d. V. D. E. 1925 Heft 51 gebrachte Vorschlag von Dr.-Ing. Kümmell betr. Zusammenfassung des Nahgüterverkehrs untersucht und empfohlen; anstatt gänzlicher Überweisung desselben an den Kraftwagen, den Schienenweg soweit wirtschaftlich möglich, auch im allgemeinen Interesse, noch auszunützen, dazu auch die kleineren Zwischenbahnhöfe für den Güterumschlag noch beizubehalten, diese aber anstatt durch die bisherigen Nahgüterzüge besser durch kurze Schleppzüge zu bedienen, und zwar als Anschlüsse von den benachbarten größeren Bahnhöfen aus. Mit Ausgestaltung dieses Systems kommt man zur Organisation abgeschlossener Nahverkehrsbezirke innerhalb der Eisenbahnverwaltung und damit zu einer Grundlage für Gewinnung größerer Klarheit für wirtschaftliche Betriebsführung.

670. Übersicht über die hamburgischen Bahnanlagen und ihre Erweiterungen. Von Direktor Wilh. Stein, Hamburg. V. D. I. 1926, Nr. 24, S. 801—806 m. 5 Abb. Die Reichsbahn. Leistungsfähigkeit des Hauptbahnhofs. Elektrische Stadt- und Vorortbahn Blankenese—Ohlsdorf. Verschiebe- und Güterbahnhöfe und ihre geplanten Erweiterungen. Ausbau der Elbbrücke. Kleinbahnen. Elektrische Hoch- und Untergrundbahn. Betriebseinrichtungen. Verlängerung der Bahnsteige, selbsttätige Sicherungsanlagen, Kraftwerke, Ausbau des Netzes, Hochbahngleise auf der neuen Elbbrücke. Straßenbahnen. Industriebahnen.



671. Kranlose Lokomotiv-Bekohlungsanlagen. Von Obering. H. Koblenz, Eberswalde. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 11, S. 209—211 m. 2 Abb. u. 1 Tafel. Es werden kranlose Bekohlungsanlagen und Greiferkrananlagen miteinander verglichen; neben der geforderten Leistung sind für die Bewertung einer Anlage auch die Geländeverhältnisse des Lokomotivbahnhofes in Betracht zu ziehen.

672. Das Einheitssignal für doppelte Kreuzungsweichen der Deutschen Reichsbahn. Von Obering. R. Becker, Darmstadt. Bautechnik 1926, Heft 26, S. 417—418 m. 10 Abb. Beschreibung der Konstruktion und der Betriebsweise.

673. Zur Dynamik der Gleisfahrzeuge. Von F. Meineke. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 11, S. 206—209 m. 5 Abb. u. 1 Tafel. Die theoretischen Untersuchungen, die die Berechnung der Schlingergrenze unter der Voraussetzung von Laufachsen mit Rückstellfedern zum Gegenstand haben, dienen letzten Endes der Verbesserung der Tragfederkonstruktion.

674. Inwieweit ist die Verzögerung der Gleisbremsen durch die Beanspruchung der Wagen und Ladung begrenzt? Von Dr.-Ing. F. Jordan, Berlin-Lichterfelde. Verkehrst. Woche 1926, Heft 22, S. 22, S. 263—264 m. 5 Abb. Es wird auf die Einhaltung eines bereits früher behandelten Bremskraft- und Verzögerungsdiagrammes hingewiesen, dessen oberste Grenze der Verzögerung einen Wert von 4,35 und dessen mittlere Verzögerung einen Wert von 3,0 m/sec^2 annahm.

675. Die Einstellung des Lokomotivrahmens auf den Ablaufbergen. Von Dipl.-Ing. G. Wittrock, Charlottenburg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 11, S. 198—205 m. 7 Abb. Die Befahrbarkeit der Ablaufberge und die Grundzüge eines Verfahrens zur Untersuchung der Einstellung der Lokomotiven auf diesen. Rahmenverschiebung ohne Federdruckänderung. Vereinfachtes Verfahren zur Berücksichtigung der Ausschläge der Ausgleichhebel. Rahmeneinstellung bei elastischer Formänderung der Tragfedern. Ausschläge der Federspannschrauben und Schiefstellung der Drehzapfen.

676. Verbesserungen an Weichenfahrwegen mit Weichen preuß. Norm und Weichen neuerer Bauart. Von Vizepräsident Niemann, Magdeburg. Verkehrst. Woche 1926, Heft 23, S. 270—276; Heft 24, S. 285—286 m. 35 Abb. Es werden die betriebs- und fahrplantechnischen Gründe für die Benutzung von Fahrwegen, die keine Geschwindigkeitsermäßigung nötig machen, erörtert und die Erfüllung dieser Forderung bei Weichen preuß. Norm und in vollkommener und erweiterter Form mit Weichen neuerer Bauart bei durch das Herzstück geführter Kurve, nach Arbeiten von Schwarz, Vogel, Bäseler u. a. behandelt und durch ausgeführte Beispiele erläutert.

677. Die Probeeisenbahn von 1826 in Elberfeld. Von Stadtbaurat Koch, Elberfeld. Verkehrstechnik 1926, Heft 24, S. 386—387 m. 2 Abb. Kurzer historischer Rückblick. Fr. Harkort und die von ihm wegen der ungünstigen Straßenverhältnisse ins Leben gerufene Beförderung von Lasten auf eisernen Bahnen. Die Elberfelder Probebahn wird beschrieben.

678. Der gegenwärtige Stand des Sowjetrussischen Eisenbahnwesens. Von Dipl.-Ing. W. Elsner v. Gronow, Berlin-Südende. Verkehrstechnik 1926, Heft 25, S. 398—402. Entwicklung des Eisenbahnnetzes seit 1914. Umfang des Güterverkehrs. Entwicklung, Stand und Ausnutzung des rollenden Materials. Personenverkehr. Oberbau. Betriebseinnahmen. Betriebsmittel. Eisenbahntarife. Bauvorhaben. Eisenbahnkonzessionen.

679. Die Brennstoffwirtschaft der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Reichsbahnrat Vogt, Breslau. Verkehrstechnik 1926, Nr. 22, S. 353—354. Die Wichtigkeit der Brennstoffwirtschaft wird hervorgehoben. Zur Bewertung von Lokomotivkohlen nach Heizwert und Festigkeit, sowie von Sonderkohlen allein nach dem Heizwert wird Stellung genommen.

680. Kraftwirtschaftliches zur Bahnelektrisierung. Von Ing. C. Reindl, München. Ztg. d. V. D. E. 1926, Nr. 25, S. 664 bis 671 m. 7 Abb. Es werden vom Standpunkte des der Reichsbahn fernstehenden Ingenieurs einige hauptsächliche kraftwirtschaftliche Gesichtspunkte der Bahnelektrisierung mittels Wasserkraft oder Kohle und ihr Zusammenhang mit der Kraftwirtschaft des Landes allgemein behandelt.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

681. Tabellen zur raschen Ermittlung der Schubbewehrung für sämtliche Belastungsfälle. Von Fritz Weil, Frankfurt a. M. Beton u. Eisen 1926, Heft 11, S. 201—202. Die Tabellen sind in Anlehnung an das Buch „Bemessungsverfahren" von Prof. B. Löser, Dresden, aufgestellt.

682. Die Querkräfte in der Platte der T-Balken. Von Prof. E. Suenson, Kopenhagen. Beton u. Eisen 1926, Heft 12, S. 218—219 m. 3 Abb. Berechnung der Querkräfte in der Platte der T-Balken unmittelbar aus den Schubspannungen unter der Voraussetzung, daß der Balken eine wagerechte Ober- und Unterseite besitzt und mit senkrechten Kräften belastet ist. Dabei soll es gleichgültig sein, ob die Kräfte gleichmäßig verteilt oder als Einzellasten wirken.

C. W. Kreidel's Verlag in München 27

Soeben erschien:

Baukunde für Maschinentechniker

Leitfaden für technische Lehranstalten und zum Selbstunterricht

Von

F. W. Stark
Stadtbaurat

K. Schmidt
Oberbaurat

Zweite, umgearbeitete Auflage

118 Seiten mit 154 Abbildungen im Text

RM 6,—

Aus dem Inhalt:

Steinkonstruktionen: Mauern und Wände. Mauerwerk aus künstlichen Steinen. Mauern aus natürlichen Steinen. Bauwerke aus Beton. Allgemeines. Überwölbungen. Massive Decken. Putzarbeiten. Fußböden. — Holzkonstruktionen: Baustoffe. Holzverbindungen. Konstruktion der Wände. Balkenlagen und Fußböden. Dächer.—Dacheindeckungen: Die Dachdeckung mit Dachziegeln. Die Dachdeckung mit Schiefer. Die Eindeckung mit Pappe und Holzzement. — Dampfkesseleinmauerung. — Die Maschinenfundamente. — Fabrikgebäude: Allgemeines über Entwerfen von Neuanlagen. Ausführung der Werkstätten. Kraftwerke. — Der Fabrikschornstein: Gemauerte Schornsteine. Eiserne Schornsteine. Schornsteine aus Eisenbeton.

683. Aus der Praxis der Bauausführungen von Talsperren in Gußbeton. Von Regs.- u. Baurat Fr. Heintze. Bautechnik 1926, Heft 24, S. 340—344 m. 12 Abb. Besprechung einiger praktischer, bei Ausführung der Schwarzenbachtalsperre in Gußbeton angewandter Grundsätze, die sich in der Hauptsache auf die Gewinnung, Heranschaffung und das Einbringen großer Massen, ferner auf die Förderart und auf die Beschränkung der Zahl gelernter Arbeiter beziehen.

684. Eine Einrichtung zur lotrechten Leitung des Gußbetons. Von Dr.-Ing. B. Rentsch, München. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 23, S. 286—287 m. 7 Abb. Verfasser beschreibt ein System senkrechter Abfallrohre, die sogen. Gußbetontreppe, bei der keine Entmischung des Materials eintritt. Diese Neuerung ist von der Fa. Bernhard Fischer, Zweigniederlassung Duisburg, mit Erfolg zur Anwendung gekommen.

685. Amerikanische Betonkontrolle. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1926, Heft 11, S. 192—199 m. 7 Abb. Es werden die Maßnahmen beschrieben, die in den Vereinigten Staaten die Erzeugung eines hochwertigen Betons sicherstellen sollen. Im besonderen weist Verfasser auf den Wert des sogen. Wasser-Zement-Faktors und des sogen. Feinheitsmodul hin. In Verbindung mit Beispielen werden die für die Betonkontrolle verwendeten, verschiedenen Vorrichtungen beschrieben.

686. Aussichts- und Leuchtturm auf der Verkehrsausstellung München 1925. Fa. K. Stöhr, München. Bauingenieur 1926, Heft 26, S. 515—517 m. 4 Abb. Der 40 m hohe Turm in Eisenbetonkonstruktion, im besonderen seine Ausführung, wird näher beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

687. Einige Holzhallen der Deutschen Verkehrsausstellung München 1925. Von Obering. E. Gall, München. Bautechnik 1926, Heft 26, S. 397—400 m. 16 Abb. Die Eisenbahnwagenhalle mit Dreigelenkbogenbindern mit Zugband von 30,8 m Spannweite, sowie die Autohalle mit Zweigelenkbogen- und Zweigelenkrahmenbindern werden beschrieben.

688. Über die konstruktive Gestaltung der Stadthalle Stuttgart. Von Dr.-Ing. A. Jackson, Stuttgart. Bauzeitung 1926, Heft 25, S. 204—206 m. 5 Abb. Es werden die einzelnen Konstruktionsglieder der in Holzkonstruktion errichteten Stadthalle beschrieben. Die Spannweite der Dreigelenkfachwerkbinder beträgt 50 m, ihr gegenseitiger Abstand 7,7 m, Höhe des Scheitelgelenks 19 m über Gelände.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

689. Der Städtebau, seine Wege und Ziele. Von Prof. Dr. techn. e. h. Th. Bach, Prag. HDI-Mitteilungen, Brünn 1926, Heft 6, S. 120—122. Die Ausführungen geben gleichzeitig einen kurzen Überblick über die Entwicklungsgeschichte des Städtebaues vom Beginn des 19. Jahrhunderts an.

690. Zur Garagenfrage. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin-Lankwitz. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 23, S. 281—286 m. 18 Abb. Verfasser gibt einen kleinen Auszug seines Buches „Großstadtgaragen", Berlin 1925, Verlag Deutsche Bauzeitung, wieder.

691. Die Industrie im unterelbischen Wirtschaftsgebiet. Von Dipl.-Ing. E. Klindwort, Hamburg. V.D.I. 1926, Nr. 24, S. 793—800 m. 7 Abb. Bedeutung und Gestaltung der Industrie des unterelbischen Wirtschaftsgebietes im Rahmen der weltwirtschaftlichen Lage. Möglichkeiten künftiger Entwicklung. Forderungen technischer und städtebaulicher Natur, die beim weiteren Ausbau des Gebietes zu beachten sind.

692. Die Brandbekämpfung in deutschen Turmhäusern. Von Branding. Dr.-Ing. R. Kalaß, Magdeburg. Bautechnik 1926, Heft 28, S. 418—420 m. 2 Abb. Verfasser untersucht, in welchem Maße die vorhandenen städtischen Wasserleitungsanlagen für die Brandbekämpfung in Turmhäusern noch in Frage kommen. Es werden dabei nach amerikanischen Vorbildern Vorschläge für eine wirksame Brandbekämpfung gemacht.

693. Abänderungs- und Ergänzungsvorschläge zu den technischen Vorschriften für den Bau und Betrieb von Grundstücksentwässerungen. Von Obering. Dipl.-Ing. Werken, Köln. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 23, S. 345—348. Verfasser macht eine Reihe von Abänderungs- und Ergänzungsvorschlägen zu den in Heft 7 dieses Jahrgangs zur Diskussion gestellten technischen Vorschriften für den Bau und Betrieb von Gesundheitsentwässerungsanlagen. Es schließen sich an die Ausführungen von Stadtoberbaurat Dr. Schubert, Gotha, „Die Einsprüche gegen die Technischen Vorschriften".

Wirtschaftswissenschaftliche Leitfäden

Vor kurzem erschien

Fünfter Band:

Einführung in die Finanzwissenschaft

Von

Hugh Dalton, M. A., D. Sc.

Dozent an der Universität London
Mitglied des Englischen Unterhauses

Deutsch mit Anmerkungen von Dr. **Hans Neisser,** Berlin

194 Seiten. 1926

RM 4,80

Früher erschien:

Vierter Band: **Bevölkerung.** Von **Harald Wright,** M. A., Cambridge. Deutsch herausgegeben von Dr. **Melchior Palyi,** Privatdozent an der Handelshochschule Berlin. Mit einem Vorwort von J. M. Keynes. 158 Seiten. 1924. RM 3,90

Dritter Band: **Produktion.** Von **D. H. Robertson,** M. A., Dozent am Trinity College Cambridge. Deutsch herausgegeben von Dr. **Melchior Palyi,** Privatdozent an der Handelshochschule Berlin. 154 Seiten. 1924. RM 3,90

Zweiter Band: **Das Geld.** Von **D. H. Robertson,** M. A., Dozent am Trinity College, Cambridge. Deutsch herausgegeben von Dr. **Melchior Palyi,** Privatdozent an der Handelshochschule Berlin. 158 Seiten. 1924. RM 3,90

Erster Band: **Angebot und Nachfrage.** Von **Hubert D. Henderson,** M. A., Dozent für Volkswirtschaftslehre an der Universität Cambridge. Deutsch herausgegeben von Dr. **Melchior Palyi,** Privatdozent an der Handelshochschule Berlin. Mit einem Vorwort von J. M. Keynes. 164 Seiten mit 2 Abbildungen. 1924. RM 3,90

Vor kurzem erschien:

Kreditpolitik

Aufsätze und Reden

Von

Dr. W. Prion

ord. Professor an der Technischen Hochschule Berlin

210 Seiten

RM 9,—

Das vorliegende Buch umfaßt eine Reihe von Aufsätzen sowie Vorträgen, die der Verfasser während der letzten Jahre über die Kreditpolitik gehalten hat. Das Buch bildet in seiner Zusammenfassung eine theoretische Fundierung der kreditpolitischen Anschauungen und behandelt neben historischen Darstellungen über die Finanzierung des Ruhrkampfes im besonderen die Kreditpolitik der Gegenwart.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

694. Beitrag zur Erforschung der Vorgänge in zweistöckigen Kläranlagen im Emschergebiet. Von Obering. H. Blunk, Essen. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 26, S. 389—402 m. 27 Abb. Die Abwasserreinigung und die Schlammbehandlung in zweistöckigen Kläranlagen. Die Klärwirkung bei verschiedenen Beckentiefen. Verschmutzung des Wassers in verschiedenen Tiefen des Absatzraumes verschiedener Kläranlagen. Die Sedimentierkurve verschiedener Kläranlagen. Diffusionsvorgänge und ihr Einfluß auf die Absitzvorgänge. Regulierung der Konzentration des Faulraumwassers zur Schaffung der günstigsten Lebensbedingungen für die Bakterien.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

695. Möglichkeit der Personalersparnis im Straßenbahnbetrieb bei Verwendung von Doppeltrieb- und Anhängewagen. Von Reichsbahnmeister Dr.-Ing. Flügel, München. Verkehrstechnik 1926, Heft 24, S. 381—383 m. 2 Abb. Für die bei den europäischen Straßenbahnen vorliegenden, meist nur sehr schwer und kostspielig abzuändernden Betriebs-, Tarif- und Fahrscheinsysteme ist der Einmannwagen im allgemeinen nicht geeignet. Personalersparnis bis zu 25% auf den Stadt-, bis zu 50% auf den Ausflugs- und Überlandlinien lassen sich durch die Verwendung von Doppeltrieb- und Anhängewagen ohne Änderung der vorhandenen Verhältnisse erzielen.

696. Kraftomnibus und Straßenbahn in New York. Von Direktor Spängler, Wien. Verkehrstechnik 1926, Heft 25, S. 393 bis 395. Die Ausführungen stützen sich auf ausführliche Mitteilungen eines amerikanischen Verkehrsfachmannes. Danach wird der oft verbreiteten Meinung, in New York würden in kürzester Zeit die Straßenbahnen durch Kraftomnibusse ersetzt, entgegengetreten.

697. Zur Mechanik der Stromabnehmer. Von Dipl.-Ing. R. Schwanter, Köln. Verkehrstechnik 1926, Nr. 26, S. 371 m. 8 Abb. Es werden die verschiedenen Stromabnehmerarten beschrieben und Verbesserungen insbesondere der Abfederung angeregt.

698. Der neue zweiachsige Anhängewagen eiserner Bauart der Straßenbahn Halle. Von Direktor Bussebaum, Halle. Verkehrstechnik 1926, Nr. 22, S. 348—349 m. 3 Abb. Es wird obengenannter geschlossener Anhängewagen mit Tonnendach, drehbaren Lüftungsfenstern, mit gepreßten Blechsäulen, deren Holzaussteifungen zum Tragen mit herangezogen werden, beschrieben. Die Bekleidungsbleche sind nicht angenietet, sondern von innen an Riegeln angeschraubt.

699. Verkehrsfragen in Lübeck. Von Oberbaurat Hepeler Lübeck. Verkehrstechnik 1926, Nr. 23, S. 367—369 m. 3 Abb. Die Verkehrsverhältnisse in der von Wasserflächen umrahmten angebauten Altstadt Lübeck sind beengt und gefährlich. Die Vereinigung Lübecker Ingenieure und Architekten habe daher Verbesserungsvorschläge ausgearbeitet. Es sollen unter Verwendung vorhandener Straßen Umgehungslinien eingerichtet und einige Altstadtstraßen als Eisenbahnstraßen benutzt werden. Ergänzend hierzu werden noch für den späteren Ausbau Vorschläge für Straßenverbreiterungen und Brückenbauten gemacht.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

700. Betonspritzverfahren im Wohnungsbau. Von Reg.-Baurat R. Stegemann, Dresden. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 51, Konstruktion und Bauausführung Nr. 12, S. 90—92 m. 4 Abb. Nach kurzer Beschreibung der Verwendung des Betonspritzverfahrens im Auslande tritt Verfasser für dessen Verwendung aus rein wirtschaftlichen Gründen auch in Deutschland ein und behandelt des näheren die Ausführungsmöglichkeiten im Hochbau selbst.

Bauunfälle.

701. Unfallaffinität und Psychotechnik im Eisenbahndienst. Von E. Schmidt, München-Laim. Industr. Psychotechnik 1926, Nr. 5, S. 144—153 m. 12 Abb. An Hand zahlreicher Kurven werden einerseits für die Betriebsunfälle, andererseits für die persönlichen Unfälle die Marbeschen Unfallwiederholungsgesetze in einem praktischen Beispiel bestätigt.

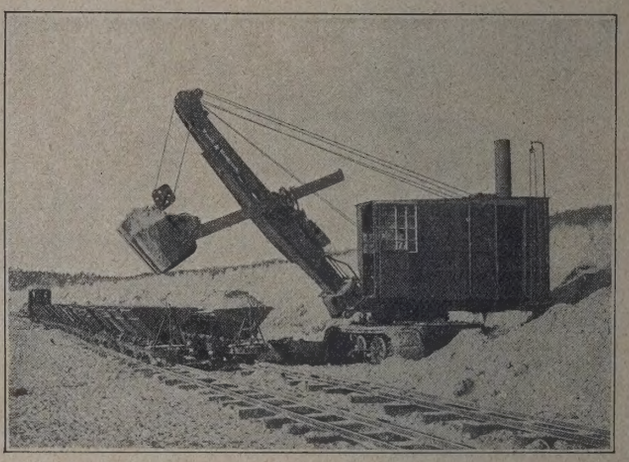
Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

702. Nutzanwendung aus amerikanischen Wirtschaftsformen für Europa. Von Direktor Dr.-Ing. H. Monden, Paruschowitz. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 24, S. 806—810 m. 2 Tab. Natürlicher Reichtum. Geringe Bevölkerungszahl. Der Dollar das Allgemeinmaß. Facharbeitermangel. Arbeitsrationalismus. Gütertypisierung. Finanzierung des Verbrauchs. Der Sparer sein eigener Zinsenzahler.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

MENCK & HAMBROCK
Altona-Hamburg



Baubetriebe wirtschaftlicher
durch
Menck Hochleistungs-Löffelbagger
die bis zu 4 Hüben pro Minute machen
und leicht umgebaut werden können in
Greifbagger, Eimerseilbagger
und Kran

Unentgeltlich
und unverbindlich

unterrichtet über alle wichtigeren Neuerscheinungen aus den Gebieten der Technik, der Wirtschaft, des Rechts und der angewandten Naturwissenschaften

JULIUS SPRINGER
SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstraße 23-25

Literarische Beratungsstelle
Einrichtung fachlicher Bibliotheken
Schnelle Besorgung der gesamten Literatur des In- und Auslandes

Man verlange kostenlose Lieferung der technischen Übersicht

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

703. Bestimmungen der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton. Von J. Bolomey. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 2, S. 41—44, m. 4 Abb. Der Einfluß des Anmachwassers auf die Druckfestigkeit. Bestimmung der wahrscheinlichen Druckfestigkeit. Der Einfluß der granulometrischen Zusammensetzung. Das Mischungsverhältnis für den m³ eingebrachten Beton. Der Einfluß der Art von Sand und Kies. Vereinfachung der Beton-Untersuchungen. Einfluß der Temperatur sowie der Dauer der Erhärtung.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

704. Die gleiche Formel für alle durchlaufenden Träger über beliebig viele ungleiche Felder mit gleicher Mittel- und ½—3facher Ensdteifigkeit. Von Dr.-Ing. Dr. Lewe, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 27, S. 529—531, m. 4 Abb. Es wird gezeigt, daß die Einflußlinien aller statisch unbestimmten Stützmomente unter einer gewissen Voraussetzung hinsichtlich der Feldsteifigkeiten $\frac{1}{J}$ einer einander ähnlichen Verlauf haben und nur in den von den Feldsteifigkeiten abhängigen Multiplikatoren voneinander abweichen. Es wird die gemeinsame Formel entwickelt und durch ein Beispiel erläutert.

705. Berechnung eines Kühlturmunterbaues als räumliches Stabwerk. Von Dr.-Ing. E. Reisinger, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 12, S. 550—554, m. 13 Abb. Die Berechnung eines 12eckigen Unterbaues als räumliches Stabwerk nach den zurzeit gültigen Vorschriften führt zu einer unwirtschaftlichen Konstruktion, so daß die Ermittelung von Druckverteilung an oben und unten offenen Zylindermänteln zunächst im Windkanal gefordert wird.

706. Die Beanspruchung von Pilzdecken in der Nähe des Stützenkopfes. Von Dr.-Ing. H. Craemer, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 27, S. 534—535. m. 2 Abb. Ersatz der Pilzplatte durch eine inhaltsgleiche Kreisplatte mit gleichen Auflagerungsbedingungen. Richtigstellung der von Lewe hierfür gegebenen Formeln.

707. Über die Anwendung der Elastizitätstheorie auf kreuzweise bewehrtem Beton. Von Dr.-Ing. Hch. Leitz, München. Beton u. Eisen 1926, Heft 13, S. 240—245, m. 12 Abb. Die Formeln für kreuzweise bewehrte Platten einschließlich der Bewehrung für die Drillungsmomente werden aufgestellt und an Hand der Versuche des deutschen Ausschusses gezeigt, daß ohne entsprechende Vorkehrung die Platten geminderte Sicherheit gegenüber gewöhnlichen Eisenbetonkonstruktionen zeigen. Durch diesen zusätzlichen Eisenaufwand geht der wirtschaftliche Vorteil der geringeren Mittelmomente verloren, so daß die alte Berechnungsweise, welche Drillungsmomente nicht berücksichtigt, zweckmäßiger erscheint. Sie ist theoretisch in der mangelnden Verdrillungssteifigkeit der Plattenstreifen durchaus begründet und ergibt einen nicht sehr erheblichen Überschuß an Sicherheit gegenüber den Versuchsergebnissen, der durch eine Erhöhung der zulässigen Spannung um 10% für volle Platten beseitigt werden kann.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Professor Hauenschild und
die Abdichtung von Mauer- und Putzflächen gegen Schlagregen

Jetzt, bei Beginn der warmen Witterung, wenn die Mauer- oder Putzflächen trocken und aufnahmefähig sind, sollten sie mit **„Lithurin Marke E"** von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, imprägniert werden, um sie **gegen Schlagregen** undurchlässig zu machen. Seit 40 Jahren leistet Lithurin Marke E glänzende Dienste, um Mauer- und Putzflächen exakt abzudichten. Das Verfahren ist einfach und billig. Der Anstrich ist farblos und verändert absolut nicht die Struktur der Baufläche. Man sollte nicht warten, weil gerade jetzt die beste Möglichkeit ist, um einen Schaden zu vermeiden, der sich im Herbst und Winter in unangenehmster Weise bemerkbar machen würde. —

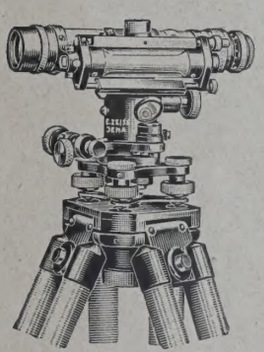
Macht man aber einen neuen Putz, so muß man unbedingt in das Anmachewasser **Prolapin**-Mörtelzusatz hineingeben.

ZEISS

Nivellier-Instrumente und Theodolite

für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.

Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente



Nivellier-Instrument I

Nivellierlatten
Winkelprismen

★

Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen über größte Lieferungen an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

708. Die Sicherungsmaßnahmen im Quellengebiete der 1. Wiener Hochquellenleitung. Von Oberstadtbaurat F. Schönbrunner. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 27/28, S. 275—278, m. 4 Abb. Verfasser geht auf die Unregelmäßigkeit in der Wasserführung und die geringe Filtrationskraft der betreffenden Quellen ein und beschreibt die der Behebung dieser Nachteile dienenden Untersuchungen zur Bestimmung des Quelleneinzugsgebietes und die sich daraus ergebenden Maßnahmen.

709. Die neue Wasserversorgungsanlage der Stadt Burgas unter Benützung einer Thermalquelle. Von Ing. K. Mauthner. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 27/28, S. 279 bis 282 m. 4 Abb. Der Ausbau der Thermalquelle für die Wasserversorgung der am Schwarzen Meere gelegenen Stadt Burgas. Achtstündige Vollentnahme nachts und 16stündige Entnahme von ¼ der Gesamtmenge für die städtische Wasserleitung.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

710. Erfahrungen über die Unterhaltung und den Betrieb des Rhein-Herne-Kanals. Von Reg.-Baurat Ostendorf, Duisburg. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 6, S. 91—100, m. 16 Abb. 1 Teil. 1. Bautechnische Erfahrungen. Der Kanal und seine Bauwerke: Kanalquerschnitt, Uferbefestigung, Dichtung, Schleusen. Bergschäden: Bergpolizeiliche Schutzbestimmungen, Aufhöhung der Uferbefestigung und der Leinpfade, Brückenhebung, Bergschädenprozeß. 2. Betriebstechnische Erfahrungen. Kanalquerschnitt, Schiffsabmessungen und Fahrgeschwindigkeit, Schiffahrtsantrieb an den Schleusen. Wasserpolizeiliche Bestimmungen. Hafenanlagen am Rhein-Herne-Kanal und Hafenbetrieb. Leistungsfähigkeit des Kanales. Statistisches.

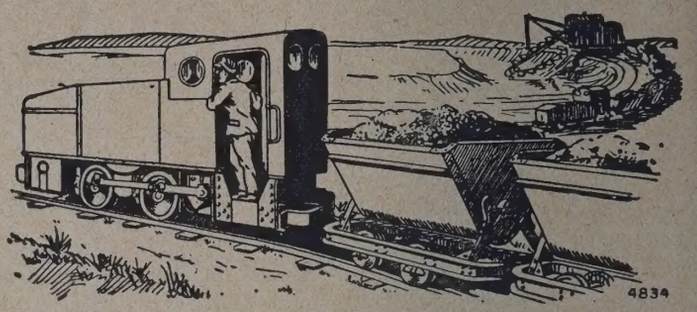
711. Schleusen mit schwimmenden Sparbehältern. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck u. Reg.-Baumstr. W. Contag, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 29, S. 425—426, m. 4 Abb. Verfasser behandeln die Anordnung eines sich auf- und abwärtsbewegenden Gefäßes zur Aufnahme des Schleusungswassers zum Zwecke der Wassererspamis, Patent Nr. 351996, Dr.-Ing. R. Wreden, Hannover.

712. Die Betriebseinrichtung bei der Schleuse Flaesheim. Von Obering. Dipl.-Ing. W. Eggers, Obercassel, Siegkreis. Bauingenieur 1926, Heft 28, S. 541—549, m. 13 Abb. Beschreibung der Konstruktion und der Größenverhältnisse des Bauwerkes, der staffelweisen Grundwasserabsenkung, der Grundlagen für die Wahl der Betonierungseinrichtung, im besonderen der Betonaufbereitungsanlage, des fahrbaren Gießturmes, der Schalungsausbildung, der Sohlenbewehrung in den Häuptern sowie der mit den Betriebseinrichtungen gemachten Erfahrungen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

713. Der Plan einer Wasserkraftanlage am Rhein bei Bingerbrück. Von Reg.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Buchholz, Koblenz. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 6, S. 81—86, m. 3 Abb. Abgesehen von der Aussichtslosigkeit der Durchführung des beschriebenen Projektes in der Hauptsache wirtschaftlicher Hindernisse wegen wird untersucht, ob die Errichtung eines Kraftwerkes an der geplanten Stelle wasserbau- und turbinentechnisch überhaupt möglich ist, wie sich die Anlage gestalten müßte und welche Energiemengen dabei gewonnen werden können.

714. 1. Das Kraftwerk Lungernsee der Zentralschweizerischen Kraftwerke A.-G. Luzern. 2. Das Kraftwerk Illsee-Turtmann. 3. Kraftwerke Oberhasli der Bernischen Kraftwerke A.-G. Bern. 4. Kraftwerke Palü-Cavaglia der Kraftwerke Brusio A.-G. (im Bau). 5. Das Kraftwerk Muttensee-Simmern-Sandbach, Projekt d. St. Gallisch-Appenzellischen Kraftwerke A.-G. Schweiz. Wasserwirtsch. 1926, Heft 27, S. 23—107, m. 19 Abb. Kurze Beschreibungen der einzelnen Gesamtanlagen, ihrer verschiedenen Bauwerke und Leistungen.



DEUTZ

Feldbahn-Lokomotiven

Nahezu 7000 Motorlokomotiven geliefert.

Betrieb mit: Benzin, Benzol, Spiritus, Petroleum und Rohöl.

Motorenfabrik Deutz A.-G.
Köln - Deutz

715. Die Ausnützung der Wasserkräfte des mittleren Apennins. Von Ing. H. Sommer, Rom. Bauingenieur 1926, Heft 27, S. 525—529, m. 14 Abb. Allgemeine Übersicht über den gesamten Ausbau der Wasserkräfte im Rahmen der Elektrisierung der italienischen Staatsbahnen. Gesamtanordnung der Wasserkraftanlagen. Beschreibung der ausgeführten Anlagen.

716. Wirtschaftliche Betrachtungen über Abfallenergieverwertung, insbesondere hydraulische Hochdruckspeicherung. Von Dr.-Ing. V. Mann, Konstanz. Schweiz. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 6, S. 87—90. 1. Teil. Die durch Wechselwirkung zwischen Energiefluß, Installationsgröße der Kraftanlage und insbesondere deren Benutzungsdauer begrenzte Abfallenergie, im besonderen deren hydraulische Hochdruckspeicherung, werden hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit untersucht.

717. Die Eignung der Kaplanturbine für Elektrizitätswerke. Von Ing. G. W. Meyer, Bodenbach a. Elbe. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 6, S. 86—90, m. 12 Abb. Kennzeichnende Eigenschaften und Vorteile der Kaplanturbine, die sie zum direkten Antrieb der elektrischen Generatoren in Mitteldruck-Wasserkraftanlagen besonders geeignet machen. Kurze Beschreibung einiger Kaplanturbinen. Anlagen mit vertikaler Anordnung, insbesondere der Lilla-Edet-Turbinen. Ihr Verhalten im Vergleich zu den Lawaczeck-Turbinen. Wasserkraftwerke mit Kaplanturbinen von horizontaler Wellenanordnung. Verschiedene Arten der Betätigung der Regelung bei der Kaplanturbine.

718. Die Energievernichtungsanlage des Innwerkes. Von Baudirektor Kennerknecht, München. Wasserkraft 1926, Nr. 13, S. 148—150, m. 3 Abb. Die Gesamtenergievernichtungsanlage beim Wasserschloß Töging, bestehend aus 4 selbsttätigen Hebern, Patent Heyn, flußeisernen Ablaufrohren, dem eigentlichen Energievernichtungsbecken und anschließenden Kaskaden zum Unterwasserkanal, sowie die mit der Anlage bisher gemachten Erfahrungen werden beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

719. Tunnelbau in quellendem Gebirge. Kappelisbergtunnel bei Gaildorf. Von Oberbaurat Dr. Schächterle, Stuttgart. Bautechnik 1926, Heft 30, S. 437—439, 1. Teil m. 7 Abb. Geologische und geognostische Verhältnisse. Wasserverhältnisse und Entwässerung. Tunnelmauerwerk. Verhalten des Bauwerkes im Betrieb. Unterhaltungskosten. Jetziger Zustand des Bauwerkes und Umbaupläne.

Straßenbau.

720. Der Einfluß der Fahrgeschwindigkeit auf die Abnützung der Kraftwagenstraße. Von Dr.-Ing. R. Schenck, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 27, S. 433—435. Es werden die Fälle untersucht, in denen von einer Beschränkung der Fahrgeschwindigkeit im Interesse des Kraftwagenverkehrs ohne Nachteil für die Straße abgesehen werden kann.

721. Vergleich der verschiedenen Straßendecken hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit. Von Reg.-Baurat Funk, Büdingen. Verkehrstechnik 1926, Heft 28, S. 441—446, m. 3 Abb. u. 10 Tab. Unter Berücksichtigung der Beziehungen zwischen Verkehrsstärke und Deckenabnutzung werden die verschiedenen Straßendecken einem Wirtschaftlichkeitsvergleich unterzogen. Den Berechnungen sind die aus Deckenkosten und Transportkosten sich zusammensetzenden Gesamtverkehrskosten zugrunde gelegt.

Eisenbahnbau und -betrieb.

722. Ziele und Wege der Verschiebetechnik unter besonderer Berücksichtigung der Münchener Verkehrsausstellung. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. W. Bäseler, München. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 215—236 m. 26 Abb. Die Einzelvorgänge des Verschiebevorganges — das Abdrücken oder Ablaufenlassen, das Auseinanderziehen der Wagen zur Erzielung des für das Umstellen der Weichen erforderlichen Zeit- und Raumabstandes, die Weiterbewegung der Wagen in den Sammelgleisen, das Aufhalten der Wagen an der Sammelstelle und das Aufschließen der Lücken in Sammelgleisen, im besonderen die Gleisbremsen, der Beschleunigungsantrieb, der zwangläufige Ablauf werden ausführlich beschrieben.

723. Arbeits- und Zeitstudien im Verschiebedienst. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Frohne, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 243—252 m. 1 Tafel u. 10 Abb. Art, Vorbereitung und Durchführung von Arbeits- und Zeitstudien. Beispiel einer betriebswissenschaftlichen Untersuchung im Verschiebedienste. Auswertung der Arbeits- und Zeitaufnahmen hinsichtlich des Zugeinganges, des Wagenzu- und -abflusses, der Beziehungen zwischen Wagenzulauf und Eingangsbehandlung, der Leistungen des Personals bei der betrieblichen Eingangsbehandlung. Die als Ergebnis der betrieblichen Analyse ermittelte Kohlenersparnis.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

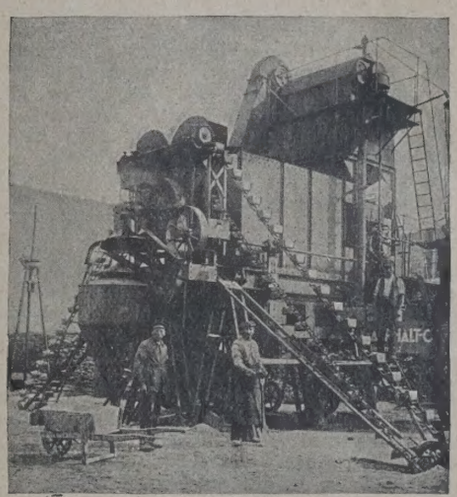
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

724. Ein Vorschlag zur Ausbildung der ersten Verteilungsweiche in Verschiebebahnhöfen. Von Reichsbahnrat Wagner, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 260 bis 262 m. 1 Abb. Es wird vom Verfasser ein Weichenschema wiedergegeben, das, unter der Bedingung, die Weichen nur so weit auseinander zu ziehen, als es die Puffer und Kupplungen unbedenklich zulassen, ein Umstellen der ersten Verteilungsweiche bereits unter dem langsam vorrückenden, geschlossenen Zug gestattet. Dabei wird die Zungenvorrichtung in das Zerlegungsgleis vorgeschoben, das Herzstück bleibt im Steilhang liegen. Die verbindenden Gleisstränge werden parallel angeordnet und so verschlungen, daß sich ein möglichst geringes Maß seitlichen Abstandes ergibt.

725. Ablaufdynamik. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Fröhlich. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 237—241 m. 4 Tafeln u. 2 Abb. Es werden die ablaufdynamischen Grundlagen und in diesem Zusammenhange die amerikanische Methode zur Messung der Wagengeschwindigkeit an verschiedenen Punkten des Laufweges, nach der, vom Schwerpunkt des ablaufenden Wagens aus beim Überfahren der vorher eingemessenen Meßpunkte die Laufzeiten laufend aufzuschreiben, die Gesamtwiderstände und die Rückschlüsse auf die Teilwiderstände abgeleitet werden können, wiedergegeben.

726. Die Beleuchtung auf Verschiebebahnhöfen. Von Professor H. Möllering, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 263—266 m. 3 Abb. Auszug aus seinem Leitfaden für die Herstellung elektrischer Beleuchtungsanlagen mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbahnen. Verlag von S. Hirzel, Leipzig 1926.

727. Bewährtes, Nichtbewährtes und Erhofftes für die Bewegung der Güterwagen in den Gefällbahnhöfen. Von Reichsbahnoberrat Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 12, S. 254—259 m. 3 Abb. In der Folge werden behandelt die Gefällverhältnisse der Gefällbahnhöfe, die Gleisbremsen, Auslaufweichen, die Schweißung der Stöße des Ablaufkopfes und der Ablaufgleise, die Zeitverschlüsse von Weichen, die Winterrücken am Ablaufkopf, die Leistung von Gefällbahnhöfen bei starkem Frost und Schnee, die Verbesserung des Wagenablaufs im Winter in den Richtungs- und Stationsharfengleisen, das Auffangeverfahren ablaufender Wagen.

728. Neuzeitliche Betriebswirtschaft im Eisenbahnbetrieb. Von Professor Dr.-Ing. C. Pirath, Stuttgart. Archiv f. Eisenbahnw. 1926, Heft 4, S. 831—854. Allgemeines über die Grundsätze der neuzeitlichen Betriebswirtschaft. Anwendung der wissenschaftlichen Betriebsführung auf dem Gebiete des Eisenbahnbetriebs und der Personalwirtschaft. Gruppe des Betriebsflusses auf Strecken und Bahnhöfen. Gruppe der Arbeitsuntersuchungen auf den Bahnhöfen. Gruppe der psychologischen Behandlung der im Betriebsdienst tätigen Menschen.

729. Die Arbeiten zur Einführung des elektrischen Zugbetriebes im bayerischen Netz der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Reichsbahnoberrat Naderer, München. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 13, S. 270—287 m. 24 Abb. Ausbau und Bauorganisation. Bereitstellung der Bahnstrom-Erzeugungsanlagen. Bau der Bahnstrom-Fernleitungen. Errichtung der Unterwerke Pasing, Murnau und Landshut. Elektrische Streckenausrüstung. Umbau und Ergänzung der Schwachstromanlagen. Die elektrischen Triebfahrzeuge. Schuppen und Werkstätten für die elektrischen Triebfahrzeuge. Die elektrische Zugheizung. Die Anpassung des Fahrplanes an die neue Betriebsform. Die Ausbildung des Personals für die neue Betriebsform.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

730. Beitrag zur Bemessung von Pilzdecken an Hand des Heißwasserbehälters Kronos in Eleusis bei Athen. Von P. P. Santo Rini, Athen. Beton u. Eisen 1926, Heft 13, S. 232—236. Die Plattenstärke einer Pilzdecke. Grundsätze für die Bewehrung einer Pilzdecke. Fundamente als umgekehrte Pilzdecke. Hochbaudecken. Beschreibung eines Behälters, dessen Boden in der Stützkopfbauweise ausgebildet ist.

731. Eisenbetonmagazin mit Pilzdecken. Von Professor Dr.-Ing. Kuryllo, Lwón. Beton u. Eisen 1926, Heft 13, S. 231—232 m. 6 Abb. Kurze Beschreibung der Konstruktion und der Ausführung eines 5stöckigen Eisenbetonmagazins, im besonderen der Verwendung von Pilzdecken.

732. Zwei Beispiele für die Verwendung trägerloser Decken. Von Direktor Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau. Beton u. Eisen 1926, Heft 13, S. 221—224 m. 9 Abb. Es werden besonders die Bewehrungseinzelheiten einiger ausgeführter Bauten mit trägerlosen Pilzdecken behandelt.

Sandstrahl-Reinigung

ist unerläßlich

um den Farbanstrich oder den aufgespritzten Metallüberzug auf

Eisenkonstruktionen

jeglicher Art, insbesondere bei Brücken, Gittermasten, Gasometern und dgl. dauerhaft und unverwüstlich zu machen, oder wenn das

Beton-Spritzverfahren

eine innige Verbindung zwischen dem Grundkörper und der aufgetragenen Betonschicht gewährleisten soll

Wir liefern auf Grund langjähriger Erfahrungen

Sandstrahlgebläse-Anlagen

nebst den zum Betrieb erforderlichen Luftkompressoren in ortsfester und fahrbarer Ausführung

Badische Maschinenfabrik Durlach

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

733. Sind Blockeinlagen in Gußbeton vorteilhaft? Von Dr.-Ing. Kammüller, Karlsruhe. Bauingenieur 1926, Heft 30, S. 588—591 m. 2 Abb. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß der Beton, der beim gleichen Zementzuschlagverhältnis einen Teil des Zuschlages als grobe Blöcke enthält, fester wird, weil er bei der gleichen Fließbarkeit weniger Wasser beansprucht. Außerdem wird ein solcher Beton bei entsprechender Baustelleneinrichtung billiger. Bei den unvermeidlichen Arbeitsfugen bilden die Blöcke eine sehr günstige und auch notwendige Verzahnung, um so mehr, als die Arbeitsfugen mit der Richtung der größten Scherspannung meist nahe zusammenfallen.

734. Bestimmung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton. Von Ing. J. Bolomey. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 3, S. 55—59 m. 6 Abb. u. Tab. Schluß v. S. 44. Berechnung des Anmachwassers. Flüssigkeitsgrad und Plastizität. Granulometrische Zusammensetzung bei maximalem spezifischem Gewicht und deren Bestimmung. Einfluß des Kiesdurchmessers.

735. Untersuchungen über das Schwinden und Quellen von Zementmörtel bei Verwendung von Zementen verschiedener Mahlung und verschiedener Herkunft. Mittlg. a. d. Materialprüf.-Anst. a. d. I. G. Stuttgart. Von Prof. O. Graf. Zement 1926, Nr. 27, S. 475—477, Schluß. Durch Veränderung der Mahlfeinheit entstanden im allgemeinen Zemente, die bei feinerer Mahlung zunächst deutlich stärkeres Schwinden, später nur unerhebliche Unterschiede des Schwindens und nicht bedeutende Verschiedenheit des Quellens, in mehreren Fällen geringe Abnahme des Quellens zeigten. Bei den gröber gemahlenen Zementen war der verhältnismäßige Einfluß der Mahlfeinheit auf das Schwinden und Quellen erheblich größer als bei den feiner gemahlenen Zementen. Es wird darauf hingewiesen, daß diese Feststellungen zunächst nur für die verwendeten Zemente gelten.

736. Die Gewinnung der Magnesia aus Dolomit. Von Dr. phil. L. Kiepenheuer. Zement 1926, Nr. 27, S. 471—474 m. 10 Abb. Die Gewinnung der künstlichen Magnesia aus Dolomit, wie sie in der Betriebsabteilung Gruiten der Rheinisch-Westfälischen Kalkwerke A.-G. mit Erfolg zur Durchführung gelangt, wird ausführlich beschrieben.

737. Von der Holzkonservierung. Von R. Sodemann, Hamburg. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 3, S. 59—62 m. 3 Abb. u. 1 Tab. Die Volltränkung im Kesseldruckverfahren. Tränkung mit Steinkohlenteeröl nach System Rüping. Die verschiedenen Imprägniermittel, im besonderen das Wolmansalz Triolith, eine Zusammensetzung von Fluor-, Phenol- und Chromsalzen. Die Wirtschaftlichkeit einiger nach dem Kesseldruckverfahren imprägnierten Schwellen.

737 a. Untersuchungen über die Eignung von Kies-Sand-Gemengen zu Beton und Eisenbeton. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 5, S. 85—87 m. 5 Abb. Bericht über die Ergebnisse mit 5 in Zürich und Bern handelsüblichen Kies-Sand-Gemengen durchgeführter Untersuchungen: Auffallend niedrige Festigkeiten infolge Vorhandenseins von feinsten Sandkörnern von weniger ½ mm. Die Güte eines Betons verbessert sich durch die Verwendung hochwertigen Zementes bei weitem nicht im Verhältnis der Normenfestigkeiten der Zemente. Mit der Menge des Anmachwassers sinkt die Druckfestigkeit des Betons ganz bedeutend und kann für ein gießfähiges Gemenge bis auf nur noch ein Drittel der Druckfestigkeit eines plastischen Betons sinken.

737 b. Die Einwirkung der Temperatur im Hochofen auf die Eigenschaften des Roheisens. Von Dr.-Ing. A. Wagner, Duisburg. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 30, S. 1005—1012 m. 1 Tafel. Mittlg. a. d. Hochofenausschuß d. V. dtsch. Eisenhüttenleute. Die verschiedenen Eigenschaften von Roheisensorten gleicher Zusammensetzung und die bisherigen Deutungen ihrer Ursache. Chemische, physikalische und metallographische Untersuchungen zweier Versuchsreihen, die bei verschiedenen Windtemperaturen erblasen wird. Auswertung der Ergebnisse. Der Unterschied zwischen Koks- und Holzkohlenroheisen. Der Einfluß der Schlackenmenge und der Schlackenzusammensetzung auf die Wärmeentwicklung beim Hochofenbetrieb.

Baumaschinen und Förderanlagen.

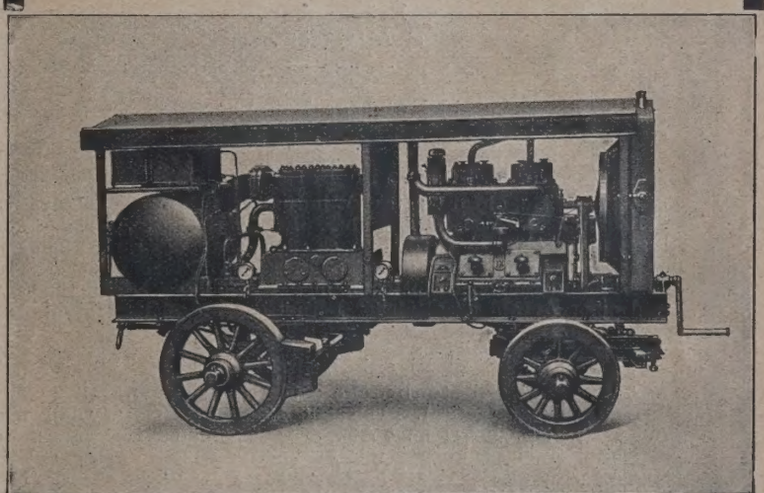
— — — —

Preßluft-
Pflasterramme „Gaschütz"
D. R. P. a.
zum Rammen von Groß-, Klein- und Mosaik-Pflaster, sowie Einstampfen von Fülmassen

4.5fache Leistung eines Handrammers, dabei viel besseres und festeres Pflaster
*

Spielend leichte Handhabung.
Geringster Luftverbrauch.
Regulierbare Schlagstärke.
*

Fahrbare und ortsfeste
Preßluft-Anlagen
für die Bau- und Stein-Industrie



Preßluft-Werkzeuge
für die Bau- und Stein-Industrie, besonders:
Bohrhämmer für die härtesten Gesteine
Stampfer für Beton und Asphalt
Abbau- und Aufbruchhämmer

G. A. SCHÜTZ
MASCHINENFABRIK u. EISENGIESSEREI
WURZEN IN SACHSEN

Statik und Festigkeitslehre.

738. Die Grundlagen der Querschnittsbemessung kreuzweise bewehrter Platten. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau. Bauingenieur 1926, Heft 30, S. 577—582; Heft 31, S. 600 m. 605 Abb. Es wird vom Verfasser untersucht, ob Eisenbetonplatten als homogene Gebilde behandelt werden dürfen und im Anschluß daran die Berücksichtigung der Drillungsmomente bei der Berechnung kreuzweise bewehrter Platten im Hinblick auf die neuen deutschen Bestimmungen erörtert.

739. Druck- und Zugversuche an Beton mit Mikrokomparator. Von Professor Dr. K. Eisenmann, Braunschweig. Beton u. Eisen 1926, Heft 14, S. 256—261 m. 9 Abb. Die Dehnungen wachsen bis zum Bruch geradlinig mit den Spannungen. Die Dehnungs-Spannungskurven sind am Nullpunkt gekrümmt; bei oftmals durchgeführter Wiederholung der Maßreihen gilt jedoch das Hookesche Gesetz. Das Verhalten des Betons in der Nähe des Nullpunktes der Dehnungs-Spannungskurven entspricht einem labilen Zustande. Die Elastizitätskoeffizienten für Druck und Zug sind bei normaler Belastung einander gleich, und für die Betonmischung 1 : 4 E = 240000—270000 kg/cm². Bei überbeanspruchtem Beton werden die Elastizitätskoeffizienten für Druck verkleinert und für Zug vergrößert; es besteht eine „Beständigkeitsgrenze".

740. Die Frage der Grundwerte bei der Erddruckberechnung. Von Dr.-Ing. A. Streck, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 29, S. 431—432. Es werden natürlicher Böschungswinkel, Standwinkel und Reibungswinkel an Hand durchgeführter Versuche von Franzius und Terzaghi unterschieden und die Ermittlung des Reibungswinkels im Zusammenhang mit der Bestimmung der Bewegungsvorgänge im Erdkörper als Funktion der Versuchseinrichtung hervorgehoben.

740 a. Über die Elastizität der Baustoffe. Die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur. Von Prof. O. Graf. Bautechnik 1926, Heft 33, S. 478—481, 1. Tl. m. 7 Abb. Bei der Erörterung der derzeitigen Erkenntnisse über die Elastizität der wichtigsten Baustoffe berichtet Verfasser von in neuerer Zeit an Natursteinen und Beton gemachten Beobachtungen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

741. Beschleunigte Wiederherstellung zerstörter Steinbrücken. Von M. Descubes. Le Ciment 1926, Nr. 6, S. 198 bis 207 m. 14 Abb. Es werden verschiedene Methoden zur Aufhängung des Lehrbogens mittels Kabelseilen zwecks Verkürzung der Bauzeit und Verminderung der Kosten infolge Wegfall des Lehrgerüstes an Hand einer Anzahl ausgeführter Beispiele aus dem Kriegsjahre 1914 beschrieben.

d) Eisenbetonbrücken.

742. Eisenbetonbrücke über den Saf-Saf bei Philippeville (Algerien). Von Ing. F. Willm. Génie Civil 1926, Bd. 89, Nr. 2, S. 39—41 m. 7 Abb. Die Eisenbetonbrücke setzt sich aus sieben Zweigelenkbogen mit Zugband von je 23 m Spannweite zusammen, deren Bögen als Fachwerkträger ausgebildet sind. Konstruktionseinzelheiten und die Ausführung werden beschrieben.

743. Wiederherstellung der Marne-Brücke bei Luzancy. Von Ing. M. Wahl. Annales des Ponts et Chaussées 1926, Nr. 2, partie techn. S. 215—232 m. 8 Abb. Die 55 m weit gespannte Eisenbetonhängebrücke, ihre Konstruktionseinzelheiten, besonders die „Eisenbetonkabel" werden ausführlich wiedergegeben.

e) Eiserne Brücken.

744. Die neue zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Von Dr.-Ing. e. h. F. Brunner, Duisburg. V. D. I. 1926, Nr. 30, S. 993—998 m. 18 Abb. Formenentwicklung der deutschen Großbrücken in den letzten Jahrzehnten, insbesondere am Rhein. Bauform und statische Berechnung der neuen, eben im Bau befindlichen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld. Die bisherigen Entwürfe sowie der zu verwendende Baustahl St. 48. Konstruktive Ausbildung, Art des Bauvorganges, Bauzeiten.

745. Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. Von Dr.-Ing. e. h. Schaper. Bautechnik 1926, Heft 32, S. 461—464 m. 6 Abb. 1. Teil. Einige Entwürfe, im besonderen die eisernen Überbauten werden ausführlich beschrieben.

A.P.D

Goudronit-Kalt-Asphalt

Flüssiges Bitumen (teerfrei) für Straßen- und Wegebau

Einfachstes und wirksamstes Mittel zur Erhaltung und Neuherstellung von Straßen

Verlangen Sie bitte Druckschriften Anwendungs-Vorschrift und Angebot

A. Prée G.m.b.H., Dresden-N.6

Ruf 25721 Draht: Preolit

745 a. Montage einer Eisenbahnbrücke über den Rhein-Herne-Kanal durch Überschieben. Von Dr.-Ing. Kamer, Dortmund. Bautechnik 1926, Heft 33, S. 475—477 m. 6 Abb. Der Montagevorgang der 60 m weit gespannten Fachwerkbrücke mit einem Gewicht von 175 t, die am Kanalufer senkrecht zur Kanalrichtung aufgestellt und in der Richtung der Brückenlängsachse über den Kanal hinweg in ihre endgültige Lage eingeschoben worden ist, wird ausführlich beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

745 b. Strompfeiler-Abbruch bei der Berliner Stadtbahn. Von Reichsbahnrat Kuhnke, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 30, S. 353—355 m. 5 Abb. Im Zusammenhange mit der Erneuerung der eisernen Bahnbrücken infolge der heute verkehrenden schweren Eisenbahnlasten mußten auch die alten Pfeiler, die zur Übertragung der bedeutend größeren Kräfte auf den Baugrund nicht mehr ausreichten, ersetzt werden. Die angewandte Ausführungsart beim Abbruch der Pfeiler wird näher beschrieben.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

746. Hydromechanische Energie-Umwandlung. Von Regs.- u. Baurat Dr.-Ing. R. Winkel, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 31, S. 454—455 m. 4 Abb. Nicht Energievernichter, sondern -umwandler muß es eigentlich heißen. Umwandlung kinetischer Energie in potentielle. Das Bernailli-Theorem. Die Wasserwalze als eigentliche Trägerin der Energievernichtung in dem Sinne, daß die neuerzeugten Energieformen für die eigentliche Wasserströmung verloren geht. Der Wassersprung, Einbauten und gegeneinander geschickte Wasserströmungen als Mittel zur Energieumsetzung.

747. Der kreisrunde Überfall und seine Abarten. Von Prof. Dr.-Ing. A. Staus, Eßlingen, u. Prof. K. v. Sanden, Karlsruhe. Gas- u. Wasserfach 1926, Nr. 27, S. 566—570; Nr. 28, S. 590 bis 593; Nr. 29, S. 613—616; Nr. 30, S. 636—638 m. 16 Abb. Es wird die genaue Theorie des kreisrunden Überfalles dargelegt, die sich auf elliptischen Integralen aufbaut. Dadurch, daß die Schlußergebnisse zu Zahlentafeln und Kurven verarbeitet sind, ist deren Verwendung sehr einfach. Die Theorie ist ferner erweitert auf den halbkreisförmigen Überfall sowie auf sogenannte konkave und konvexe Kreisüberfälle.

748. Mitteilungen über einen Vergleich zwischen Modellversuch und Beobachtung in der Natur. Von H. E. Gruner. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 5, S. 87—88 m. 3 Abb. Die Beobachtungen an einer durch Modellversuch ermittelten Ausbildung der Wehrschwelle des im November 1925 in Betrieb genommenen Wehres des Kraftwerkes Chancy-Pougny haben eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Modellversuchen und der Ausführung gezeigt.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

749. Schiffahrtsstraße Basel—Straßburg. Von Ministerialdirektor Dr.-Ing. Ottmann, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 29, S. 432—434. Die für die 127 km lange Stromstrecke in Betracht kommenden Ausbaumöglichkeiten, Regulierung, Kanalisierung und Herstellung eines Seitenkanals, letztere unter Berücksichtigung der Artikel 355 und 358—360 des Versailler Vertrages, werden erörtert.

750. Straßburg—Basel. Das schiffbautechnische Problem. Von Julius Ott, Basel. Werft-Reederei-Hafen 1926, Heft 14, S. 329—336 m. 21 Abb. Fahrwasserverhältnisse. Dampfer- und Kahnmaterial. Fahrergebnisse. Regulierung des Strombettes Straßburg—Basel.

751. Der Einfluß der Niederwasserregulierung der Rheinstrecke Basel—Straßburg auf die Schleppleistungen. Von Dr.-Ing. A. Strickler, Bern. Die Rheinquellen 1926, Nr. 6, S. 127—132 m. 8 Abb. An Hand des Erfahrungsmaterials der letzten Jahre im Schiffahrtsbetrieb Mannheim—Straßburg und Straßburg—Basel wird der Einfluß der Niederwasserregulierung auf die Schleppleistungen klargestellt. Danach werden der Schleppkraftaufwand auf der Rheinstrecke Straßburg—Basel nach durchgeführter Regulierung dieser Strecke um etwa 42 % und die Schleppkosten um mindestens ebensoviel gegenüber den heutigen sinken.

752. Die Projektierungsarbeit zum Ausbau der Oberrheinstrecke Basel—Bodensee. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 1, S. 12—17 m. 36 Abb. Das Kraftwerk Ryburg-Schwörstadt mit 11,8 m Nutzgefälle bei normalem Nieder- 10,7 m bei Mittel- und 8,5 bei normalem Hochwasser; es entsprechen die Leistungen 40000, 118000 und 80000 PS. Das Kraftwerk Dogern mit Gefälle zwischen 6,7 und 11,4 m und rd. 80000 PS. Der Neuausbau der Staustufe Rheinfelden.

Professor Hauenschild und Staubverhütung bei Zementfußboden.

Nur die empfindsamen Kalkanteile des Zements sind die Ursachen des vorzeitigen Verschleißes und der Staubentwicklung bei **Zementfußböden.** Durch **„Lithurin"** (Hauenschild-Fluat) von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, kann man in einfacher Weise die Lebensdauer neuer und alter Zementfußböden verlängern, und die lästige Staubentwicklung vermeiden. Neue und gebrauchte Fußböden können mit **Lithurin** imprägniert werden durch einfaches Benetzen der Fläche mit der wässrigen Lithurin-Lösung. Ein wirklich verblüffendes billiges Verfahren, das sich seit 40 Jahren in der Praxis bestens bewährt hat.

Lithurin bedeutet keine Ausgabe, sondern eine beträchtliche Ersparnis, weil nämlich nicht nur die Lebensdauer der Zementfußböden verlängert wird, sondern auch die Unterhaltungskosten sich reduzieren. Ein einfaches und anerkanntes Härtungsverfahren.

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m.b.H.

Maschinenfabrik
Leipzig
86/1
Dittrichring 15
Fernspr. 12881 / 24898
28621

Der
Beton-u. Mörtelmischer „Original ABG"
mehrfach patentiert, ist das Produkt
Deutscher Werkstattechnik
gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen
Amerikanischen Arbeitsmethoden
kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir den
idealen
Kleinmischer „Neoroll"

„Original ABG"

753. Der Ausbau der Donau als Großschiffahrtsstraße durch die Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft. Von Oberregierungsrat Hesselberger, München. Werft-Reederei-Hafen 1926, Heft 14, S. 347—348 m. 6 Abb. Kanalisierung der Donau oberhalb Regensburg, Niederwasserregulierung unterhalb Regensburg. Das Kachlet-Stauwerk und seine Schleusenanlagen.

754. Die neuen Hafenanlagen Basels. Von Ing. O. Boschardt, Basel. Werft-Reederei-Hafen 1926, Heft 14, S. 336—341 m. 14 Abb. Beschreibung des Hafens und des Hafenbetriebes, der Ausführung der Kaimauern und Uferböschungen, der Gleisanlagen, Zufahrtsstraßen und der Speicheranlagen.

755. Die Staustufe Viereth der Großschiffahrtsstraße Rhein—Main—Donau. Von Regs.-Baurat E. Salisko, Regensburg. Bautechnik 1926, Heft 32, S. 464—467, Heft 33, S. 481—482 m. 11 Abb. Beschreibung der für die Gründung der Kunstbauten günstigen Untergrundverhältnisse, der Wehranlage einschließlich der hier zum erstenmal in Betrieb genommenen Walzenkonstruktion mit dem an der Wehrschwelle federnd aufsitzenden Walzenschnabel, der Schleppzugschleuse von 300 m Länge und 12 m Breite und des Krafthauses mit schnellaufenden Propellerturbinen mit kranzlosem Laufrad und stehender Welle.

756. Die Wasserstraßen in Holland. Von Dr. L. R. Wentholt. Rheinquellen 1926, Nr. 6, S. 132—136 m. 1 Abb. Kurze übersichtliche Behandlung der Wasserstraßen, im besonderen der Zugänge vom Meere nach den beiden größten Seehäfen Rotterdam und Amsterdam sowie der Wasserstraßen für die Binnenschiffahrt.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerung usw.

757. Die Wasserwirtschaft Siziliens und seine Wasserkräfte. Teilbericht über eine im Auftrage von Prof. Ludin ausgeführte Studienreise im März 1925. Bautechnik 1926, Heft 30, S. 440—442; Heft 32, S. 467—471 m. 31 Abb. Nach einem kurzen allgemeinen Überblick der außerordentlich ungünstigen Wasserwirtschaftsverhältnisse werden ausgeführte Kraftanlagen als Teile eines großen Wasserwirtschaftsplanes beschrieben.

758. Wasserkraftanlage und Talsperre Eguzon und die Elektrisierung der Orleans-Bahn. Von Ch. Dantin. Génie Civil 1926, Bd. 89, Nr. 1, S. 1—10 m. 20 Abb. u. 1 Tafel. Der Energiewirtschaftsplan, die Sperrmauer, die Bauausführung und die Baustelleneinrichtungen, das Krafthaus, die Francisturbinen, die Transformator-Anlagen werden ausführlich beschrieben.

759. Die Turbinen des Kraftwerkes Spullersee. Von Dr.-Ing. R. Löwy. Wasserkraft 1926, Nr. 14, S. 168—171, Nr. 15, S. 179—183, m. 12 Abb. Nach kurzer Beschreibung der gesamten Kraftanlage werden die eindüsigen Freistrahlturbinen mit 8000 PS bei 750 m Minimalgefälle hinsichtlich ihrer konstruktiven Ausgestaltung behandelt.

759 a. Zur wirtschaftlichsten Bemessung eiserner Druckrohrleitungen für Wasserkraftanlagen. Von Dr.-Ing. R. Tillmann, Wien. Wasserkraft 1926, Nr. 15, S. 175—179, 1. Tl. m. 1 Abb. Mit Rücksicht auf den hohen Eisenpreis wird man versuchen, mit einer einzigen, abwärts verjüngten Rohrleitung auszukommen, die so zu bemessen ist, daß die Kosten infolge Kapitalsdienstes und der Geldwert der durch Reibung verlorenen Energie zusammen einen Kleinstwert ergeben. Es wird die zweckmäßigste Lösung dieser Aufgabe behandelt und zur raschen Auswertung nomographische Tafeln beigefügt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

760. Die Gestaltung der Kraftwagenstraßen. Kritische Betrachtungen zu dem letzten Autorennen in Berlin. Von Dr.-Ing. R. Schenck, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 30, S. 473 bis 477 m. 7 Abb. u. 4 Tab. Die Mängel der Avusbahn bei Berlin. Leitende Gesichtspunkte und Formeln für die Linienführung im vertikalen und horizontalen Sinne. Längsgefälle, Ausrundung der konvexen und konkaven Knicke im Längsschnitt, zulässige Bogenhalbmesser und Übergangsbogen im Grundriß. Ferner Querschnittsgestaltung. Fahrbreite, Verbreiterung in Krümmungen, Querneigung, Seitenwege, Entwässerung, Baumpflanzungen.

761. Finanzielle Bedingungen für den Ausbau der Betonstraßen im Rahmen des Gesamtnetzes. Von Regs.-Baumeister a. D. K. Müller. Die Betonstraße 1926, Nr. 6, S. 22—24; Nr. 7 u. Nr. 8, S. 30—32. Schluß. An Hand statistischen Materials wird der kilometrische Jahresaufwand der Schotterstraßen als Funktion der Verkehrsdichte dargestellt. Ermittelung des Soll-Mehraufwandes. Richtlinien für die Beschränkung des Soll-Unterhaltungsaufwandes.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

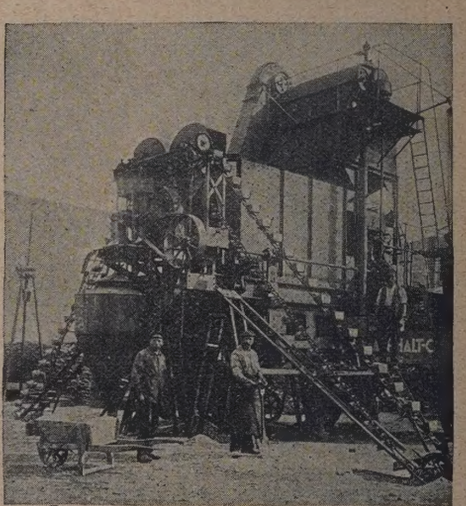
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Straßenbau.

762. Die Instandsetzung der Staatsstraßen in Bayern, Baden und Sachsen nach den amtlichen Berichten. Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Bautechnik 1926, Heft 31, S. 449—452 m. 4 Abb. An Hand der drei Berichte hebt Verfasser besonders die Wirtschaftlichkeit der Straßeninstandsetzung heraus. Die Abstufung der Art der Straßenbefestigung nach der Verkehrsgröße. Zahlenmäßige Angaben über den wirtschaftlichen Gewinn aus der Verbesserung der Verkehrswege.

763. Der Kleinstabstand der Kraftwagen bei Wahrnehmung des Haltezeichens. Von Professor Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrstechnik 1926, Heft 29, S. 457—459 m. 1 Abb. Der Kleinstabstand der Kraftwagen bei Wahrnehmung des Haltezeichens wird durch Zeichnung ermittelt, aus der sodann eine einfache allgemeine Gleichung abgeleitet wird, nach der, für deutsche Verhältnisse berechnet, die Kleinstabstände in mehreren Tabellen zusammengestellt sind.

764. Betonstraßenbau in Frankreich. Von M. J. Berenguier, Ingenieur. Le Ciment vom April 1926, S. 128—130. Kurzer Rückblick auf den Bau leichter Betonstraßen in Frankreich seit 30 Jahren, Verfahren beim Bau neuzeitlicher Beton- und Eisenbetonstraßen, Mischungen, Besonderheiten, Vor- und Nachteile, Begründung ausgedehnterer Anwendung in Frankreich.

765. Straßenunterhaltungskosten im Staate New York. Von David Noonan, Eng. News-Rec. v. 17. Juni 1926, S. 979. Unterhaltungskosten für 1925 von 40 Straßenbauarten und für 1916 bis 1925 mit dem 10jährigen Durchschnitt von 8 Straßenbauarten. Gesamtdurchschnitt für 10 Jahre 420 Dollar/km, Durchschnitt für die drei Hauptbauarten (zusammen 85 % der Straßenlänge) 630 Dollar/km für Asphaltschotter (Tränkverfahren), 620 Dollar/km für Schotterstraßen mit Wasserbindung, 255 Dollar/km für Betonstraßen.

766. Erhöhung der Leistungsfähigkeit städtischer Straßen. Von John A. Miller, Ing. in New York. Proceedings of the Amer. Society of Civil-Engineers vom Mai 1926, S. 827—835 mit 3 Zeichn. und 4 Zahlentafeln. Neben dem Verbot des Aufstellens von Wagen wird die Leistungsfähigkeit stark belasteter städtischer Straßen erhöht durch die Einrichtung von Großkraftwagenverbindungen zwischen Wohn- und Geschäftsvierteln an Stelle von Einzelwagen und Kraftdroschken, die für die gleiche beförderte Personenzahl wesentlich mehr Straßenfläche brauchen. Erfolgreiche Beispiele in Washington und Chicago.

766 a. Probleme beim neuzeitlichen Straßenbau. Von Ministerialrat Dr.-Ing. A. Speck, Dresden. Bautechnik 1926, Heft 33, S. 477—478. Verfasser geht auf die Arbeiten von Landesoberbaurat Omentell, Düsseldorf, und Dr. Stellwaag, Düsseldorf, von letzterem, „Der Wiederaufbau der deutschen Landstraßen und seine Finanzierung" ein und begründet nachdrücklichst die Notwendigkeit sofortiger Instandsetzung der Straßen.

Eisenbahnbau- und betrieb.

767. Leistung, Betriebsstoff- und Zeitverbrauch im Güterzugverkehr. Übersicht über die Verfahren ihrer Ermittlung. Von Reichsbahnrat W. Richard, Rotenburg, Hann. Verkehrstechnik 1926, Heft 29, S. 459—463. Es wird eine Übersicht über die Entwicklung und den heutigen Stand der Leistungsermittlungen im Eisenbahnbetriebe gegeben; in großen Zügen werden die Grundgedanken der einzelnen Verfahren umrissen.

768. Großbetrieb im Eisenbahn-Güterverkehr. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Kümmell, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 30, S. 1011—1014 m. 4 Abb. Durch Zusammenlegen der Verschiebebahnhöfe und daran anschließender Ortsgüterbahnhöfe größten Ausmaßes kann der Güterumlauf wesentlich beschleunigt werden, ohne daß hohe Kosten entstehen. Die Eisenbahn wird dann vor allem den Zug und weniger den einzelnen Wagen behandeln. Die Zusatzbeförderung vom Verschiebebahnhof zum Empfänger übernimmt der Lastkraftwagen und in gewisser Ergänzung die Straßenbahn. Die aufzuwendenden Baukosten werden durch ersparte Kapitalkosten und billigeren Betrieb voraussichtlich schnell abgeschrieben.

769. Der Einfluß der Weichenentwicklung auf die Leistungsfähigkeit der Ablaufanlagen auf den Verschiebebahnhöfen. Von Regsbmstr. a. D. Dr.-Ing. Johannes Schulz, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 26, S. 307—313 m. 5 Abb. Grundsätze für die Ausbildung der Weichenentwicklung. Einfluß der Laufweiten und der Gleiszahl auf die Wagenfolge bei gradliniger Weichenstraße. Einfluß der Gleitzahl auf die Wagenfolge bei konstanter Berghöhe. Einfluß der geradlinigen Mittelung auf der Widerstandlinie, Einfluß der verschiedenen Weichenstraßen. Durchbildung einer Musterentwicklung. Vergleich zwischen Weichenstraße, Weichenbüschel, Vogelschen Weichenstraßen und Bäselerschen Weichenreihen.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Natursphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

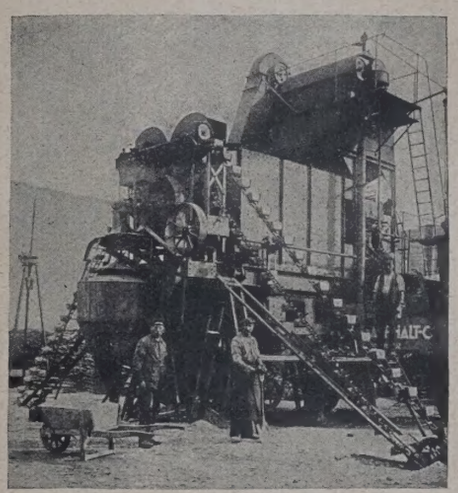
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Natursphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

770. Grundzahlen der Verschiebestatistik und ihre Abhängigkeit voneinander. Von Dr.-Ing. Remy, Königsberg Pr. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. V. 1926, Nr. 26, S. 685—693, Nr. 27. S. 722—730 m. 5 Abb. u. 14 Tab. Die abstrakten Grundzahlen der Verschiebestatistik und ihr Verhältnis zueinander. Die Kosten eines ausgehenden Wagens in ihrer Abhängigkeit von der Betriebslage und die Kosten des ausgehenden Wagens im reinen Verschiebebetrieb. Anwendung der täglichen Erfolgsberechnung auf Personen- und Güterbahnhöfe. Selbstkostenberechnung.

771. Zur Unterwegsordnung der Durchgangsgüterzüge. Von Professor Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrst. Woche 1926, Heft 25, S. 305—307 m. 3 Abb. Es wird die Lösung der Aufgabe behandelt, in einen neugebildetem Güterzug mit nacheinander geordneten Wagengruppen für die Knotenpunkte und größeren Bahnhöfe auf einem nachfolgenden Bahnhof weitere Wagengruppen für anschließende Zwischenbahnhöfe einzustellen.

772. Ankündigung von „Vorsichtswagen" auf Rangierbahnhöfen ohne Zettelverfahren. Von Reichsbahnoberrat Reichert, Frankfurt a. M. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. V. 1926, Nr. 29, S. 778—781 m. 3 Abb. Es wird zunächst das besonders für ältere Anlagen unzulängliche Zettelverfahren behandelt und anschließend die beim Eisenbahn-Betriebsamt 1 Frankfurt a. M. zunächst versuchsweise eingeführte Einrichtung zur besseren Ankündigung der Vorsichtswagen beschrieben.

773. Die elektrische Zugförderung in Schweden. Von Dr. Saller, Regensburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 30, S. 482—483. Über die Ausdehnung der elektrischen Zugförderung in Schweden und die gemachten Betriebserfahrungen, sowie insbesondere die Elektrisierung der Strecke Stockholm—Göteburg wird berichtet.

773 a. Querverschiebung geschweißter Gleiskurven. Von Regsbmstr. Wattmann. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 14, S. 306—308. Es wird untersucht, ob und wieweit in den Kurven geschweißter Gleise durch Querverschiebung eine Betriebsgefährdung eintreten kann, im besonderen wird die Querverschiebung einer durchgehend geschweißten Gleiskurve unter der Einwirkung einer Temperaturänderung unter der Voraussetzung berechnet, daß Anfangs- und Endpunkt der Kurve festliegen. Es ergibt sich die Notwendigkeit besonders steif durchgeführter Querverbindung zur Verhinderung der Schienenwanderung.

773 b. Befestigung der hölzernen Querschwellen auf eisernen Bahnbrücken. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 14, S. 295—302 m. 12 Abb. Verfasser geht auf die jetzigen Bestrebungen ein, zur Vermeidung der Wanderbewegung eine möglichst steife Verbindung zwischen Schiene, Unterlagsplatte und Schwelle zu erzielen. Auf Grund der günstigen Ergebnisse im Bereich der Reichsbahndirektion Breslau durchgeführter Versuche steht zu erwarten, daß die Reichsbahn zur Schweißung von Schienenstößen auf eisernen Brücken übergehen wird. Die Sicherung des Gleises in der Querrichtung in Krümmungen durch Leitschienen und Streichbalken, die bisher üblichen Schwellenbefestigungsarten sowie verschiedene Verbesserungsversuche werden behandelt.

773 c. Reichsoberbau und Schienenstoff. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. Diehl, Karlsruhe. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 14, S. 302—304. Die Mindestfestigkeit der Schienen von 60 kg/mm² sowohl in Martin- wie Bessemer und Thomasqualität genügt für Raddrücke bis zu 7,5 oder 8 t; höhere Raddrücke, insbesondere zusammen mit kleinen Raddurchmessern, verlangen unbedingt auch Schienen höherer Festigkeit als bisher. Es werden die an den den jetzigen hohen Raddrücken besser widerstehenden Schienenstoff zu stellenden Anforderungen hinsichtlich der Quetschgrenze bzw. der Bruchfestigkeit zusammengefaßt.

773 d. Auslegung des § 11 (1) der Allgemeinen Bedingungen für Privatgleisanschlüsse (P.A.B.) vom 1. 7. 22. Von Reichsbahnrat Steinert, Berlin. Ztg. d. V. dtsch. E. B. 1926, Nr. 30, S. 801—803. Verfasser untersucht die Frage, welchen Anteil an den Unterhaltungskosten die Reichsbahn und welchen der Anschließer zu tragen hat, und macht folgenden Vorschlag: Bei Berechnung der Vergütung werden die in einfachen Weichen und Doppelweichen verlaufenden Gleise in jedem Gleisweg auf die ganze Länge der Weichen zwischen dem Stoß vor der Zungenspitze und dem äußeren Herzstückstoße, die in Kreuzungen und Kreuzungsweichen verlaufenden Gleise in jedem Gleiswege auf die ganze Länge der Kreuzungen und Kreuzungsweichen zwischen den beiden äußeren Herzstückstößen durchgerechnet und doppelt angerechnet.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

774. Malzsilo in Eisenbeton. Von Ing. W. Wolf, Mannheim. Beton u. Eisen 1926, Heft 14, S. 253—254 m. 7 Abb. Verwendung trägerloser Deckenausbildung der Siloböden als kreuzweise bewehrte an ihren vier Wänden festeingeklemmte Platten.

Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

HOCHTIEF
Aktien-Gesellschaft
für Hoch- und Tiefbauten
vormals Gebrüder Helfmann

Essen-Ruhr
Viktoriahaus, Pferdemarkt 2-4
Fernsprecher: Nr. 9970-9973

Frankfurt am Main, München, Berlin, Köln
Hannover, Karlsruhe, Höchst a. M., Hamburg

HOCHTIEF
VORM·GEBR·HELFMANN·

Sämtliche Ausführungen im
Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau

775. Der neue Eisenbeton-Dachstuhl der Cathedrale von Reims. Von Deneux. La Technique des travaux 1926, Nr. 7, S. 323—333 m. 29 Abb. Die Ausführung des Dachstuhles erfolgte außer den Hauptbindern aus einzelnen, zusammensetzbaren, leicht tragbaren Eisenbetonrippen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

776. Stahlhäuser. Von Magistratsbaurat Cajar, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 30, S. 582—588 m. 8 Abb. Verfasser bespricht die von England ausgehenden Bestrebungen, Typen von Kleinhäusern zu schaffen, die in wirtschaftlicher, gesundheitlicher und ästhetischer Beziehung allen, vom neuzeitlichen Siedlungsbauwesen gestellten Ansprüchen genügen. Dabei werden vier deutlich unterscheidbare Gruppen unterschieden: 1. Das Eisen wird in Form von Pfosten, Riegeln und Trägern nur zum Gerippe des Hauses verwendet, 2. das Eisen wird in Form von Blechen nur zur Verkleidung der Wände und Dächer verwendet, 3. Eisengerüst wie bei 1. und Verkleidung nach 2. 4. das Eisen dient gleichzeitig als tragende und ausfüllende Wand- und Dachkonstruktion.

777. Das Haus der Technik in Frankfurt a. M. Industriebau 1926, Heft 7, S. 83—92 m. 15 Abb. Verschiedene Einzelheiten der Eisenkonstruktionen der dreischiffigen Ausstellungshalle in Frankfurt a. M. sind in zahlreichen Abbildungen wiedergegeben.

778. Beschädigung von Ölbehältern durch galvanische Ströme. Von Marineoberbaurat Tiburtius. Zentralbl. d. Bauverw. 1926, Nr. 29, S. 349—351 m. 4 Abb. Durch die Berührung des Koks der Unterbettung mit den Bodenblechen bei Anwesenheit von Wasser sind galvanische Ströme entstanden, die unter Mitwirkung von Luftsauerstoff die vorgefundenen Korrosionen verursacht haben. Die Luft wurde bei wechselndem Heben und Senken des Wasserstandes immer von neuem unter den Tankboden gesogen.

Holzbau.

779. Hölzerne Vollwandbinder für die Schauhalle der Deutschen Landwirtschaftsgesellschaft in Berlin-Lankwitz. Von Regbmstr. H. Grabig, Niesky, O.-L. Bauingenieur 1926, Heft 12, S. 531—534 m. 8 Abb. Die Berechnungsgrundlagen. Die freitragenden Dreigelenk-Vollwandbinder in Holzkonstruktion von Spannweiten bis zu 28,0 m. Einzelheiten der Binderkonstruktion. Die Montage.

779 a. Die große Ausstellungs- und Festhalle der Stadt Ludwigshafen a. Rh. Von Prof. A. Marx, Kaiserslautern. Bautechnik 1926, Heft 33, S. 473—475 m. 5 Abb. Die freitragenden Binder der dreischiffigen, in Holzbauweise „Kübler" errichteten Ausstellungshalle haben eine Stützweite von 30 m, eine Höhe von 20 m. Es werden die Konstruktion, der erfolgte Einsturz und dessen Ursachen besprochen.

780. Neuere Fortschritte im Holzrohrbau. Dipl.-Ing. v. Holten, Rosenheim. Wasserkraft 1926, Nr. 13, S. 153—156 m. 7 Abb. Verfasser macht Angaben über die Herstellung, Dichtung, Armierung, Berechnung und das Verlegen von Holzrohrleitungen.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

781. Der Bebauungsplan einer kleinen Stadt. Eine Landplanung. Von Geheimrat Professor Felix Genzmer, Berlin. Dsch. Bztg. 1926, Nr. 53, Stadt u. Siedlung Nr. 14, S. 105—112 m. 7 Abb. Nr. 15, S. 118—120. Es werden eingangs allgemein gültige Grundsätze und Richtlinien für die Aufstellung von Bebauungsplänen aneinandergereiht und in diesem Zusammenhange der vom Verfasser entworfene Bebauungsplan der Stadt Bernau b. Berlin behandelt.

782. Industrie und Planungswesen. Von Rgbmstr. a. D. G. Langen, Berlin-Grunewald. Industriebau 1926, Heft 7, S. 94—96. Verfasser weist auf die engen Zusammenhänge zwischen der industriellen Entwicklung und derjenigen einer guten Landesplanung hin.

783. Der Wettbewerb für die Ausgestaltung des Augustusplatzes in Leipzig. Von Stadtbaurat Ritter, Leipzig. Dsch. Bztg. 1926, Nr. 60, Wettberwerb Nr. 15, S. 105—112 m. 14 Abb. 1 Teil. Die Richtlinien des Wettbewerbes und die Beurteilung der preisgekrönten und angekauften Entwürfe sind wiedergegeben.

784. Die Untergrundgarage, ihre Wirtschaftlichkeit und Eingliederung in die moderne Großstadt. Von Dipl.-Ing. Conradi u. Naumann, München. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 59, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 14, S. 101—106 m. 9 Abb. Verfasser gehen auf die Zweckmäßigkeit der Errichtung von Untergrundgaragen ein und behandeln die Lösung dieser Aufgabe in städtebaulicher, verkehrstechnischer, wirtschaftlicher und ästhetischer Hinsicht.

785. Neueste automatische Pumpwerke für Wasserversorgungs-Anlagen. Von Ing. R. Müller, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 27/28, S. 287—289 m. 3 Abb. Nach Aufzählung der Nachteile automatischer Pumpwerke mit Druckschaltung werden neue automatische Pumpwerke mit Liefermengenschaltung beschrieben, die der äußersten Wirtschaftlichkeit von Wasserversorgungsanlagen Rechnung tragen.

Professor Hauenschild und die Betonabdichtung gegen Grundwasser.

Beton gegen andrängendes Wasser zu dichten (Grundwasser), ist eine schwierige Aufgabe. — Vorzügliche Ergebnisse sind durch **„Prolapin-Mörtelzusatz"** von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, erzielt worden. — Jeder Fachmann, der „Prolapin-Mörtelzusatz" gegen Grundwasser und Nässe verwendet, wird bei richtiger Arbeit zufriedengestellt sein und ständig „Prolapin" verwenden. Prolapin-Mörtelzusatz wird in das Anmachewasser des Mörtels hineingegeben und schafft eine glänzende Abdichtung selbst in schwierigsten Fällen, weil es nämlich im Wasser löslich ist und auf chemischem Wege wirkt. Die Kosten für dieses Dichtungsmittel sind außerordentlich gering, und die Verarbeitung ist sehr einfach, so daß Mißerfolge ausgeschlossen werden. Die Firma Hauenschild ist führend auf dem Gebiete des Betonschutzes.

4501

DEUTZ

Motoren für Baumaschinen jeder Art

MOTORENFABRIK DEUTZ A-G
KÖLN-DEUTZ

785a. Die Zukunft der Wasserversorgung von Berlin. Von Regierungsrat a. D. Kühne. Gas- u. Wasserfach 1926, Nr. 29, S. 607—612. Schluß v. S. 586 i. Nr. 28. Verfasser behandelt den weiteren Ausbau der Berliner Wasserversorgung über den Zustand von 1925 hinaus und kommt zu dem Schluß, daß die für die Wasserversorgung Berlins in Frage kommenden Entnahmegebiete eine ausreichende Wassermenge sicherstellen, auch wenn die künftige Entwicklung alles heute für möglich Gehaltene übersteigen sollte.

785b. Die neue Entwässerungs- und Reinigungsanlage Bauart „OMS" für die Werksabwässer des neuen Walzwerkes des Bochumer Vereins für Bergbau- und Gußstahlfabrikation Bochum. Von Dr. Weickert, Wiesbaden. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 31, S. 476—477 m. 3 Abb. Kurze Beschreibung der Klär- und Rückgewinnungsanlage.

786. Haffkrankheit und Abwässer der Stadt Königsberg. Von Professor Dr. H. Selter. Mittlg. a. d. Hygien. Inst. d. Universität Bonn. Gesundheitsing. 1926, Heft 27, S. 409—412 m. 3 Abb. Es werden die Ergebnisse langwieriger Untersuchungen mitgeteilt, wonach sich für einen Zusammenhang zwischen den Königsberger Abwässern und der Haffkrankheit keinerlei Anhaltspunkt ergeben hat.

787. Die Reinhaltung der unteren Ruhr von Mühlheim bis Duisburg. Von Dipl.-Ing. Spetzler, Ruhrverband Essen. Zentralblatt d. Bauverw. 1926, Nr. 27, S. 329—332, Nr. 28, S. 339—344 m. 23 Abb. Die Verschmutzung der Ruhr. Gründung des Ruhrverbandes. Die bisherigen großzügigen Arbeiten des Verbandes zur Reinhaltung der unteren Ruhr.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

788. Die neue Schnellstraßenbahn Düsseldorf-Duisburg. Von Generaldirektor M. Schwab, Düsseldorf. Verkehrstechnik 1926, Heft 35, S. 477—479 m. 3 Abb. Die Vorgeschichte zum Bau der Düsseldorf-Duisburger Kleinbahn, ihr Ausbau, die Linienführung, die Oberleitung als Vielfachaufhängung neuester Konstruktion der A. E. G., die Bauart der Wagen und der Betrieb werden kurz beschrieben.

789. Über die Wahl des günstigsten Triebraddurchmessers bei elektrischem Antrieb. Von Dr.-Ing. G. Huldschiner, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 27, S. 447 m. 2 Abb. Es werden einige Beziehungen für die Wahl jenes Triebraddurchmessers abgeleitet, der für einen gegebenen Motor die Erzielung der größten Zugkraft gestattet.

790. Die Umänderung der Gleisanlagen in der Bülowstraße in Berlin. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. G. Klose, Berlin-Tiergarten. Verkehrstechnik 1926, Heft 29, S. 463—464 m. 3 Abb. Nach kurzer Erörterung der Verkehrsverhältnisse und der Gleisanlagen in der Bülowstraße in Berlin wird die Umänderung der Straßenbahngleise kurz beschrieben, und zwar Lage und Ausbildung der beiden Gleiskörper und Anordnung der Haltestellen.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — — —

Bauunfälle.

791. Lehren der Verkehrsunfälle für die Entwicklung der großstädtischen Verkehrsmittel. Von Professor Dr.-Ing. Wentzel, Aachen. Verkehrstechnik 1926, Heft 27, S. 425—427. Auf Grund der Berliner Verkehrsunfälle im Jahre 1925 wird der Gefahrengrad der verschiedenen Verkehrsmittel untersucht. Es werden Wege gezeigt, wie den Verkehrsunfällen und einer ungesunden Vermehrung der Kraftfahrzeuge vorgebeugt werden kann.

792. Einheitliche Richtungsbezeichnung der Hauptverkehrsstraßen. Von Oberregierungsrat Dr.-Ing. Rappaport, Essen. Verkehrstechnik 1926, Heft 27, S. 427—430. Es wird eine einheitliche Richtungsbezeichnung der Hauptverkehrsstraßen besprochen, wie sie im rheinisch-westfälischen Industriegebiet erprobt und dort sowie an zahlreichen anderen Stellen Deutschlands in der Durchführung begriffen ist.

Arbeiterfragen. Rechtsfragen. Wirtschaftliches.

793. Was kostet Dampf- und was die Wasserkraft? Von Dipl.-Ing. F. Simmerding, München. Wasserkraft 1926, Nr. 13, S. 150—153. Beitrag zur Beurteilung der Ausbauwürdigkeit und Verwertung unserer Wasserkräfte unter Berücksichtigung der neuesten Kohle sparenden Errungenschaften der Dampftechnik, wie Höchstdruck, Kohlenstaubfeuerung usw.

Kunst im Ingenieurwesen. Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

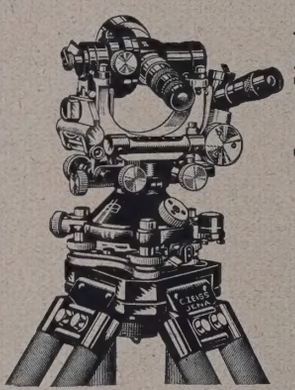
— — — — —

ZEISS

Nivellier-Instrumente und Theodolite

für alle vorkommenden Vermessungen, Bauarbeiten usw.

Sehr leichte und trotzdem stabile, leistungsfähige Instrumente



Neuer Theodolit

Nivellierlatten

Winkelprismen

★

Druckschriften und jede weitere Auskunft kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

Sandstrahl-Reinigung

ist unerläßlich

um den Farbanstrich oder den aufgespritzten Metallüberzug auf

Eisenkonstruktionen

jeglicher Art, insbesondere bei Brücken, Gittermasten, Gasometern und dgl. dauerhaft und unverwüstlich zu machen, oder wenn das

Beton-Spritzverfahren

eine innige Verbindung zwischen dem Grundkörper und der aufgetragenen Betonschicht gewährleisten soll

Wir liefern auf Grund langjähriger Erfahrungen

Sandstrahlgebläse-Anlagen

nebst den zum Betrieb erforderlichen Luftkompressoren in ortsfester und fahrbarer Ausführung

Badische Maschinenfabrik Durlach

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

794. Über Stahlqualitäten und ihre Beziehungen zu den Herstellverfahren. Von P. Goerens, Essen. V.D.I. 1926, Nr. 33, S. 1093—1099, Nr. 34, S. 1129—1136 u. Nr. 35. Erläuterung des Begriffs Qualität. Nichtmetallische Einschlüsse in Stahl, deren Nachweis und Bedeutung. Heutige Verfahren zur Herstellung von Stahl, deren Vorzüge und Mängel. Aussichten für die Vervollkommnung der Herstellverfahren. Notwendigkeit eines engen Zusammenarbeitens von Verbrauchern und Erzeugern.

795. Zur Bestimmung des Sauerstoffs im Eisen. Von P. Oberhoffer, Aachen. Mittlg. a. d. Eisenhüttenmännischen Institut der Technischen Hochschule Aachen. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 31, S. 1045—1049 mit 5 Abb. Änderungen und Verbesserungen der Arbeitsweise und der verschiedenen Apparaturen (Wasserstoff-, Heißextraktions- und Rückstandsverfahren) zur Bestimmung des Sauerstoffs zwecks Erhöhung der Genauigkeit der verschiedenen Verfahren.

796. Die Mennige als Anstrichstoff für Verkehrsfahrzeuge. Von Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Würth, Schlebusch. Verkehrst. Woche 1926, Heft 32, S. 384—385. Verfasser führt eine Reihe ausgeführter Versuche mit Mennigeanstrich auf Holz und Eisen und in diesem Zusammenhange die guten Erfahrungen an, die man auch in Amerika mit diesem Anstrich auf verschiedenen Gebieten des Ingenieur-Hochbaues gemacht hat.

797. Über die Notwendigkeit einer einheitlichen Bestimmung des Materialbedarfs für Beton und Traßbeton im Zusammenhang mit der Notwendigkeit einer wissenschaftlichen Bauforschung. Von Obering. A. Schroeter, Berlin. Beton u. Eisen 1926, Heft 16, S. 291—295 mit 4 Abb. Von der Eindeutigkeit aller das Material Beton betreffenden Grundbegriffe ausgehend betont Verfasser die Notwendigkeit über eine wissenschaftliche Bauforschung zu einem Qualitätsmaterial zu gelangen, für das auf der Baustelle volle Verantwortung übernommen werden kann und das nicht in so hohem Maße wie vielfach heute der Zufälligkeit günstiger Gesamtumstände überlassen werden darf.

Baumaschinen und Förderanlagen.

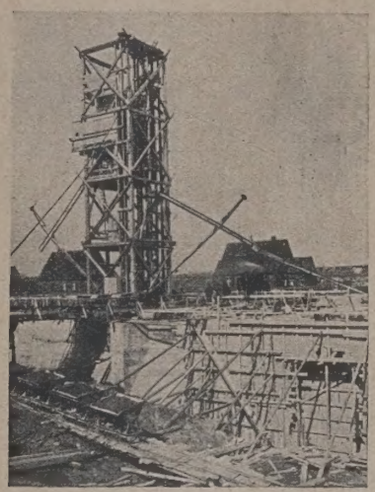
798. Neuzeitliche Schiffsbekohlungsanlage. Von Direktor J. Kahrmann, Berlin. V.D.I. 1926, Nr. 34, S. 1117—1121 mit 11 Abb. Schiffsbekohlungsanlage in Japan mit 1000 t/h Leistung. Eisenbahnwagen-Kipperanlage für Wagen mit 60 t Inhalt. Kohlenförderband von rd. 300 m Gesamtlänge. Fahrbarer Verladeturm mit schwingendem und teleskopischem Förderband. Elektrischer Antrieb mit Motoren von rd. 1000 PS Gesamtleistung.

799. Betriebssicherheit der Seilschwebebahnen für Personenbeförderung. Von Dr.-Ing.-techn. R. Hanker, Wien. Verkehrst. Woche 1926, Heft 32, S. 377—381. Es werden die einzelnen Teile der Bahn — die Fahrbahn, vom Tragseil gebildet einschließlich Unterstützungen, Verankerungen und Spannvorrichtungen, das Zugseil samt Antriebscheiben, Umlauf- und Tragrollen, die Fahrbetriebsmittel, der Antrieb mit seinen Bremseinrichtungen und die Ein- und Auskuppelstellen im Zusammenhang mit den Klemmvorrichtungen der Fahrbetriebsmittel.

800. Amerikas weitestverbreitete Mischmaschine als deutsches Erzeugnis. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Betonf u. Eisen 1926, Heft 15, S. 278—280 m. 2 Abb. u. 7 Tab. Verfasser beschreibt die Konstruktion und Wirkungsweise der Freifall-Mischmaschine System Jaeger, sowie die unter der Leitung von Professor Dr.-Ing. E. Probst im Institut für Beton und Eisenbeton an der Technischen Hochschule Karlsruhe zur Untersuchung der Leistungsfähigkeit durchgeführten Versuche und deren Ergebnisse.

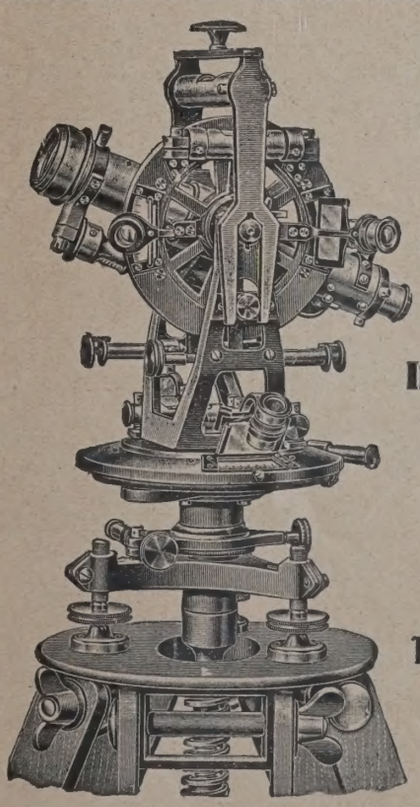
801. Haus- und Stadtrohrpost. Von Professor Dr.-Ing. H. Schwaighofer, München. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Heft 3, S. 35—39 m. 3 Abb. Zunächst wird auf einige Richtlinien betriebstechnischer und wirtschaftlicher Vervollkommnung der Stadt- und Hausrohrpost hingewiesen. In der Hauptsache werden die bei neueren Stadt- und Hausrohrposten in Frage kommenden Bauarten der Apparate, der Maschinen und des Signalwesens unter besonderer Berücksichtigung der bei den Stadtrohrpostanlagen von München und Nürnberg gewählten Systeme beschrieben.

Habermann & Guckes–Liebold A.-G.
Berlin
Braunschweig — Bremen — Dortmund
Essen — Hamburg — Holzminden — Kiel



Schleusenbau Münster I. W., Gießturmanlage

Bauausführungen jeder Art im
Hoch-, Tief-, Beton-, Eisenbeton-, Gußbetonbau
Trocken- und Naßbaggerungen
Luftdruckgründungen / Untergrundbahnen
Eisenbahnen / Schiffahrtskanäle / Talsperren
Wasserkraftanlagen / Brücken / Kanalisationen
Industriebauten / Silos D.R.P. / Wohnhausbauten



Seit
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung

Nivellier-Instrumente

Theodolite

Tachymeter

OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

Statik und Festigkeitslehre.

802. Vergleich der Stabkräfte aus vereinfachter, angenäherter Berechnung mit denen aus genauer Berechnung in einem zweifachen Fachwerk. Von Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Dipl.-Ing. Ernst Hennigs. Bautechnik 1926, Heft 36, S. 512 bis 516 m. 8 Tafeln u. 9 Abb. Bei der Untersuchung ergibt sich, daß unter einer gewissen Voraussetzung die Ergebnisse der genauen Berechnungsart sich den wirklich auftretenden Spannkräften auch besser nähern als die des angenäherten Verfahrens unter Zugrundelegung zweier Teilsysteme.

803. Über die Elastizität der Baustoffe, die wichtigsten Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Baustoffe gegen wiederholte Belastung bei gewöhnlicher Temperatur. Von Prof. Otto Graf, Stuttgart. Bautechnik 1926, Heft 34, S. 491—495, Heft 36, S. 516—518 m. 23 Abb. Es werden fortsetzend die Versuche mit Natursteinen, namentlich im Hinblick auf ihre Verwendung zum Beton, ferner das elastische Verhalten des Betons selbst ausführlich behandelt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

804. Neue Betonbrücken in Württemberg. Von Dr.-Ing. L. Nehmke. Tonindustrieztg. 1926, Nr. 61, S. 1077—1078 m. 7 Abb. Die Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Stuttgart-Wangen, zwei Dreigelenkbogen von je 42 m Stützweite mit spiralbewehrtem Beton, die Hochbrücken Leinfelden-Waldenbuch und die Wolfgangsbrücke Mergentheim werden besonders hinsichtlich ihres baukünstlerischen Wertes, letztere als Beleg auch dafür, daß die besonderen Schönheiten der reinen Betonarchitektur auch unmittelbar neben Haustein bestehen können, behandelt.

d) Eisenbetonbrücken.

805. Der Einsturz der Milcovbrücke bei Focsani in Rumänien. Von Dr. techn. E. Proksch, Bukarest. Beton und Eisen 1926. Heft 16, S. 289—291 m. 3 Abb. Es werden zunächst die Ursachen des Einsturzes eines Teiles der Eisenbetonbogenbrücke — die mangelhafte Bodenuntersuchung, die Benutzung eines alten bestehenden Fundamentes, starke Unterwaschungen bei Hochwasser, ungenügende Fundamenttiefen, das Fehlen von Steinschüttungen — aufgezählt und eine Reihe für den Brückenbau geltender Regeln in diesem Zusammenhange herangezogen.

806. Einige Brückenbauten im Moseltal. Von Obering. Arstad, Trier. Beton u. Eisen 1926, Heft 15, S. 269—274 m. 15 Abb. Von den im Eisenbahndirektionsbezirk Saarbrücken (später Trier) während und nach dem Kriege zur Ausführung gelangten größeren Beton- und Eisenbetonbrücken im Zuge der Eisenbahnstrecke Trier—Koblenz werden eine Eisenbetonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn von 36,5 m Spannweite, eine Zweigelenkbogen-Stampfbeton-Gewölbebrücke und eine Dreigelenkbogenbrücke aus Stampfbeton anschließend der Einfluß eines Bergschubes auf eine bereits 1909 fertiggestellte Bogenbrücke und die an diesem Bauwerk ausgeführten Ausbesserungsarbeiten beschrieben.

807. Wettbewerb für Entwürfe zu einer Verbindung über den Hafen zwischen den Stadtteilen Seeland und Amager in Kopenhagen. Von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Schaper. Bautechnik 1926, Heft 34, S. 488—491, Fortsetzung aus Heft 32 m. 11 Abb. Es wird der zweite Entwurf — „Bifrost", Verfasser Dr.-techn. Chr. Nökkentved und Ing. S. Friid Jespersen, Kopenhagen — eine Eisenbetonbrücke mit einer zweiflügeligen eisernen Klappbrücke mit festen Drehachsen beschrieben; sie setzt sich zusammen aus einer Eisenbetonbalkenbrücke mit 11 Öffnungen, anschließend 7 Eisenbetondreigelenk bögen und beiderseits der Klappbrücke aus je einer Eisen, betonbogenbrücke mit angehängter Fahrbahn von 80 m Spannweite an deren eine sich Aufzugs- und Treppenanlage anschließen.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten.

808. Bohrpfahlgründung in erhitztem Boden. Von Regsbmstr. a. D. Dr.-Ing. Otto Mast. Bautechnik 1926, Heft 35, S. 505—506. Die zu erheblichen Senkungen führende Erhitzung des Erdreiches infolge der Heizgastemperatur des Hauptfuchses einer Fabrikanlage machte deren Tiefergründung in Schichten, die der Hitze des Fuchses nicht mehr ausgesetzt waren, mittels Bohrpfählen „Bauweise Michaelis-Mast" notwendig. Es wird die Ausführung, die sich angesichts der hohen Wasserverdunstung besonders schwierig gestaltete, des näheren beschrieben.

Neuerscheinungen der Woche

Adreßbuch der Dampfkesselbesitzer Deutschlands.

Hrsg. von Bergrat Knochenhauer, Ehrenpräsident des „Zentralverbandes der Pr. Dampfkessel-Überwachungsvereine". Band 1: Nord- und Mitteldeutschland enthält ca. 25 000 Adressen mit Angabe der Art des Betriebes und der Anzahl der Kessel. 640 S., gr. 8°. Geb. RM 22.—

Gesundheitstechnik im Hausbau.

Von Prof. Rich. Schachner. München. 454 S. mit 206 Abb., gr.-8°. Geh. RM 22.50; geb. RM 24.50

Klinker, ihre Verwendung und Herstellung.

Von Architekt Karl Dümmler. Halle a. S. IV, 63 S. mit Abb., 4°. Geh. RM 4.80; geb. RM 6.80.

Lehrlings-Ausbildung und technisches Berufsschulwesen. (Tagung in Cassel 1921.) Beiträge zu den Fragen der Lehrlingsausbildung und des Berufsschulwesens hrsg. vom Deutschen Ausschuß für Technisches Schulwesen. Berlin. (Abhandlungen und Berichte über Technisches Schulwesen Bd. 7.) 80 S., 8°. Geh. RM 1.25.

Soeben erscheint:

Beton-Kalender 1927

Taschenbuch für Beton- und Eisenbetonbau sowie die verwandten Fächer

2 Bände
zusammen etwa 1000 Seiten mit 996 Abbildungen
Taschenformat

21. Jahrgang

RM 7.20

Empfehle sofortige Bestellung, da zumeist schnell vergriffen

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W9, Linkstr. 23-25

809. Strompfeilerabbruch bei der Berliner Stadtbahn. Von Reichsbahnrat Kuhnke, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 31, S. 368—369 m. 8 Abb. Ein besonderes Abbruchverfahren mittels Preßzylinder wird beschrieben, das in solchen Fällen zur Anwendung empfohlen wird, bei denen Sprengungen unbedingt vermieden werden müssen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

810. Die Wasserversorgung Thüringens vom hygienischen Standpunkte. Von Prof. Dr. Abel, Jena. Ges.-Ing. 1926, Heft 33, S. 504—508. Es wurden die ungemein zahlreichen Wasserleitungen einzelner Gemeinden Thüringens, die mangelnde Gruppenwasserversorgungen, die Chlorung, der hohe Kohlensäuregehalt und sein Einfluß auf die Leitungen behandelt.

811. Das Wasserwerk im Truppenlager Altengrabow. Von Regsbmstr. Noack, Magdeburg. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 32, S. 377—379 m. 7 Abb. Bemessung der Größe der Hochbehälterreserve und der Leistungsfähigkeit der Pumpen. Bodenuntersuchungen und Probebohrungen. Die Wasserreinigungsanlage, Koksrieseler und Bollmann-Filter.

812. Die Vorarbeiten für die Erweiterung des Wasserwerks der Stadt Weimar. Von Dr.-Ing. F. Schimrigk, Weimar. Gas- und Wasserfach 1926, Nr. 34, S. 709—714 m. 6 Abb. Die Ausführungen geben zunächst einen Überblick über die erforderlichen hydrologischen Untersuchungen, enthalten ferner die Grundlagen für die Bemessung eines Ergänzungswasserwerkes, sowie die Ausführung und Auswertung der Bohrungen.

813. Die Wirkung von Seespiegelabsenkungen. Von Dr. Jos. Knauer, München. Bautechnik 1926, Heft 36, S. 509—512 m. 4 Abb. Verfasser behandelt die im letzten Jahrzehnt an einigen Alpenseen vorgenommenen Absenkungen, die hinsichtlich ihrer Folgeerscheinungen gewisse Gesetzmäßigkeiten gezeitigt haben. Im Gegensatz zu den aus festen Gesteinen bestehenden Ufern unterliegen alle lockeren Ablagerungen eiszeitlicher und nacheiszeitlicher Entstehung mehr oder weniger tiefgreifenden Lagerungsstörungen oder Abtragungen. Diese Veränderungen können plötzlich eintreten und zu Katastrophen Veranlassung geben oder langsam fortschreitend zu einem allmählichen Abbau der lockeren Gebilde führen.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

814. Der Deichbruch bei Scharnau an der Weichsel im Juli 1925. Von Regs.- und Baurat G. E. Schmidt, Danzig. Bautechnik 1926, Heft 35, S. 504—505 m. 6 Abb. Verfasser gibt die wissenschaftliche Untersuchung und Begründung der Auswirkung des Deichbruches für die unteren Anlieger vom strombautechnischen Standpunkte aus zum Zwecke der Nachprüfung der Übereinstimmung zwischen den theoretischen Berechnungen und den praktischen Beobachtungen in der Natur wieder.

815. Das derzeitige Kanalprogramm des Reiches. Von Fr. Agricola, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 33, S. 527—528. Das Kanalprogramm des Reiches, insbesondere der Bau des Mittellandkanals, der Ausbau des Mains und Neckars werden kritisch besprochen.

816. Nordamerikanische Seehafentechnik. Von Dr.-Ing. E. Foerster, Hamburg. Werft-Reederei-Hafen 1926, Heft 15, S. 373 bis 379, Heft 16, S. 397—399 m. 40 Abb., 11. u. 12. Folge. Die Hafenanlagen und der Betrieb der Häfen von New York, die Spezialanlagen in Boston und Montreal werden ausführlich beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

817. Die Talsperrenanlage bei Boberröhrsdorf. Von Baurat Dr.-Ing. e. h. Bachmann, Hirschberg i. Schl. Bautechnik 1926, Heft 35, S. 497—499 m. 9 Abb. Die im Jahre 1924 erbaute Stauanlage setzt sich aus Überfallwehr, Grundschleuse, dem Kraftwerk und der Staumauer zusammen. Die einzelnen, durchweg auf gewachsenem Gneis gegründeten Bauwerke, ihre Konstruktion und Ausführung, sowie der Betrieb der Anlage werden ausführlich beschrieben. Selbsttätige Regelung der Turbinen durch Öldruckregler, sowie durch Servomotoren.

818. Das neue Elektrizitätswerk der Gemeinde Näfels. Von Dipl.-Ing. W. Pfeiffer, Glarus. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 7, S. 107—110 m. 10 Abb. Da sich die im Einzugsgebiete gelegenen Seen infolge ihrer unterirdischen Abflüsse als Ausgleichsbecken nicht eignen, mußte ein künstliches Ausgleichsbecken geschaffen werden. Der nutzbare Beckeninhalt beträgt 3500 m³, die konstante minimale Kraft 600 PS. Ausführung des Beckens als durchweg betonierte Wanne, deren Seitenwandungen eine Neigung von 45° einnehmen. Druckleitung mit 1550 m Gesamtlänge und fast durchweg 6 vH Gefälle. Verwendung von Freistrahlturbinen.

TORE/OBERLICHTE
MITTELS UND VERKITTET
SCHMIEDEEISERNE
FENSTER
NORD-DRAHT
„NORD-DRAHT"
NORDISCHE EISEN UND DRAHT INDUSTRIE
ROSTOCK 33

LUFTSCHILDER, FABRIKZÄUNE, DRAHTWAREN, TRENNWÄNDE, KLEIDER- UND WERKZEUGSCHRÄNKE, REGALE, EISERNE GERÜSTBÖCKE.

Beste Referenzen
über größte Lieferungen
an die verschiedensten Reichsbahndirektionen, Behörden, Großkraftwerke und Bauunternehmer, sowie an die rheinisch-westfälische, sächsische und holländische Industrie.

Allgemeine
Baumaschinen-
Gesellschaft m.b.H.

Maschinenfabrik
Leipzig
86/1
Dittrichring 15
Fernspr. 12881-24898
28621

Der
Beton-u. Mörtelmischer
„Original ABG"
mehrfach patentiert, ist das Produkt
Deutscher Werkstattechnik
gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen
Amerikanischen Arbeitsmethoden
kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir den idealen
Kleinmischer „Neoroll"

„Original ABG"

819. Kleinste Wasserkraft-Stromerzeuger. Von Ing. C. Reindl, München. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 8, S. 126—127 m. 5 Abb. Direkte Kuppelung von Turbine und Gleichspannungsdynamos unter Verzicht auf jede Turbinenregulierung. Aggregate mit einheitlich 1600 Uml/min bei allen Gefällen nach einem Patent von Reindl, Maschinenfabrik, Eßlingen mit Dynamos nach Patent Prof. Petersen. Kennzeichnend ist der unmittelbare Zusammenbau von Flanschdynamo und Turbine ohne besondere Fundierung der erstgenannten.

820. Wirtschaftliche Vorteile beim Zusammenarbeiten mehrerer Kraftwerke. Praktische Erfahrungen in Schweden. Von Obering. Sten Velander, Malmö. Wasserkraft 1926, Heft 16, S. 194—196. Verfasser behandelt die technische Durchführung der Zusammenfassung von Kraftwerken in größerem Maßstabe und die großen Vorteile, die das Parallelarbeiten mehrerer Kraftwerke bietet.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Straßenbau.

821. Durchgangsverkehr und Durchgangsstraßen. Von Kreisbaurat Hübner, Burgsteinfurt. Verkehrstechnik 1926, Heft 33, S. 521—522. Die bevorzugte Behandlung der Durchgangsstraßen. Durchgangsverkehr auf Straßen und Eisenbahnen. Begriffsbestimmung des Durchgangsverkehrs als unmittelbare Verbindung zwischen zwei selbständigen Wirtschaftsgebieten. Überschätzung des Durchgangsverkehrs im Verhältnis zum Binnenverkehr. Einteilung der Straßen nach Verkehrszählungen in stark-, mittel- und schwachbelastete Straßen. Nichtzentralisierung der Straßenunterhaltung in Anbetracht der großen Verschiedenheiten der Verkehrsbelastung der einzelnen Straßenstrecken, sondern Beibehaltung der bisherigen Dezentralisation. Die Kraftwagenbesitzer der steuertragenden Wirtschaft sind mehr an einer besseren Unterhaltung der Straßen des Binnenverkehrs als am sogen. Durchgangsverkehr interessiert.

822. Die neuen Aufgaben der Straßenbauverwaltungen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 32, S. 618—620 m. 1 Abb. Es werden die gegenwärtigen Aufgaben, die Instandsetzung der Straßen und ihre Anpassung an den Kraftwagenverkehr und als Zukunftsaufgabe die Planung von Kraftwagenstraßen behandelt und Richtlinien für diese Planung aufgestellt.

823. Die Straßenbauverwaltung in England. Von Oberbaurat i. R. Cassinone, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1926, Heft 32, S. 509—512 m. 2 Abb. Die Entwicklung der Straßenbauverwaltung nach dem Weltkrieg, deren Tätigkeit und Leistungen werden behandelt.

824. Richtlinien für die Anwendung, Ausführung und Pflege von Oberflächenteerungen. Von Prof. Hoepfner, Karlsruhe. Gas- und Wasserfach 1926, Nr. 32, S. 665—669. Das Wesen der Oberflächenteerung. Das Material. Die Oberflächenteerung als vollwertige Straßenbaumethode. Die Ausführungsweise. Die zulässigen Steigungen. Die Reinigung der Schotterstraße als Vorbereitung der Teerung. Die Beschaffenheit des Teeres. Ständige Probeentnahme und Untersuchung der verwendeten Teere. Herstellungsweise der eigentlichen Decke. Die Unterhaltung.

825. Staubfreie Straßen. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Klose, Berlin-Tiergarten. Bauingenieur 1926, Heft 33, S. 639—642 m. 5 Abb. Neben der Haltbarkeit der Straßendecke wird die Staubfreiheit als nächstes Erfordernis an den modernen Straßenbau im Hinblick auf den Kraftwagenverkehr hervorgehoben und im Hinblick darauf die Oberflächenbehandlung und die neuzeitlichen Befestigungen behandelt.

826. Entwicklung, Stand und Wert des deutschen Teerstraßenbaues. Von Prof. R. Hoepfner, Karlsruhe i. B. Bauingenieur 1926, Heft 32, S. 614—617. Überblick über die technische Entwicklung des Teerstraßenbaues. Der heutige Stand des Teerstraßenbaues. Die Teerschotter- oder Teermacadamstraßen. Die Teppichbeläge, die Oberflächenteerung. Die Kostenfrage.

827. Die Bedeutung der Oberflächenteerung als eigene Straßenbauweise. Von Prof. K. Hoepfner, Karlsruhe. Verkehrst. 1926, Heft 31, S. 489—492. Belege für die Wertschätzung der Oberflächenteerung im Auslande und für die damit erzielten Erfolge. Wegen ihrer Vorzüge in straßenbautechnischer und finanzieller Hinsicht ist die Oberflächenteerung als vollwertiges eigenes Straßenbauverfahren anzusprechen und seine Anwendung für den überragenden Teil unserer Straßenstrecken bei deren Neuherrichtung von vornherein ins Auge zu fassen und vorzubereiten.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

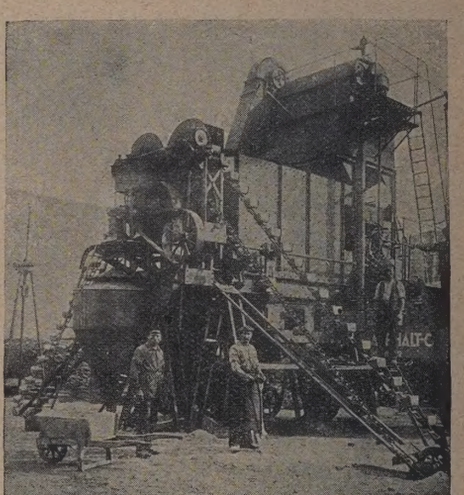
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Split, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

828. Das Straßenversuchswesen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Bauingenieur 1926, Heft 32, S 620—625 m. 4 Abb. Die drei Verfahren des Straßenversuchswesens. Erfahrungen an ausgeführten Versuchsstraßen in Amerika, im besonderen an der Batesversuchsstraße im Jahre 1920 hinsichtlich des Verhaltens der verwendeten Betondecken, an der Arlington-Versuchsbahn (Washington) hinsichtlich des Verhaltens von Sandasphalt und Asphaltbeton und an der Versuchsstraße bei Arlington Columbia Pike hinsichtlich des Einflusses der Bewehrung. Anschließend Beschreibung der bei Braunschweig ausgeführten Versuchsstraße und der dort durchgeführten Versuche zur gleichzeitigen Bestimmung der Wirtschaftlichkeit der Fahrbahndecken.

829. Beitrag zur Beurteilung der Beanspruchung von Straßen durch die Kraftfahrzeuge. Von Prof. Dr.-Ing. Risch und Prof. Dr.-Ing. Kaufmann, Hannover. Verkehrstechnik 1926, Heft 32, S. 505—507 m. 9 Abb. Es wird mit einfachen Mitteln eine Untersuchung über den Einfluß des Antriebsmomentes beim Kraftwagen auf die Radbelastungen angestellt. Diese Überlegungen bilden eine berichtigende Ergänzung der Ergebnisse, welche Dr.-Ing. Schaar in seinem Buche: „Die Beanspruchung der Straßen durch die Kraftfahrzeuge" mitgeteilt hat.

830. Probleme des Straßenbaues. Von Stadtoberbaurat a. D. Prof. Geißler, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 32, S. 626—629. Das technische Problem unter besonderer Berücksichtigung der nach den verschiedenen vorliegenden Untersuchungen bekannten Beanspruchung der Straßendecken durch den Kraftwagen. Das finanzielle Problem im Hinblick auf den augenblicklichen Zustand des gesamten deutschen Straßennetzes; in Zusammenhang damit die Wahl des Verfahrens und die Art der erforderlichen Maßnahmen. Das volkswirtschaftliche Problem bei der augenblicklichen Straßenwirtschaft. Die berechtigte Aufnahme von Anleihen für die Zwecke des Straßenbaues.

831. Das moderne Straßenproblem. Von Landesbaurat Steinke, Hannover. Bauingenieur 1926, Heft 33, S. 637—639. Verfasser behandelt die Entwicklung besonders des Landstraßenbaues und geht anschließend auf den Wert der bisher angewandten Straßenbefestigungen ein, die bei guter Ausführung und Unterhaltung den Anforderungen allein des Verkehrs auch nach den versuchsmäßig erzielten Ergebnissen vollauf genügen und weist auf die Abnahme des Kraftwagenverkehrs auf den Landstraßen hin. In diesem Zusammenhange wird auch auf die wirtschaftlich richtige Wahl der Straßenbefestigung hingewiesen.

832. Eine neue Doppeldeckstraße in Chicago. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. R. Bernhard, New York. Bauingenieur 1926, Heft 32, S. 631—633 m. 7 Abb. Es wird die statischeBerechnung und die konstruktive Durchbildung der Eisenbeton-Pilzdecken-Doppeldeckstraße beschrieben.

833. Die vorläufige Straßenbefestigung zur Aufschließung von Baugelände. Von Obering. E. Schneider, Köln. Verkehrstechnik 1926, Heft 34, S. 546—548 m. 6 Abb. Zur Aufschließung von Baugelände ist zunächst eine vorläufige Straßenbefestigung nötig; sie dient der endgültigen als Unterlage. Es wird die Herstellung dieser vorläufigen Decke behandelt, ihr Anschluß an fertige Bürgersteige und die Art und Weise, wie die Aufschließung von Bauland durch den Grundstücksunternehmer und die Zahlung der Straßenbaukosten vor sich geht.

834. Versuche zur Schaffung geeigneter Straßendecken für den derzeitigen Verkehr in Dresden. Von Stadtbaudirektor Gleibe, Dresden. Bauingenieur 1926, Heft 33, S. 642—645. Nach Beschreibung der vor dem Kriege in Dresden mit Trinidadasphaltausführungen gemachten Erfahrungen werden die seit Kriegsende in Dresden mit neuen Straßendecken gemachten Erfahrungen und zwar im besonderen bei der Herstellung von Teerasphaltschotterstraßen, Walzasphaltstraßen, der Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen mit Asphaltemulsion nach dem „Eingießverfahren" und von Betonstraßen eingehend beschrieben.

835. Die wichtigsten Maschinen beim neuzeitlichen Straßenbau. Von Dipl.-Ing. Wingerter, Cassel. Bauingenieur 1926, Heft 33, S. 645—653 m. 17 Abb. Es werden die bei der Herstellung der verschiedenen neuzeitlichen Straßenbefestigungsarten — Oberflächenteerung mit Teer, Bitumen oder Sondergemischen von Teer und Bitumen, Makadamausführung, Walzasphalt und Teerbeton-, Betonstraßen, Stampf- und Gußasphaltstraßen, Steinpflasterstraßen — verwendeten Maschinen beschrieben, wobei insbesondere auf die für die einzelnen Verfahren zu erfüllenden grundsätzlichen konstruktiven Anforderungen eingegangen wird.

Der
Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial.

Das ist wirklich ein Schlager auf dem Gebiete der Zementfußböden-Herstellung und von weittragender Bedeutung. — Will man neu zu verlegenden Zementfußboden **besonders widerstandsfähig** gegen schwere Beanspruchung machen, so benutzt man den **„Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial".** Letzteres wird auf den noch frischen und feuchten Estrich aufgestreut und eingerieben. Nach dem Erhärten folgt eine zweimalige Oberflächen-Imprägnierung mit **Lithurin.** Hierdurch erzielt man mit verhältnismäßig geringen Kosten einen überaus harten und widerstandsfähigen Zementfußboden, der nicht staubt und sehr dicht und widerstandsfähig selbst gegen chemische Angriffe ist. — Die Ausführung kann jeder Zementeur nach den Anweisungen der Hersteller-Firma, **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, machen. —

Eisenbahnbau und -betrieb.

836. Von der Leistung der Bahnhöfe. Von Ing. A. Lutz, Leningrad. Verkehrstechn. Woche 1926, Heft 33, S. 395—397 m. 2 Abb. Es wird ein vom Verfasser angewandtes Verfahren zur Bestimmung der Leistungsfähigkeit von Bahnhöfen bzw. deren normaler Betriebsweise beschrieben. Dabei wird der Anteil jedes einzelnen Teiles der Anlage, der für den Betrieb maßgebend ist, am Gesamtbetrieb bestimmt. Aus dieser Beziehung der Teilarbeit zum Hauptbetrieb ergibt sich für jede Art der Betriebshandhabung in jedem Teil des Bahnhofes der erforderliche Zeitaufwand, der als Grundlage zur Bestimmung der eigentlichen Leistung dient.

837. Die Verschiebebahnhöfe am X. internationalen Eisenbahnkongreß 1925. Von Prof. C. Andreae, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 8, S. 119—124, 1. Teil. Es werden der Reihe nach die 32 Schlußfolgerungen, wie sie dem Kongreß vorgeschlagen und von diesem angenommen wurden, mitgeteilt und, soweit sie wenigstens besonderes Interesse bieten, etwas eingehender besprochen.

838. Die technische und wirtschaftliche Verbesserung des Güterzug-Umbildungsbetriebes. Von Dr.-Ing. Derikartz, Koblenz. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 31, S. 369 bis 373, Nr. 32, S. 380—382 m. 11 Abb. In der Behandlung der der Verbesserung der Umbildungsarbeit dienenden Bestrebungen geht Verfasser in der Hauptsache auf die der Mechanisierung am leichtesten zugänglichen Bewegungsvorgänge, im besonderen auf die Zuführung des aufzulösenden Zuges zu der Einrichtung, die die Überführung der einzelnen Wagen in die Gleise ermöglicht, in denen die neuen Züge gebildet werden, auf die Durchführung der Wagen durch diese Zone und auf die Sammlung und Zusammenstellung der Wagen zu neuen Zügen ein.

839. Vorschlag zur Neuberechnung der Handbremstafeln. Von Oberbaurat Dr.-techn. F. Nußbaum, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 15, S. 313—321 m. 4 Abb. und 2 Tafeln. Es werden die erforderlichen Verbesserungen des alten Rechnungsganges für die Bremstafel für Handbremsung mit 700 m Bremsweg gezeigt und Zahlenwerte als Ausgang genommen, die ohne Einführung von Berichtigungsfaktoren gute Übereinstimmung mit der Erfahrung bringen. Die Arbeit ist durch verschiedene Betrachtungen und Anleitungen vervollständigt und kann, obwohl sie sich nur auf Handbremsen bezieht, auch auf schnellwirkende durchgehende Bremsen bezogen werden.

840. Die Verkehrsstraße von Kapstadt nach Kairo. Von Geheimrat Prof. F. Baltzer. Org. f. d. Fortschr. d. f. B. 1926, Heft 15, S. 322—324 m. 2 Abb. In der Verkehrsstraße von Kairo bis Kapstadt, die sich aus Eisenbahnen und Wasserweg zusammensetzt, fehlt in der Mitte die Verbindung zwischen den Eisenbahnen des Sudans und denen der belgischen Kongo-Kolonie in einer Gesamtlänge von 1500 km. Verfasser erörtert, ob und wieweit Aussicht besteht, daß sich diese Lücke bald schließen wird und macht Angaben über die Entwicklung und den gegenwärtigen Stand des Unternehmens.

841. Signaltechnische Mittel gegen das Auffahren von Zügen. Von Prof. H. Möllering, Dresden. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 15, S. 325—327. Verfasser geht zunächst näher auf den Eisenbahnunfall vor dem Personenbahnhof München-Ost am 24. V. 26 ein und behandelt in diesem Zusammenhang die selbsttätig wirkende Streckensicherung und weiterhin die getrennte Bedienung des Vorsignals.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

842. Versuche über die Dauerbelastung von Eisenbetonbalken auf Biegung. Von Ing. Fr. Hübner. Schweiz. Bauztg. 1926, Bd. 88, Nr. 7, S. 110—111 m. 2 Abb. Beschreibung der noch nicht abgeschlossenen Versuche, der Anordnung, der verwendeten Maschine für Dauerbelastung, des Verhaltens der Versuchsbalken bei Beanspruchung auf Biegung und der Ermüdungserscheinungen.

843. Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen. Von Baurat Dr.-Ing. Agatz, Bremen. Bauingenieur 1926, Heft 34, S. 659—664 m. 14 Abb. Verschiedene Verfahren zur Herstellung von Gußbeton. Beschreibung des Bauwerkes. Der Bauvorgang. Der Lageplan der Baustelle. Beschreibung der fahrbaren Betontransportanlage und ihrer Arbeitsweise. Betonierungsleistungen. Die Vorteile des neuen Gußbetonverfahrens mit Hilfe der fahrbaren Betontransportanlage.

844. Beton und Eisenbeton in der Türkei. Von Heinr. Sielken, Bremen. Beton u. Eisen 1926, Heft 15, S. 280—282. Es werden die Möglichkeiten, die sich einer Entfaltung der deutschen Betonindustrie in der Türkei bieten, erörtert und, aus eigener Anschauung, praktische Ausführbarkeiten besprochen bzw. dem Unternehmer notwendige Unterlagen an die Hand gegeben.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Hebe- und Förderanlagen

Ein Lehrbuch für Studierende und Ingenieure

Von

Dr.-Ing. e. h. H. Aumund

Ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Berlin

Zweite, vermehrte Auflage

Erster Band:

Allgemeine Anordnung und Verwendung

164 Seiten mit 414 Abbildungen im Text. 1926
Gebunden RM 33,—

Der erste Band enthält eine Übersicht über die gesamten Hebe- und Förderanlagen für Stückgut und für Massengut. Neben Behandlung der wesentlichen für die Versendung in Betracht kommenden Gesichtspunkte ist insbesondere die Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Bauarten für verschiedene jährliche Benutzungszeiten und Stundenleistungen untersucht

Zweiter Band:

Anordnung und Verwendung für Sonderzwecke

498 Seiten mit 306 Abbildungen im Text. 1926
Gebunden RM 42,—

Der zweite Band enthält als Ergänzung zum ersten Band für die Sondergebiete: Schiffahrtsbetrieb, Eisenbahnbetrieb, Berg- und Hüttenwesen einschließlich der Betriebe zur Ausnutzung und Verarbeitung der Brennstoffe eine eingehende Behandlung der Verladeanlagen. Ein Schlußabschnitt versucht, Richtlinien für die weitere Entwicklung zu geben unter vergleichsweiser Heranziehung der Entwicklung in anderen Ländern, insbesondere in den Vereinigten Staaten von Amerika

Kran- und Transportanlagen

für Hütten-, Hafen-, Werft- und Werkstattbetriebe

Von

Dipl.-Ing. C. Michenfelder

Direktor der Ingenieur-Akademie Wismar

Zweite, umgearbeitete und vermehrte Auflage

692 Seiten mit 1097 Textabbildungen. 1926
Gebunden RM 67,50

Die zweite Auflage behandelt die neuesten und wirtschaftlichsten Ausführungen von Kranen, Elevatoren, Selbstgreifern, Hebemagneten, Beschickkranen usw., von Kleinfördermitteln, Elektrokarren und Transportbändern

845. Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. Beton u. Eisen 1926, Heft 15, S. 274—278. Dipl.-Ing. Franz R. Habicht, Obering. d. Allg. Bau A.-G. Berlin erörtert gleichfalls die Notwendigkeit einer Baukontrolle, die mit sehr einfachen Mitteln durchführbar ist und keine zu große Belastung des Bauleiters darstellt und gibt in diesem Zusammenhange Vorschriften für die Prüfung von Baustoffen bekannt, wie sie bei der Allgemeinen Bau-A.-G. Berlin mit großem Erfolg zur Anwendung gekommen sind. Sie lehnen sich z. T. wörtlich an die Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton, an die Normen für einheitliche Prüfung und Lieferung von Portlandzement (1909), an die Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenbauwerken, sowie an die sonstigen einschlägigen Bedingungen an.

846. Die ersten Wohnungsbauten aus Betonplatten in Deutschland. Von Dipl.-Ing. A. Lion, Berlin-Wilmersdorf. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 63, Konstruktion u. Ausführung Nr. 15, S. 112—114 m. 4 Abb. Beschreibung der Bauausführung in Berlin-Friedrichsfelde nach dem holländischen Vorbild, Patent Bron. Bei 31 Häusern mit zusammen 138 Wohnungen wurde eine Ersparnis von 30—40% des Rohbaues und eine Verringerung der Gesamtkosten um 10% erzielt.

847. Sauerstoffhalle II im Neubau Krükl & Hausmann, Autogengasakkumulatoren, G. m. b. H. in Groß-Schwechat bei Wien. Von Prof. Ing. Badian, Haifa. Bautechnik 1926, Heft 34, S. 485—488, Heft 35, S. 500—503 m. 18 Abb. Es wird die statische Berechnung der fünffach statisch unbestimmten Eisenbetonrahmenbinders nach der Methode des Viermomentensatzes ausführlich wiedergegeben.

848. Großwarenhausbau in Athen. Von Dipl.-Ing. Alex. Steiner, Athen. Beton u. Eisen 1926, Heft 16, S. 288—289 m. 2 Abb. Kurze Beschreibung der Gesamtanordnung, der Konstruktions- und Ausführungseinzelheiten des Beton- und Eisenbetonbaues. Besondere Gründungsmaßnahmen infolge Aufdeckung eines altgriechischen kreisrunden Brunnens.

849. Eisenbetonschnellbau mit Einschalformen aus Stahl in den Vereinigten Staaten. Von Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin-New York. Beton u. Eisen 1926, Heft 16, S. 285—288 m. 19 Abb. Die Herstellung und Verwendung bzw. Vernietung fertiger Stahlschalungen besonders für Balken- und Pilzdecken einschließlich der Stützen werden an Hand einiger Beispiele beschrieben. Fahrbare Schalformen für Kanäle, Stützmauern sowie Bogen, Pfeiler und Fahrbahn von Brücken.

850. Einmauertüren und Türleibungen aus eisenbewehrtem Beton. Von Ing. Leo Rott, Paris. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 33/34, S. 348—351 m. 10 Abb. Es handelt sich insbesondere um Wertbehälter aus Eisenbeton, bzw. um die patentierten Herstellungsvorrichtungen nach dem System der „Troaté" A.-G., dessen Wesen darin besteht, daß ein einbruchs- und feuersicherer rauchgasdichter Abschluß von Betonkörpern dadurch erzielt wird, daß beide zum Ineinanderpassen bestimmten Abschlußteile unabhängig voneinander in zusammenstellbaren, eisernen Präzisionsformen betoniert werden. Besondere Adjustierungsvorrichtungen dieser Formen dienen dazu, die dem Beton einzuverleibenden metallischen Teile, wie Bänder und Feuerfalze und formbildende Teile während des Betonierens und Abbindens genau in ihren Formen festzuhalten.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

851. Stahlhäuser. Von Baudirektor H. Blecken, Duisburg-Meiderich. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 31, S. 1085—1087 m. 2 Abb. Beurteilung der Stahlbauweisen in England. Eine Förderung des Baugewerbes, kein Wettbewerb gegenüber anderen bewährten Verfahren. Vorteile fabrikmäßiger Herstellung. Deutsche Versuchsausführung und ihre Einzelheiten. Baukosten und Ersparnismöglichkeiten gegenüber der bisherigen Bauweise.

Holzbau.

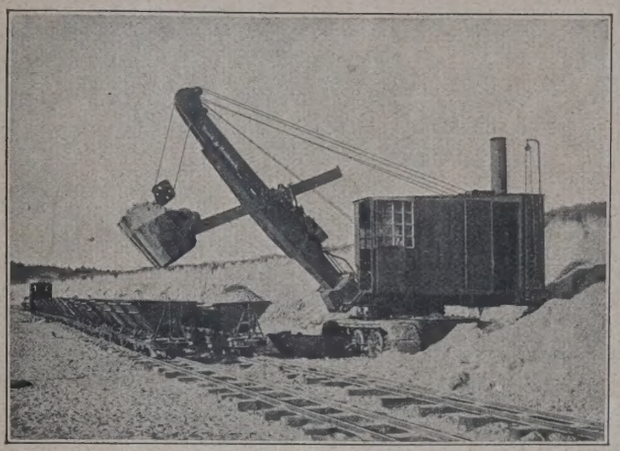
— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

852. Vom Bau des neuen Regenwasserkanals im Süden der Stadt Hannover. Von Regsbmstr. a. D. Fr. Leiter, Hannover. Der städt. Tiefbau 1926, Heft 15, S. 102—104. Die Ausführung des 4,5 km langen Regenwasserkanals mit Maulprofil unter Benutzung eiserner Lehren und die Unterdükerung des Leineflusses werden beschrieben.

853. Über Erfahrungen mit der im Halleschen Stadtbade eingebauten Wasserreinigungsanlage. Von Dipl.-Ing. H. Brune, Magistratsbaurat, Halle a. S. Ges.-Ing. 1926, Heft 32, S. 491—492. Sandfiltersystem mit Druckwasserrückspülung und Chlorgasbeimischung. Zerstörungen der Apparatur und Rohrleitung durch teilweise Umwandlung des Chlorgases in Salzsäure. Zusatz von Caporitsalz mit bestem Erfolg, täglich 1,5 kg. Die Temperatur des Zusatzwassers.

MENCK & HAMBROCK
Altona-Hamburg



Baubetriebe wirtschaftlicher
durch
Menck Hochleistungs-Löffelbagger
die bis zu 4 Hüben pro Minute machen
und leicht umgebaut werden können in
Greifbagger, Eimerseilbagger
und Kran
Vorrats-Anfertigung Vermietung

KLÖNNE

Brücken ⋄ Hallen
Gerüste ⋄ Docks
Wassertürme ⋄ Öl- und Gasbehälter
Schleusen ⋄ Wehre
Gaswerke

Aug. Klönne
Dortmund

854. Weitere Gesichtspunkte über den Betrieb von Hallenschwimmbädern. II. Mitteilung. Aus der Bakteriologischen Untersuchungsanstalt Erlangen. Von Prof. Dr. W. Weichardt und Dr. phil. et med. D. Ulsamer. Ges.-Ing. 1926, Heft 32, S. 485—488. Es werden zunächst die neuesten Untersuchungsresultate mitgeteilt, die mit der Chlorung von Badewässern gemacht worden sind.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

855. Der Berliner Verkehr. Von Regsbmstr. a. D. Przygode, Berlin-Charlottenburg. Verkehrst. Woche 1926, Heft 31, S. 365—367 m. 4 Abb. Verfasser macht kurze Angabe über die Verkehrsentwicklung, die Tarifpolitik, die Leistungsfähigkeit, den Verkehrsanteil und die technischen Fortschritte der einzelnen Verkehrsunternehmungen Berlins.

856. Kann man die Wiener elektrische Stadtbahn auf modernen Schnellbahnbetrieb umbauen? Von Oberbaurat Ing. Dr. F. Skobranek, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 31/32, S. 328—329 m. 3 Abb. Unter Ausnutzung der Eigentümlichkeit des aus einer Vollbahnanlage hervorgegangenen Stadtbahn-Tramway, daß die vorhandenen Perrons selbst in den kürzesten Haltestellen rund doppelt so lang sind als der normale Fünf-Wagenzug des Stadtbahn-Tramway, kann jede Station während des Umbaues vorübergehend der Länge nach in zwei annähernd gleiche Teile zerlegt werden, was in weiterer Folge den ganzen Umbau bei genauer Einhaltung eines bis in alle Einzelheiten vollkommen durchdachten Arbeitsplanes sogar ohne jede Betriebseinstellung durchführbar erscheinen läßt.

857. Wann und wie soll die West-Ost-Linie des geplanten Wiener innerstädtischen Schnellbahnnetzes gebaut werden? Von Prof. Ing. C. Hochenegg. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 31/32, S. 319—323, Heft 33/34, S. 346—347 m. 6 Abb. Verfasser weist die Unrentabilität eines Projektes der Vorkriegszeit nach und macht einen neuen Linienvorschlag, der bei der erzielten Kürzung der Strecke um 640 m eine Verbilligung um 9,6 Mill. Schilling erzielt und außerdem eine Reihe verkehrstechnischer und -wirtschaftlicher Vorteile einschließt.

858. Die Verkehrsentwicklung in Wien. Von Direktionsrat Ing. A. Winter, Wien. Verkehrstechnik 1926, Heft 34, S. 537—542 m. 9 Abb. Trotz einer gegen die Vorkriegszeit geringeren Einwohnerzahl sind die Wiener Verkehrsziffern verhältnismäßig groß. Die Ursache liegt in einem ungewöhnlich niedrigen Straßenbahnfahrpreis. Gefördert wurde die Entwicklung durch die Zunahme der Fahrtlänge, die Ausbildung der Geschäftsstadt, die Wohnungsnot, die geänderte Altersgliederung der Bevölkerung und durch die Inbetriebsetzung neuzeitlicher Betriebsmittel. Eine zweitweise Drosselung brachten die Betriebseinschränkungen während des Krieges, die verminderte Kaufkraft der Löhne und Gehälter, die Inflation und die Arbeitslosigkeit. Die künftige Gestaltung des Verkehrs wird von dem Ausbau des Wohnungsgebietes und der Ausdehnung der Stadtgrenzen abhängen.

859. Stromrückgewinnung bei der Chemnitzer Straßenbahn. Von Obering. W. Bethge, Berlin. Verkehrst. 1926, Heft 31, S. 492—494 m. 2 Abb. Es wird das Ergebnis der Meßfahrten mit Stromrückgewinnung mitgeteilt und mit den Rechnungswerten verglichen. Die scheinbar zwischen beiden bestehende Unstimmigkeit wird durch Berücksichtigung des Rückgewinnes aus den besonderen Geschwindigkeitsverringerungen vor Krümmungen, Straßenkreuzungen sowie bei plötzlichen Behinderungen durch den Straßenverkehr usw. durch Vergleichsrechnungen aufgeklärt.

860. Die neuen Gelenkdoppelwagen der Duisburger Straßenbahn. Von N. Mulling, Duisburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 34, S. 543—545 m. 7 Abb. Beschrieben wird ein neuartiger Straßenbahn-Gelenkdoppelwagen (Bauart Harkort), wie er von der Duisburger Straßenbahn G. m. b. H. in den Dienst gestellt wurde. Der bis jetzt aus mehreren Wagen bestehende Zug soll dadurch zu einer Einheit zusammengefaßt und ein durchgehender Verkehr innerhalb der Wagen erreicht werden.

861. Zur Frage der Bruchursache an Straßenbahnrädern. Von Dipl.-Ing. E. Franke, Essen. Verkehrstechnik 1926, Heft 32, S. 507—513 m 2 Abb. Die Brüche an Straßenbahnrädern sind — einwandfreies Material vorausgesetzt — in den meisten Fällen auf Ermüdung des Materials zurückzuführen, wobei eine zusätzliche Beanspruchung eine gewisse Rolle spielt. Es wird gezeigt, wie die Zusammendrückung des Rades während des Schrumpfens gemessen und die zugehörige spezifische Beanspruchung ermittelt werden kann.

862. Enge Stadtstraßen mit Gleisen. Von Magistratsbaurat Dr. Scheuermann, Wiesbaden. Verkehrst. 1926, Heft 31. Die Betonstraße, Nr. 10, S. 37—39 m. 4 Abb. Verkehrsregelung, Ausbildung der Straßendecke, Kanalisierung der Betonunterlage bei Straßenbahngeleisen.

Keine Talsperre ohne Prüfgerät für Sperrmauern

von

M. Hildebrand

Verlangen Sie unsere Drucksachen

Max Hildebrand G. m. b. H.
Freiberg i. Sa. 10
Gegründet 1791

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Vor kurzem erschien:

Gebühren-Ordnung
der vereideten Landmesser
Vom 1. Mai 1926
RM 0,30

Nach dem 1. Mai 1926 eintretende Veränderungen gelten vom Tage ihrer Inkraftsetzung an

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

863. Der Aufbau des Betons. Von Dipl.-Ing. Dr. W. Wieser. Zement 1926, Nr. 35, S. 619—621, Nr. 36, S. 656—658, Nr. 37. Zahlenmäßige Untersuchungen über den Einfluß der Korngröße des Sandes und Kieses sowie des Wasserzusatzes und der Zementbeigabe auf die Druckfestigkeit von Beton. Vorausbestimmung der Festigkeit.

864. Verhalten des frischen Betons bei niedrigen Temperaturen und Richtlinien für seine Herstellung. Von Obering. Dipl.-Ing. O. Werken, Köln. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 34, S. 395—398. Unter Bezugnahme auf durchgeführte Versuche mit Portlandzement und Normensand ergaben einen schädigenden Einfluß niederer Temperaturen, wenn diese länger anhalten und namentlich in die Zeit der Anfangserhärtung bis zu 14 Tagen fallen.

865. Das Abbinden des Betons im Bauwerk bei niedrigen Temperaturen. Von Regs.-Baurat Huch, Celle. Zentralblatt d. B. 1926, Nr. 34, S. 399—400. Der Unterschied der Eigentemperaturen des abbindenden Betons im Bauwerk und derjenigen im Versuchskörper wird an Hand an der Eisenbetonbrücke über die Aller bei Essel durchgeführter Untersuchungen betont und somit die Beobachtung und der Vergleich der Außentemperatur als ungenügend erachtet.

866. Über das Verhalten von Eisenbeton gegenüber den Einflüssen von Seewasser. Von Regs.-Baumstr. W. Loos. Zement 1926, Nr. 35, S. 621—622. Auszug aus dem Bericht der niederländisch-indischen Kommission. Es werden hauptsächlich die Versuchsergebnisse aufgeführt.

Baumaschinen und Förderanlagen.

867. Gießrinnen oder Kabelkrane für Staumauern aus Gußbeton? Von Ing. H. Nipkow, Zürich. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 10, S. 143—145. Verfasser teilt seine bei dem Bau der Wäggitalsperre mit der Verwendung von Gießrinnen und Kabelkranen nebeneinander gemachten Erfahrungen mit. Es werden die den Verfahren eigentümlichen Vor- und Nachteile gegeneinander abgewogen.

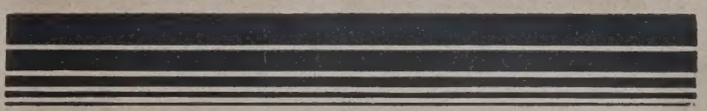
868. Einheitliche Handfahrzeuge für Flurförderung in den Eisenbahnwerken. Von Reichsbahnrat Giehler, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 35. Werkstättenbau und Werkwirtschaft S. 561—565 m. 5 Abb. Die auf Veranlassung des Dezernats für wissenschaftliche Betriebsführung bei der Reichsbahndirektion Berlin in einigen Eisenbahnwerken erprobten Fahrzeuge für Flurförderung werden in ihrer Bauart und insbesondere der Bemessung der Einzelteile beschrieben. Im einzelnen: Plattformwagen, -karren, Stechkarren, Kohlenwagen für Kesselhäuser, Stahlflaschenkarren.

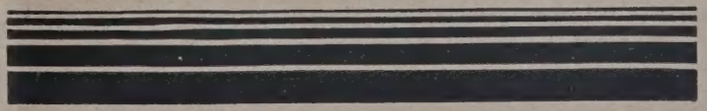
869. Arbeitsteilung zwischen Elektrokarren und Eisenbahn im Werkförderbetrieb. Von Reichsbahnrat Braun, Gleiwitz. Verkehrstechnik 1926, Heft 35, Werkstättenbau u. Werkwirtschaft, S. 565—567 m. 3 Abb. An einem Beispiel wird gezeigt, wie Automobil und Schienenbahn auch auf dem Sonderverkehrsgebiet der Werkförderung im Wettbewerb stehen, wie aber auch hier jedem dieser Beförderungsmittel der seine Eigenart entsprechende Teil des Arbeitsfeldes zugewiesen wird.

Statik und Festigkeitslehre.

870. Ein einfacher Satz über die Bestimmung der Fixpunktbestände und seine Anwendung bei der Rahmenberechnung. Von Dipl.-Ing. Karl Seytter, München. Bauing. 1926, Heft 36, S. 698—702 m. 24 Abb. u. 1 Tab. Es wird ein einfacher Satz angegeben, ähnlich den bekannten Mohrschen Sätzen über Winkeldrehung und Durchbiegung, der die Beziehungen der Größen, von denen die Lage des Festpunktes abhängt, angibt. Es wird gezeigt, wie mit Hilfe dieses Satzes und der bekannten vier Mohrschen Sätze die Berechnung des in Stützen eingespannten kontinuierlichen Trägers ohne Inanspruchnahme fertiger unübersichtlicher Formeln durchgeführt werden kann.

871. Momententabellen des durchlaufenden Rahmens. Von Dipl.-Ing. v. Henning auf Schönhoff, Königsberg i. Pr. Beton u. Eisen, 1926, Heft 17, S. 311—314 m. 4 Tab. Entsprechend den Winklerschen Koeffizienten für den kontinuierlichen Träger hat Verfasser Tabellen aufgestellt, aus denen man für den durchlaufenden Rahmen mit ruhender Belastung in ungünstiger Verteilung die Maximalmomente über den Stützen und an den Ecken direkt entnehmen kann. Das zugrundegelegte statische System ist ein durchlaufender Rahmen mit gleich langen, mit Fußgelenken versehenen Stützen. Es ist die Annahme gemacht, daß alle Felder gleich oder annähernd gleich groß sind, und daß nur die zwei verschiedenen Trägheitsmomente, der Riegel und Stiele, auftreten.





872. Werkstoffprüfung und Werkstoffeigenschaften. Bemerkungen über die Bedeutung des Zugversuches. Von Dr. G. Sachs, Berlin-Dahlem. Mittlg. a. d. Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung. VDI 1926, Nr. 35, S. 1167—1169. Versuchsdurchführung und Bedeutung der Kennzahlen des Zugversuches sind zur Beurteilung des Verhaltens von Konstruktionsteilen bei der verwickelten Beanspruchungen der Formgebungsvorgänge und des Betriebes häufig unzureichend. Dagegen scheint die Bruchquerschnittsverminderung zur Kennzeichnung des Formänderungsvermögens eines Stoffes sehr brauchbar zu sein. Erfassung der Werkstoffeigenschaften. Liefervorschriften und Werkstoffeigenschaften. Gütebezeichnungen. Stoffliche Durchdringung der Werkstoffprüfung.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

873. Die Straßenbrücke über den Rhein bei Wesel. Von Baurat Dr.-Ing. F. Bohny, Sterkrade. Bautechnik 1926, Heft 38, S. 533—536 m. 7 Abb., 1. Teil. Es werden die bis auf die Vorkriegszeit zurückreichenden Vorarbeiten, Ausschreibungen und Vergebungen, die Ausführung der Pfeilergründung, die einzelnen Entwürfe für die eisernen Überbauten, die Ausführung des Brückenbauwerkes, dessen Konstruktionseinzelheiten und Berechnungsgrundlagen behandelt.

874. Eine Konstruktion zur Übertragung von Bremskräften auf die Hauptträger von Fachwerkbrücken mit obenliegender Fahrbahn. Von Reichsbahnrat Grohnert, Frankfurt a. O. Bauing. 1926, Heft 37, S. 715—716 m. 2 Abb. Verfasser beschreibt an Hand eines Entwurfes eine Konstruktion zur Übertragung der Brems- und Anfahrkräfte der Eisenbahnfahrzeuge, durch die der für die Berechnung der Zusatzspannungen in Frage kommende Hebelarm des Bremsversetzungsmoments auf ein Minimum herabgemindert werden kann.

875. Über die Herstellung stetig gekrümmter Gurtstehbleche eiserner Brücken. Von Regs.-Baurat K. Daub, Düsseldorf. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 35, S. 410—412 m. 11 Abb. Es wird die Herstellung der genauen Form stetig gekrümmter Gurtstehbleche auf dem Wege des hochkantigen Biegens aus Universaleisen oder Blechen, die Bearbeitung in warmem und kaltem Zustande und das Herausarbeiten der gekrümmten Stegbleche aus umschriebenen Rechtecken behandelt.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

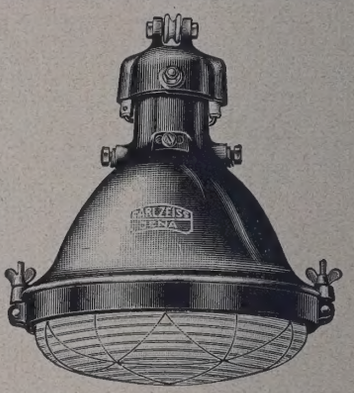
Gründungsarbeiten.

876. Wasserhaltungsarbeiten für den Bau von Brückenwiderlagern und Schleusen, im Eigenbetriebe ausgeführt vom Kanalbauamt zu Duisburg-Meiderich. Von Oberregsbaurat Goetzcke, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 39, S. 545—586 m. 91 Abb. und einer Berechnungstabelle der Pumpenanlage für den Bau der Ruhrschleuse. Die Begründung des Eigenbetriebes. Die Versuchsarbeiten am südlichen Widerlager der Karlsstraßenbrücke — Bohrarbeiten, die Filterbrunnen, Saugleitung, Pumpanlage und -betrieb, Messung der Wasserstandshöhen, der Einfluß der Grundwassersenkung auf die Umgebung, die Bauarbeiten — die Zweckmäßigkeit der Absenkung mit Röhrenbrunnen bei Ausführung auch des nördlichen Widerlagers. Die Widerlager für die vier eingleisigen Überbauten der Eisenbahnstrecken Ruhrort—Oberhausen, der Gewerkschaft „Deutscher Kaiser", der Ruhrorter Straßenbrücke, für die fünf eingleisigen Eisenbahnbrücken Oberhausen—Wesel und für eine zweigleisige Hüttenbahnbrücke. Die Wasserhaltungsarbeiten bei Ausführung der Schleusen, deren Kammermauern mit Rücksicht auf die infolge Bergbaues auftretenden Bodensenkungen getrennt bis auf den Mergel hinabgeführt wurden.

877. Veränderung der Gründung eines Eisenbahnbrückenpfeilers infolge Tieferlegung der Sohle des durchgeführten Mühlgrabens unter Aufrechterhaltung des Eisenbahnbetriebes. Von Reichsbahnbauführer Thiele, Dresden. Bauing. 1926, Heft 35, S. 681—683 m. 5 Abb. Herstellung eines Eisenbetonpfahlrostes um den alten Pfeiler unter Verwendung des Preßbetonverfahrens Wolfsholz. Abfangung des alten Pfeilers durch einen Tragring in Form eines Kragträgers.

878. Entlastungsbauten. Von Ing. Rud. Heim, Wien. Beton und Eisen 1926, Heft 17, S. 301—305 m. 17 Abb. Es werden einige Beispiele ausgeführter Entlastungs-Gründungsbauten in Eisenbeton, die jeweilige Konstruktion und Ausführung beschrieben.

Zweckmäßige Beleuchtung
von Bauplätzen, Fabrik-, Bahn- und Hafenanlagen durch



ZEISS SPIEGELLICHT
Bedeutende Strom-Ersparnis!
Verlangen Sie Druckschrift Belaglo 288 kostenfrei
CARL ZEISS JENA

HOCHTIEF
Aktien-Gesellschaft
für Hoch- und Tiefbauten
vormals Gebrüder Helfmann
Essen-Ruhr
Viktoriahaus, Pferdemarkt 2-4
Fernsprecher: Nr. 9970-9973
Frankfurt am Main, München, Berlin, Köln
Hannover, Karlsruhe, Höchst a. M., Hamburg
HOCHTIEF VORM. GEBR. HELFMANN
Sämtliche Ausführungen im
Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

879. Die Wasserwirtschaft Badens. Von Oberbaurat Altmayer, Karlsruhe. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 8, S. 173—177. Die geschichtliche Entwicklung. Die Wasserwirtschaft des Oberrheins auf der Strecke von Basel bis zum Bodensee. Die natürlichen Stromverhältnisse. Die einzelnen bestehenden und geplanten Anlagen.

880. Grenzschichtabsaugung. Von Dr. J. Ackeret, Göttingen. VDI. 1926, Nr. 35, S. 1153—1158 m. 17 Abb. Durch Wegsaugen der Flüssigkeitsgrenzschicht nach dem Innern der einer Strömung ausgesetzten Körper ist es möglich, die Ablösung der Strömung auch bei Druckanstieg in Strömungsrichtung zu verhindern. Es wird über Versuche an Kugeln, Flügeln, Umlenkungen und Diffusoren berichtet. In einem Anhang wird die Theorie der turbulenten Strömung auf die Absaugvorgänge angewendet.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Scheleusenbau.

881. Der Rheinhafen von Basel. Von Betr.-Ing. Bernhard Schmidt, Riehen-Basel. VDI. 1926, Nr. 35, S. 1149—1152 m. 4 Abb. An Hand der geschichtlichen Entwicklung werden die technischen und politischen Vorbedingungen für die Schiffahrt auf dem Oberrhein skizziert und dann die Baseler Hafenanlagen in Klein-Hüningen eingehend beschrieben.

882. Anordnung und Ausgestaltung von Petroleumhäfen. Von Dipl.-Ing. Bernhard Siebert. Bautechnik 1926, Heft 32, S. 587—600 m. 23 Abb. Es werden eine größere Anzahl von Petroleumhäfen aller Erdteile bezüglich ihrer Anordnung und Ausgestaltung im besonderen hinsichtlich der Vorkehrungen, die in irgend einer Weise den Ausbruch und die Verbreitung von Ölbränden verhindern sollen, einer eingehenden Untersuchung unterzogen.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

883. Das Walchenseewerk. Von Dipl.-Ing. A. Menge, Vorst. Mitgl. d. Bayernwerk-A. G., Walchenseewerk-A. G. u. d. Mittl. Isar-A. G., München. VDI. 1926, Nr. 36, S. 1177—1182 m. 14 Abb. Die Maschinen- und elektrotechnischen Einrichtungen des Walchenseewerks. Wasserbewegung im Wasserschloß bei Lastabschaltung. Wassermessung in den Rohrleitungen. Kohlensäure-Brandschutz bei Stromerzeugerbränden. Abnahmeversuche der Drehstrom- und der Einphasenstrom-Maschinensätze. Wasserwirtschaft des Walchenseewerkes.

884. Die Wasserkraftanlage der Rhein-Main-Donau-Schiffahrtsstraße mit besonderer Betonung der Kraftmaschinen. Von Professor Dr. Dr.-Ing. Gleichmann. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 8, S. 145—153 m. 50 Abb. Rückblick auf die Geschichte des westdeutschen Wassernetzes in Verbindung mit der Entwicklung des Donau-Main-Kanals. Die Rhein-Main-Donau- A.-G. und ihr bisheriges Wirken. Die Kochletstufe und die Mainstaustufe Viereth und ihre Kraftmaschinen. Der hohe Wirkungsgrad der Propeller- und Kaplanturbinen.

885. Die Elektrisierung der österreichischen Bundesbahnen. Rückblick und Ausblick. Von Sektionschef P. Dittes. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 35/36, S. 357—364 m. 13 Abb., 1. Teil. Nach Beschreibung der vollendeten Elektrisierung der Arlbergbahn und in diesem Zusammenhange des Spullerseewerkes werden die neu zu elektrisierenden Strecken Salzburg—Wörgl und Kufstein—Wörgel—Innsbruck—Brenner und deren Energieversorgung durch das Stubachwerk, Mallnitzwerk und das Achenseewerk besprochen.

886. Die internationale Ausstellung für Binnenschifffahrt und Wasserkraftnutzung Basel 1926. Von Prof. H. Heiser, Dresden. Bauing. 1926, Nr. 34, S. 665—671, Heft 35, S. 677—681 m. Übersichtsplan. Eingehender Bericht über die durch die beteiligten Länder vertretenen Einzelausstellungen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — —

Straßenbau.

— — — —

Eisenbahnbau und -betrieb.

887. Die Nebenbetriebe der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft auf dem Gebiete des Personenverkehrs. Von Dr. R. Köhler, Berlin-Lichterfelde. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 5, S. 1041—1084, 1. Teil. Es wird untersucht, wie insbesondere die deutsche Reichsbahn, vormals die Gesamtheit der deutschen Regierungen mit Eisenbahnbesitz, zu den Verkehrsprinzipien — Selbstverwaltung und Zentralverwaltung — Stellung genommen hat, vor allem die Überlassung gewisser Sonderaufgaben an vollkommen selbständige Unternehmungen seitens der Reichsbahn-Gesellschaft.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

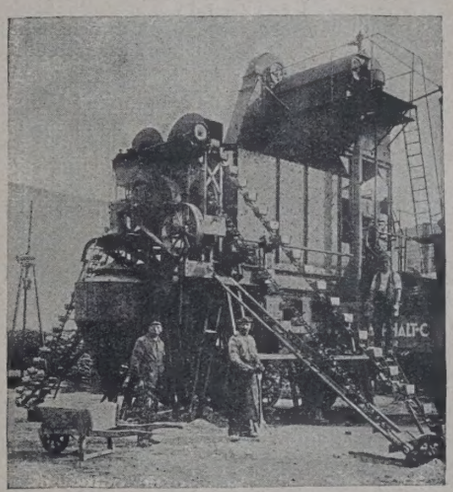
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

888. Die Mechanisierung des Kuppelns. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Paap, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 35, S. 419—420. Von der Einführung des mechanisierten bzw. selbsttätigen Kuppelns wird eine Vereinfachung und eine Beschleunigung des mechanischen Rangierens, eine beträchtliche Personalersparnis, damit Verminderung der Betriebskosten, und trotz größerer Ablaufgeschwindigkeiten eine Verminderung der Wagenbeschädigungen erwartet.

889. Verkehrsprobleme des Staates São Paulo. Von Regsbaurat Eugen Bloch, Rio de Janeiro. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 5, S. 1085—1101. Auf Grund der historischen Entwicklung der Verkehrsbedingungen des wirtschaftlich am stärksten entwickelten Staates Brasiliens werden die jetzigen Verkehrsverhältnisse und die verschiedenen Projekte, die eine Besserung derselben herbeiführen sollen, einer näheren Kritik unterzogen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

890. Die Gewährleistung der Güte der Bauausführung und die Baukontrolle des Betons. Von Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel-Siegkreis. Beton u. Eisen 1926, Heft 17, S. 305 bis 311. Verfasser bezieht sich eingangs auf die in letzter Zeit zahlreich in der Fachliteratur erfolgte Behandlung der Gewährleistung und der Baukontrolle des Betons und erörtert dieses Thema vom Standpunkte des Deutschen Beton-Vereins aus, dessen bisherige Maßnahmen zur erfolgreichen Förderung der Baukontrolle, ferner welche Vorschriften die Eisenbetonbestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton enthalten, um die Güte der Ausführung zu gewährleisten, und in welcher Richtung diese Bestimmungen durch Baukontrollvorschriften zu ergänzen wären.

891. Großkraftwerk Rummelsburg der Berliner Städtischen Elektrizitätswerke A.-G. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1926, Nr. 34, S. 596—602 m. 12 Abb. Die Ausführungen enthalten in der Hauptsache die Baustelleneinrichtungen und Betonierungsarbeiten. die Ausschachtungsarbeiten mit rd 2000 m^3 Aushub täglich, Grundwassersenkung, eine Baugrubenfläche von 13 000 m^2, die Gußbetonanlage mit 2 Hauptaufzugstürmen von je 55 m Höhe.

892. Über Gärungsbottiche aus Beton. Von Chemiker Dr. W. Obst, Altona-Bahrenfeld. Zement 1926, Nr. 35, S. 623—624. Die Gärung und Lagerung von Bier in Eisenbetonbehältern wird als durchaus zweckmäßig betrachtet, wenn die Innenflächen nach einem bereits erprobten und jahrelang bewährten Verfahren durch indifferente Isolierschicht geschützt werden.

893. Die Innenkuppel des Planetariums in Düsseldorf. Von Dipl.-Ing. H. Finsterwalder. Bauing. 1926, Heft 37, S. 714—715 m. 2 Abb. Neben der Konstruktion und der Ausführung des Bauwerkes werden auch die für die Gesamtanordnung bestimmende, mit Rücksicht auf die Verwendung des Planetariums als Konzertsaal, Vortragssaal usw. wegen der notwendigen Vermeidung Forderung auf gute Akustik und deren Erfüllung besprochen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

894. Standsicherheit von Funktürmen. Von Prof. Kirchner, Berlin-Steglitz. Bauing. 1926, Heft 37, S. 711—713 m. 3 Abb. Die Windbelastungsannahmen werden besprochen und in diesem Zusammenhange die Ursachen erörtert, die den Einsturz einiger Funktürme herbeigeführt haben.

895. Der Funkturm in Berlin. Von Franz Czech, Essen. Bauing. 1926, Heft 36, S. 696—698 m. 3 Abb. Beschreibung des über einem quadratischen Grundriß von 18 m Seitenlänge 113,5 m aufsteigenden eisernen Bauwerkes, der Konstruktionseinzelheiten und der Montage.

Holzbau.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

896. Die Rheinisch-Westfälische Schnellbahn. Das Verkehrsproblem im rheinisch-westfälischen Industriebezirk und die Städteschnellbahnen. Von Direktor Kern, Essen. Verkehrstechnik 1926, Heft 35, S. 553—555. Im Anschluß an die Ausführungen in Heft 20 und 21, S. 313 und 332 von Geheimrat Cauer, behandelt Verfasser die Frage, inwieweit die Reichsbahn im Rahmen ihrer heutigen Anlagen und eines möglichen Ausbaues derselben in der Lage ist, den Verkehrserfordernissen des Bezirks gerecht zu werden und inwieweit die Überlandbahn an die Stelle der Reichsbahn zu treten berechtigt erscheint.

897. Der Dresdener Querschwellenoberbau. Von Stadtamtsbaurat a. D. Schubert, Dresden. Verkehrstechnik 1926, Heft 35, S. 555—557 m. 6 Abb. Es werden die Grundsätze beim Schwellenoberbau der städtischen Straßenbahn in Dresden, die bauliche Ausführung und die mit diesem Oberbau bisher gemachten Erfahrungen mitgeteilt.

Professor Hauenschild und
die Abdichtung von Mauer- und Putzflächen gegen Schlagregen

Jetzt, bei der noch warmen Witterung, wenn die Mauer- oder Putzflächen trocken und aufnahmefähig sind, sollten sie mit **„Lithurin Marke E“** von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, imprägniert werden, um sie **gegen Schlagregen** undurchlässig zu machen. Seit 40 Jahren leistet Lithurin Marke E glänzende Dienste, um Mauer- und Putzflächen exakt abzudichten. Das Verfahren ist einfach und billig. Der Anstrich ist farblos und verändert absolut nicht die Struktur der Baufläche. Man sollte keinen Tag zögern, weil jetzt noch die beste Möglichkeit ist, um einen Schaden zu vermeiden, der sich im Winter in unangenehmster Weise bemerkbar machen würde. —

Macht man aber einen neuen Putz, so muß man unbedingt in das Anmachewasser **Prolapin**-Mörtelzusatz hineingeben.

Sandstrahl-Reinigung

ist unerläßlich

um den Farbanstrich oder den aufgespritzten Metallüberzug auf

Eisenkonstruktionen

jeglicher Art, insbesondere bei Brücken, Gittermasten, Gasometern und dgl. dauerhaft und unverwüstlich zu machen, oder wenn das

Beton-Spritzverfahren

eine innige Verbindung zwischen dem Grundkörper und der aufgetragenen Betonschicht gewährleisten soll.

Wir liefern auf Grund langjähriger Erfahrungen

Sandstrahlgebläse-Anlagen

nebst den zum Betrieb erforderlichen Luftkompressoren in ortsfester und fahrbarer Ausführung

Badische Maschinenfabrik Durlach

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

898. Kritische Betrachtungen über den Aufbau von Zementmörtel. Von Regsbmstr. a. D. Fr. Jung, Herne. Bautechnik 1926, Heft 14, S. 612—615 m. 2 Abb. 1. Teil. Dissertationsauszug. Es werden zur Klärung der Frage, ob die als einheitlich für alle Versuchsstellen zu empfehlenden Abstufungen der Sande oder Kiese hinsichtlich des Einflusses der Kornzusammensetzung beliebig angenommen werden können oder zweckentsprechend nach gewissen Regeln festzusetzen sind, drei verschiedene nach bestimmten Gesichtspunkten festgelegte Siebsätze zur Trennung des Kieses in die einzelnen Korngrößen verwendet und miteinander verglichen.

899. Der Aufbau des Betons. Von Dipl.-Ing. W. Vieser. Zement 1926, Nr. 38, S. 700—705, Nr. 39. Fortsetzend behandelt Verfasser die zahlenmäßigen Untersuchungen über den Einfluß der Korngröße des Sandes und Kieses sowie des Wasserzusatzes und der Zementbeigabe auf die Druckfestigkeit von Beton und die Vorausbestimmung der Festigkeit.

Baumaschinen und Förderanlagen.

900. Motorschlepper für Industrie und Landwirtschaft. Von Prof. Dr.-Ing. G. Becker, Charlottenburg. V. d. I. 1926, Nr. 37, S. 1209—1214 m. 14 Abb. Vergleich der nutzbaren Zugkräfte auf dem Acker und auf der festen Straße. Einfluß der Anordnung des Antriebes bei Rad- und bei Raupenschleppern. Fahrgeschwindigkeit und Straßenbeanspruchung. Verluste in Getriebe und Laufwerk. Bauart. Leistungsfähigkeit, Bremsstoffverbrauch und Abnutzung der Motoren.

Statik und Festigkeitslehre.

901. Anforderungen an die Berechnung eingespannter Gewölbe. Von Regsbmstr. a. D. R. Koch und Ing. de Ginder, Frankfurt a. M. Bauing. 1926, Heft 39, S. 750—755 m. 2 Abb. Es werden die Voraussetzungen für die Berechnung eingespannter Gewölbe betrachtet, und zwar Beobachtungen über das Ausweichen der Widerlager mitgeteilt, die Größe des Schwindmaßes, die Grenzen der Temperaturänderungen in den Gewölben untersucht. Auf Grund dieser Überlegungen werden die Spannungen einer gewölbten Eisenbahnbrücke ermittelt, die sich bei dem üblichen Ausrüstungsverfahren so hoch ergeben, daß nur noch eine geringe Sicherheit vorhanden ist, während bei dem Gewölbe-Expansionsverfahren die ungünstigen Wirkungen der nachgewiesenen Einflüsse beseitigt werden, so daß verminderte Abmessungen für expandierte Gewölbe zulässig sind. Schließlich werdend die Untersuchungen auf den Eingelenkbogen ausgedehnt.

902. Die Standsicherheit der Winkelstützmauer. Von Dr.-Ing. H. Lauterbach, Berlin-Pankow. Dtsch. Bztg 1926, Nr. 67, Konstruktion und Bauausführung Nr. 16, S. 120—124 m. 3 Abb. Verfasser geht auf die Rankinsche Erddrucktheorie ein und ermittelt den Winkel, den die Horizontale mit der Gleitfläche bildet. Die Untersuchung dient der schnellen Feststellung, ob ein Anschneiden der Mauer durch die Gleitfläche stattfindet oder nicht.

903. Der Einfluß der Vouten auf die Querkräfte und Biegemomente durchlaufender Balken. Von Dipl.-Ing. Willy Prager, Darmstadt. Beton u. Eisen 1926, Heft 18, S. 322—325 m. 6 Abb. u. 3 Tafeln. Verfasser untersucht die Gültigkeit der Annahme unveränderlichen Trägheitsmomentes bei den als durchlaufende Balken ausgebildeten Rippen und Unterzügen mit ihren Vouten über den Stützen und kommt zu dem Schluß, daß die Berücksichtigung der Vouten geboten erscheint, wenn man einigermaßen zutreffende Werte für die Momente erhalten will, daß die Querkräfte dagegen nur wenig durch die Vouten beeinflußt werden. Auch aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten wird die Berücksichtigung der Vouten empfohlen, da die Feldmomente eine nicht unbedeutende Verringerung erfahren.

904. Kritik zur Bezeichnungsweise des Elastizitätsmoduls. Von Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. Bauing. 1926, Heft 38, S. 738. Angesichts der Bestrebungen nach einheitlichen Bezeichnungen wird die Zweckmäßigkeit des Wertes E gegenüber α kurz erörtert.

905. Zugfestigkeit und Härte bei Leichtmetallen und Messing. Von Prof. R. Baumann. V. d. I. 1926, Nr. 37, S. 1225 bis 1229 mit 8 Abb. An verschiedenen stark verwalzten Tafeln aus Aluminium, Duralumin und zwei verschiedenen Messingarten wurden Zugversuche sowie Kugeldruck- und Schlaghärteversuche vorgenommen. Die ermittelten Werte werden verglichen und geprüft, inwieweit aus den Härtezahlen auf die Zugfestigkeit der geprüften Metalle geschlossen werden kann. Während für Aluminium und Duralumin ähnlich wie für Flußstahl eine lineare Beziehung zwischen Härte und Zugfestigkeit mit einer für viele Zwecke genügenden Genauigkeit aufgestellt werden kann, ist dies bei Messing nicht möglich. Für dieses Metall wird ein Näherungsverfahren zur Umrechnung vorgeschlagen.

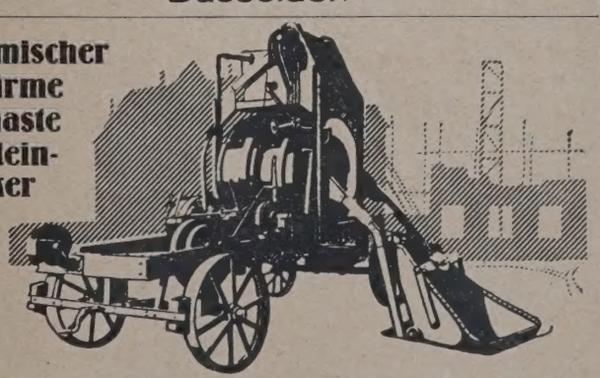
Professor Hauenschild und
die Abdichtung von Mauer- und Putzflächen gegen Schlagregen

Jetzt, bei der noch warmen Witterung, wenn die Mauer- oder Putzflächen trocken und aufnahmefähig sind, sollten sie mit **„Lithurin Marke E"** von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, imprägniert werden, um sie **gegen Schlagregen** undurchlässig zu machen. Seit 40 Jahren leistet Lithurin Marke E glänzende Dienste, um Mauer- und Putzflächen exakt abzudichten. Das Verfahren ist einfach und billig. Der Anstrich ist farblos und verändert absolut nicht die Struktur der Baufläche. Man sollte keinen Tag zögern, weil jetzt noch die beste Möglichkeit ist, um einen Schaden zu vermeiden, der sich im Winter in unangenehmster Weise bemerkbar machen würde. —

Macht man aber einen neuen Putz, so muß man unbedingt in das Anmachewasser **Prolapin**-Mörtelzusatz hineingeben.

Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

Betonmischer
Gießtürme
Gießmaste
Backstein-
spucker



ANDREAS GROSS · SCHWÄB. GMÜND 15
Fabrik für Baumaschinen und Baugeräte

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

906. Die Wiederherstellungsarbeiten an der verunglückten Eisenbetonbrücke über den Kymenfluß. Von Professor Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Beton u. Eisen 1926, Heft 18, S. 317—322 m. 11 Abb. Zunächst werden noch einmal Konstruktion, Ausführung, Gerüsteinsturz und die durch ihn verursachten Schäden am Bogen, in der Folge die Überlegungen wiedergegeben, die zu den weiterhin beschriebenen Wiederherstellungsmaßnahmen geführt haben, zu dem Entwurf eines neuen Oberbaues, dessen Gewichte der neuen Bogenform entsprechen, und zur Auswechselung der Gelenkplatten.

e) Eiserne Brücken.

907. Eine Kritik zum Wettbewerk um den Bau der Hafenbrücke in Sydney. Von Professor G. G. Kriwoschein, Petrograd-Prag. Bauing. 1926, Heft 39, S. 747—750 m. 12 Abb. und einer Vergleichstabelle der Wettbewerbsentwürfe in Sydney. Im besonderen wird die zur Ausführung bestimmte Bogenbrücke kritisiert.

908. Die Delaware-River-Brücke zwischen Philadelphia und Camden. Von Professor Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München. Bautechnik 1926, Heft 41, S. 609—612 m. 16 Abb. 1. Teil. Aus Anlaß der im Juli d. J. erfolgten Eröffnung der Hängebrücke werden die Eigentümlichkeiten bzw. Fortschritte gegenüber den früher erbauten Hängebrücken behandelt, und die im Zusammenhang mit dem Brückenbau ausgeführten experimentellen Arbeiten besprochen. Die Leistungsfähigkeit des Brückenquerschnitts, Annahmen über Verkehrslasten und Eigengewicht werden dabei wiedergegeben.

909. Neuere Formen gestufter Träger. Von Dr.-Ing. G. Müller, Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 75, Konstruktion und Bauausführung Nr. 18, S. 133—138 m. 11 Abb. Die neuen Bauformen eiserner Brücken und ihre Eigentümlichkeiten. Die Begründung für die neuen Bauformen. Die Anwendung der vom Verfasser näher bezeichneten „Kröpfung" und „Stufung" innerhalb der Öffnungen beim Parallelträger.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

— — — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

— — — — —

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

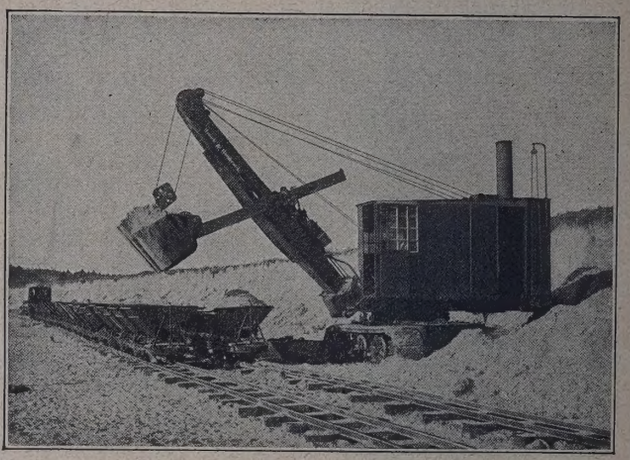
910. Vergleichende Beckenbewertung und Wasserverluste bei Talsperren. Ein Beitrag zur Frage der Wirtschaftlichkeit von Ingenieurbauwerken. Von Regsbmstr. a. D. K. Köbler, Wertheim-Baden. Bauing. 1926, Heft 38, S. 734—738 m. 1 Abb. Verfasser unterscheidet spezifische Beckenarbeitszahl als wasserwirtschaftliche und spezifischen Beckenarbeitswert als energiewirtschaftliche Kennziffer eines Speicherbeckens und stellt an Hand der für diese Werte aufgestellten Bedingungen Untersuchungen an ausgeführten Speicheranlagen an. Ferner wird die Grenze der Zweckmäßigkeit der Wasserdichtigkeit einer Sperrmauer erörtert und rechnerisch in Beziehung zu dem durch Sickerung verlorenen, aber wieder gewonnenen und durch Pumpen gehobenen Wasser gebracht.

911. Das Laboratorium für Wasserkraftmaschinen an der Technischen Hochschule Hannover. Von Prof. Dr.-Ing. Fr. Oesterlen. V. d. I. 1926, Nr. 37, S. 1215—1224 m. 27 Abb. Beschreibung des im Jahre 1923 fertiggestellten Laboratoriums zur Untersuchung von Turbinen mit stehender und liegender Welle verschiedener Bauart. Wassermessung durch Schirm, Überfall und Woltmann-Flügel. Reibungsbremse mit guter Selbstregelung. Eichrinne für hydraulische Flügel und Staurohre bei Geschwindigkeiten von 0,02 bis 5 m/sec.

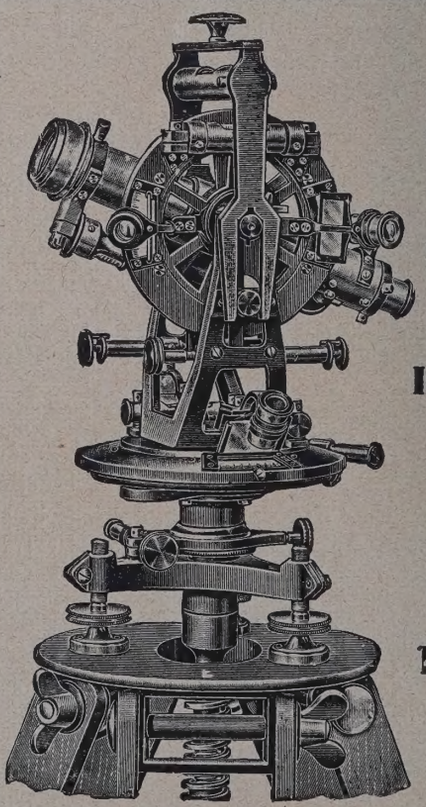
Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

— — — — —

MENCK & HAMBROCK
Altona-Hamburg



Baubetriebe wirtschaftlicher
durch
Menck Hochleistungs-Löffelbagger
die bis zu 4 Hüben pro Minute machen
und leicht umgebaut werden können in
Greifbagger, Eimerseilbagger
und Kran
Vorrats-Anfertigung Vermietung



Seit
75 Jahren
fertigen wir
in erst-
klassiger
Ausführung

Nivellier-
Instrumente

Theodolite

Tachymeter

OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor. 16

Straßenbau.

912. Die internationalen Abkommen über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen und über den Straßenverkehr vom 24. IV. 1926. Von Ministerialrat Geheimrat Pflug, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 606—613. Vorgeschichte und Inhalt der auf der internationalen Konferenz vom 20.—24. April 1926 in Paris unterzeichneten internationalen Abkommen über den Verkehr mit Kraftfahrzeugen und über den Straßenverkehr werden eingehend besprochen und hierbei besonders die Unterschiede der neuen Abkommen zu den zur Zeit geltenden Abkommen behandelt.

913. Weitere Teilergebnisse der Verkehrszählung auf den deutschen Landstraßen. Von Ministerialrat Dr.-Ing. Speck-Dresden. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 620—622 m. 2 Abb. Bekanntgabe der Ergebnisse der Verkehrszählung auf den deutschen Staats- und Provinzialstraßen vom 1. 10. 24 bis 30. 9. 25.

914. Die Anpassung der bayerischen Staatsstraßen an die neuzeitlichen Verkehrsverhältnisse. Von Ministerialrat Vilbig, München. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 618—620. Die Arbeiten zur Anpassung der bayerischen Staatsstraßen an die neuzeitlichen Verkehrsverhältnisse werden eingehend behandelt und die Bauart der einzelnen Fahrbahndecken sowie die Aufbringung der erforderlichen Mittel besprochen.

915. Die Staatsstraßen Württembergs und ihr Umbau für den Kraftwagenverkehr. Von Präsident W. Euting, Stuttgart. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 602—606 m. 6 Abb. Aus Anlaß der Hauptversammlung des Deutschen Straßenbauverbandes in Stuttgart gibt Verfasser eine Darstellung der württembergischen Straßenverhältnisse und namentlich auch der Erfahrungen mit hochwertigen Fahrbahndecken; im besonderen die Verbesserung der Straßen und die Aufbringung neuzeitlicher Fahrbahndecken.

916. Vorläufige Ergebnisse der Casseler Versuchsstrecken. Von Landesoberbaurat Becker-Cassel. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 626—630 m. 2 Abb. Zweck der Versuche, technische und wirtschaftliche Voraussetzung der Versuche, Wahl der Bauart, die Ausführung der Arbeiten, die Ergebnisse und deren Zusammenhänge. Die Nachbehandlung der Teppichdecken unter Verwendung eines gleichmäßig gekörnten, absolut sauberen Splittes sowie die an die dabei verwendeten Maschinen zu stellenden Anforderungen, die Wirtschaftlichkeit der angewandten Bauweisen.

917. Organisation und Arbeitsweise amerikanischer Straßenbauverwaltungen. Von Professor Dr.-Ing. E. Neumann, Stuttgart. Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 613—618. Organisation und Arbeitsweise der amerikanischen Straßenbauverwaltungen werden besprochen und im besonderen die Straßenbauorganisation und -politik im Staate Pennsylvania und im Staate North Carolina behandelt.

918. Entwurf einer Anweisung für die Ausführung von Oberflächenteerungen. Von Professor K. Hoepfner, Karlsruhe. Verkehrstechnik 1926, Heft 37, S. 585—588, Heft 38. Die bei der Durchführung von Oberflächenteerungen zu beachtenden wichtigsten Regeln sind in dem vorliegenden Entwurf einer Anweisung zusammengefaßt. Im besonderen: Die Eignung verschiedener Straßenbefestigung für Oberflächenteerung. Gesichtspunkte, die bei Neuschüttungen zu beachten sind, deren Behandlung mit Oberflächenteerung beabsichtigt ist. Reinigung der Fahrbahn, Beschaffenheit des Teeres, Entnahme von Proben und Einsendung zur Untersuchung, Ausführungsweise, Unterhaltung der Straßen.

Eisenbahnbau und Betrieb.

— — — — —

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

919. Druckrohre aus Eisenbeton, Ausführung und Versuche. Von Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Wien. Bauing. 1926, Heft 39, S. 755—758 m. 12 Abb. Verfasser beschreibt die Berechnung, Konstruktion und Ausführung der für das Kraftwerk Föhrenwald (Semmering) erbauten Druckrohrleitung von 1,72 km Länge und gibt einen Auszug des von ihm über die Frage der Dehnungsmöglichkeiten in der Rohrleitung erstatteten Gutachtens. Die aus dem Schwinden und der Reibung am Unterbeton entstehenden Längskräfte werden einerseits durch die Zugfestigkeit des Betons (10 kg/cm²), anderseits durch die Längseisen allein (bis zu 2400 kg/cm²) aufgenommen. Hieraus ergab sich die mögliche Länge der Rohrstücke von rd. 72 m.

920. Das Eisenbetondruckrohr der Wasserkraftanlage Radaunewerk bei Danzig. Von Dr.-Ing. Enzweiler, Berlin. Bauing. 1926, Heft 38, S. 727—733 m. 16 Abb. Es wird ausgeführt, wie sowohl in der Berechnung als auch in der Konstruktion des unter 2,5 at inneren Wasserüberdruck stehenden Eisenbetondruckrohres die geforderte Rissefreiheit des Betons erzielt wurde.

921. Spiralbewehrte Achtecksäulen. Von Ingenieur H. Fuchs, Dresden. Beton u. Eisen 1926, Heft 18, S. 325—326. Es wird eine Tabelle wiedergegeben, aus der sich für jede gegebene Belastung die Stärke und Eiseneinlage der Säulen unter Berücksichtigung der neuen Eisenbetonbestimmungen ablesen läßt, ferner werden einige Beispiele wiedergegeben.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

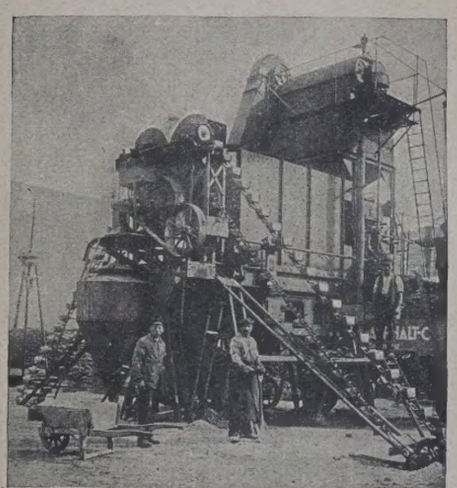
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50

Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

922. Die Konstruktion des Konzertsaales im städtischen Bürohaus zu Gelsenkirchen. Von Dr.-Ing. Kattentidt, Gelsenkirchen. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 67, Konstruktion und Bauführung Nr. 16, S. 119—120 m. 5 Abb. Es werden die Gesamtanordnung des Konzertsaales mit 1500 m² bebauter Fläche einschließlich Podium, Galerien und Wandelgängen und die Eisenkonstruktionen an Hand der Abbildungen kurz beschrieben.

Holzbau.

— — — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

923. Tagesfragen des Städtebaues. Von Stadtbaudirektor Ing. Dr. F. Musil, Wien. Zeitschrift d. Österr. Ing. u. A.-V. 1926, Heft 37/38, S. 377—381 m. 5 Abb. Allgemeine Gesichtspunkte über bodenpolitische Fragen; Enteignungsrechte der Stadtverwaltungen, Bauzoneneinteilung, das Wohnungs- und Verkehrsproblem in Amerika und verschiedenen europäischen Ländern.

924. Zentrale Abwässer-Kläranlagen der Stadt Tübingen. Von Stadtbaurat Landenberger, Tübingen. Ges.-Ing. 1926, Heft 38, S. 581—588 m. 13 Abb. Nach allgemeinen Bemerkungen über die geschichtliche Entwicklung der Stadtentwässerung werden die Einzelheiten des im Jahre 1925 ausgeführten Bauentwurfs, die Kosten und die Ausführung selbst beschrieben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

925. Straßenbahn und Autobus in London. Von E. Baschwitz, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 36, S. 578—580. An Hand eines amerikanischen Berichtes wird dargelegt, welche Unzuträglichkeiten sich in London aus dem Überhandnehmen des Omnibusverkehrs ergeben haben und welche Maßnahmen, teils gesetzgeberischer, teils organisatorischer Art getroffen worden sind, um den Omnibusverkehr einzuschränken und die Lebensfähigkeit der Straßenbahn zu erhalten.

Siedlungswesen. — Sparsame Bauweisen.

926. Siedlungsplan für die Umgebung von Leuna, Göhlitzsch, Daspig, Kröllwitz, Spergau als Teilgebiet des allgemeinen Flächennutzungsplanes des mitteldeutschen Industriegebietes. Von Stadtbaurat a. D. Dähne. Zentralbl. d. Bauverw. 1926, Nr. 33, S. 385—388 m. 8 Abb. Die Ausführungen beziehen sich auf die vom Baurat Karl Barth aufgestellten und in seinem Buche „Aus dem Siedlungswesen" veröffentlichten Siedlungspläne.

Bauunfälle.

927. Unfälle durch Stromeinwirkung in elektrischen Zugförderungsanlagen. Von Reichsbahnrat Heinemann, Leipzig. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1926, Nr. 32, S. 853—857. Verfasser gibt eine Übersicht über die verschiedenen Ursachen der Unfälle und macht Vorschläge zu deren Verhütung und behandelt dabei die Mitwirkung des elektrischen Stromes im menschlichen Körper.

928. Verhütung von Unfällen im Straßenverkehr. Von Geheimrat Wernekke, Berlin-Zehlendorf. Zement 1926, Nr. 38, Die Betonstraße Nr. 13, S. 49—50. Es werden einige Grundsätze, die sich in Amerika für den Bau von Straßen herausgebildet haben und geeignet erscheinen, die Verkehrssicherheit zu erhöhen, näher behandelt.

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftliches.

929. Erzeugung von Spitzen- und Ersatzkraft für Überland- und Bahnkraftwerke. Von Obering. A. Büchi, Gebr. Sulzer, A.-G., Winterthur. VDI 1926, Nr. 32, S. 1053—1061 m. 21 Abb. Energieverbrauch, Energiequellen, Fortleitung der Energie, Einfluß der Gebrauchsdauer, Nachweis, daß Dieselmaschinen sowohl für Spitzen- als auch für Reservekraft in Verbindung mit Wasser- und mittleren Dampfkraftwerken wirtschaftliche und betriebstechnische Vorteile ergeben.

930. Die holländischen Ansprüche auf die deutschen Seehafen-Ausnahmetarife. Von Regsbdir. Dr. K. Giese, Hamburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 36, S. 572—574. Erhöhte Bedeutung der Eisenbahnfragen, insbesondere von Fragen der deutschen Seehafentarifpolitik für das deutsche Wirtschaftsleben nach dem Kriege. Die Entwicklung der deutschen Seehafenpolitik nach dem Kriege und die Übertragung von Seehafenausnahmetarifen auf die belgischen und holländischen Seehäfen. Begründung der deutschen Seehafentarifpolitik. Zurückweisung der holländischen Angriffe auf die deutsche Seehafentarifpolitik und der holländischen Ansprüche auf Übertragung der deutschen Seehafenausnahmetarife auf die holländischen Seehäfen. Die allein zweckmäßige und gerechte Lösung: Aufkündigung sämtlicher, Holland und Belgien gewährter Seehafenausnahmetarife.

A.P.D

Goudronit-Kalt-Asphalt

Flüssiges Bitumen — teerfrei — für Straßen- und Wegebau

Einfachstes und wirksamstes Mittel zur Erhaltung und Neuherstellung von Straßen

Verlangen Sie bitte Druckschriften, Anwendungs-Vorschrift und Angebot

A. Prée G.m.b.H.
Dresden-N. 6
Ruf 25721 * Draht: Preolit

Metallfensterfabrik G.m.b.H.
LEIPZIG-PLAGWITZ

Kittlose Oberlichte
Dachentlüfter
Shedrinnen, Schmiedeeiserne Fenster

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffe.

931. Hochwertiger Zement. Von Geh. Regierungsrat Prof. Otzen. Zement 1926, Nr. 36, S. 639—642, Nr. 37, S. 670—673, Nr. 38, S. 691—696, Nr. 39, S. 719—723, Nr. 40, S. 737—741 m. 17 Abb. w. fortges. Begriffsbestimmung der Hochwertigkeit, Bindemittel, die Eigenschaften des hochwertigen Portlandzementes, Verpackung und Gewicht, das Abbinden, die Raumbeständigkeit, die Mahlfeinheit, Festigkeiten, Gewichtsverhältnisse, der Wasserzusatz, das Schwinden, der Einfluß der Lagerung, deutsche hochwertige Hüttenzemente.

932. Mörtelfestigkeit von hochwertigem und gewöhnlichem Portlandzement. Von Dr. Haegermann. Zement 1926, Nr. 36, S. 650—653. Verfasser erörtert an Hand von Versuchen erneut die Fragen, ob bei Verwendung einer größeren Menge gewöhnlichen Portlandzementes, entsprechend dem höheren Preis des hochwertigen Portlandzementes, die gleichen Festigkeiten zu erzielen seien, wie bei Verwendung von hochwertigem Portlandzement, ferner, welche wirtschaftlichen Vorteile der hochwertige Portlandzement durch weitgehendere Magerung des Mörtels oder Betons gegenüber dem gewöhnlichen Portlandzement bietet.

933. Portlandzement und Beton im Grundwasser. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Tonindustrie-Ztg. 1926, Nr. 69, S. 1216—1217 m. 2 Abb. Es werden die Porosität bzw. die Dichte des Gefüges in Hinblick auf Einwirkungen von Grund- und Regenwasser und an einem Beispiel der Vorgang des Aufsteigens von Grundwasser im Beton infolge Kapillarwirkung sowie die anschließenden Zerstörungserscheinungen auch über dem Grundwasserspiegel behandelt.

934. Russische Normen für Bindemittel. Tonindustr.-Ztg. 1926, Nr. 69, S. 1222—1224. Schluß aus Nr. 102, Jahrg. 1925. Das Verfahren der Portland-Zementprüfung; die fakultative Bestimmung des spezifischen Gewichtes, die Bestimmung der normalen Teig- (Zement und Wasser, ohne Sand) Dichte, des Anfangs und des Endes des Abbindens des Portland-Zementes, die Probe auf Raumbeständigkeit des Zementteiges, Bestimmung der Mahlfeinheit, der Normenfestigkeit eines Mörtels aus Zement, Sand und Wasser und die Durchführung der Druck- und Zugversuche.

935. Die Dämpfungsfähigkeit eines Baustahles bei Wechselbeanspruchungen. Von Prof. Dr. O. Föppl, Braunschweig. VDI. 1926, Nr. 39, S. 1291—1296 m. 9 Abb. Die Dämpfung in Abhängigkeit von der Verformung, festgestellt an 10 Drehschwingungsstäben, die aus dem gleichen Edelbaustahl hergestellt waren. Wenn die Wechselbeanspruchung über eine kritische Spannung hinausgeht, dann ändern sich die Baustoffeigenschaften ganz wesentlich. Der kritische Punkt liegt für den untersuchten Stahl etwa 15 % unterhalb der Schwingungsfestigkeit, die Veränderung ist also nicht als Vorläufer des Bruches anzusehen. Vermeidung des Bruchausganges von der Keilnut durch Vorschalten eines plastisch verformbaren Keiles oder Keilstückes.

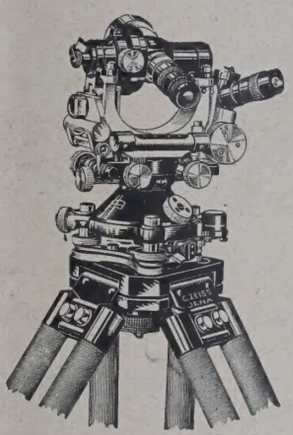
936. Neuere Schweißverfahren und Gestaltung. Von Dr.-Ing. W. Strelow, Hamburg. VDI. 1926, Nr. 40, S. 1317—1323 m. 19 Abb. Die Grundarten der Schweißverbindungen werden den entsprechenden Nietverbindungen gegenübergestellt und die Festigkeitseigenschaften beider Verbindungsarten erläutert, wobei auf Versuchsergebnisse und Erfahrungen Bezug genommen ist. An verschiedenen Beispielen industrieller Erzeugnisse und Bauwerke aus dem Behälterbau, Schiffbau-, Wagenbau, Eisenhochbau und Maschinenbau werden die Anwendungsmöglichkeiten der Schweißung und die damit verbundenen Änderungen und Vereinfachungen in der Gestaltung beschrieben.

937. Holz als Werkstoff. Von Dipl.-Ing. O. Frese, Hannover. VDI. 1926, Heft 41, S. 1349—1352. Aufbau des Holzes und die bei uns zur Verwendung kommenden Hölzer nach Aussehen und Haupteigenschaften. Die Eigenschaften des Holzes unter dem Einfluß von Standort, Klima, Feuchtigkeitsgehalt; die Prüfverfahren für geschnittenes Holz und den Stamm nach dem Fällen, Holzveredelung durch Tränkverfahren, Sperren. Anwendungsbeispiele auf Grund besonderer Eigenschaften. Vergleich mit Eisen und Leichtmetall hinsichtlich Gewicht und Festigkeit. Zahlen über die deutsche Holzwirtschaft.

Baumaschinen und Förderanlagen.

938. Die Kreuzeckbahn. Von Ministerialrat H. Friedrich, München. Südd. Bauzeitung 1926, Heft 36, S. 289—294 m. 17 Abb. Die als Seilschwebebahn für Personenverkehr, System Bleichert-Zuegg, erbaute Bergbahn mit nur je einem Tragseil für jede Fahrrichtung, sowie einem Zug- und Gegenzug-(Ballast-)seil, bei stark gespannten Seilen und großen Spannweiten wird einschließlich der Eisenbeton-Turmstützen und Stationen kurz beschrieben.

ZEISS
Nivelliere und Theodoliten
die
Instrumente
für den Bauingenieur



Theodolit I

Die Konstruktion des Zeiss-Theodolits gestattet Ablesung beider gegenüberliegenden Kreisteilstellen, des vertikalen u. horizontalen Kreises, durch *ein* gemeinsames Okular, mit selbsttätiger Mittelbildung und optischem Mikrometer

*

Verlangen Sie Druckschrift "Geote 76" kostenfrei von

CARL ZEISS
JENA

Material-
Prüfungsmaschinen
für alle Baustoffe,
insbesondere Zement und Beton
wie an zahlreiche staatl. Material-
prüfungsämter geliefert

Chemisches Laboratorium für Tonindustrie
PROF. DR. H. SEGER & E. CRAMER G·M·B·H
Abteilung Prüfmaschinenbau·Berlin NW21

939. Die Bewährung eines benzolmechanischen Triebwagens auf der Kyffhäuser-Kleinbahn. Ein Beitrag zur Triebwagenfrage. Von Landesbaurat Sell, Merseburg. Verkehrstechnik 1926, Heft 36, S. 569—572, Heft 37, S. 588—591 m. 2 Abb. Die Bauart des Triebwagens und des Anhängers. Leistungen des Triebwagens. Entwicklung des Verkehrs nach seiner Einführung. Vor- und Nachteile. Wirtschaftlichkeit. Vergleich mit kleinem Dampfseilzug.

Statik und Festigkeitslehre.

940. Über die Bewehrung allseitig frei aufliegender rechteckiger Eisenbetonplatten. Von Prof. O. Graf, Stuttgart. Beton und Eisen 1926, Heft 19, S. 358—361 m. 8 Abb. Verfasser teilt die Ergebnisse jener Versuche mit, die im Auftrage des deutschen Ausschusses für Eisenbeton die Grenzen für die Bewehrung parallel den langen Seiten der Platte festzulegen gestatten sollen.

941. Die wirksame Stützfläche der trägerlosen Pilzdecken. Von Dr.-Ing. H. Marcus, Breslau. Beton u. Eisen 1926, Heft 19, S. 352—358 m. 9 Abb. w. fortges. In der vorliegenden Arbeit wird der Einfluß der kelchartigen Erweiterung des Säulenkopfes auf die Tragfähigkeit der Decken eingehender untersucht, und eine neue Fassung der Rahmenformeln angegeben, die diesen Einfluß genauer zu verfolgen und bei der Querschnittsbemessung besser zu verwerten gestattet. Es ergibt sich, daß bei den gebräuchlichsten Arten der Ausbildung des Säulenkopfes das wirksame Trägheitsmoment im Bereiche der Stützenflucht ungefähr das Dreifache des Trägheitsmoments in Feldmitte beträgt.

942. Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte auf seitliches Ausknicken. Von Dipl.-Ing. L. Kulka, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 42, S. 621—624 m. 6 Abb. Verfasser macht Vorschläge zur praktischen Anwendung der verschiedenen Berechnungsarten und geht in diesem Zusammenhange auch auf die der Nachprüfung der Seitensteifigkeit dienenden Überschlags- und Näherungsformeln ein.

943. Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. Von Dr.-Ing. H. Pihera, Teplitz-Schönau. H.-D.-I.-Mitteilungen 1926, Heft 9, S. 177—183 m. 6 Abb. u. 3 Tab. Nach der wiedergegebenen Nachrechnung der Versuchsergebnisse wird die Drucklinienmethode als geeignet angesehen, in jenen Fällen zur Erddruckbestimmung herangezogen zu werden, in welchen die anderen, einfacheren, versagen. Es wird hervorgehoben, daß die angegebene Methode eine klare Einsicht in das Wesen des Erddruckes gibt. Ein endgültiges Urteil wird von der Nachrechnung einer größeren Versuchsreihe mit Erdreich verschiedenen Reibungswinkels und verschiedener Lage der Wände abhängig gemacht.

944. Stoßweise wirkende Kräfte und die Standsicherheit von Bauwerken. Von Prof. Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg, Sa. Bauingenieur 1926, Heft 40, S. 766—774 m. 7 Abb. An einem der Praxis entnommenen Beispiele wird dargelegt, daß große kippende Kräfte von sehr kurzer Wirkungsdauer, die die „Standsicherheit" des Bauwerkes nach rein statischer Auffassung und Durchrechnung gefährden, es in Wirklichkeit nur in durchaus unbedenkliche Schwingungen versetzen, da die träge Masse des Bauwerkes in solchen Fällen den Kippmomenten einen gewaltigen Widerstand entgegengesetzt. Der Rechnungsgang wird entwickelt und in Zahlen durchgeführt.

945. Der Einfluß der Bremskräfte bei einem Balken auf drei Stützen. Von Ing. W. Maurer, Königsberg i. Ostpr. Bautechnik 1926, Heft 45, S. 658—662, m. 18 Abb. Die Einwirkung wagerechter Kräfte bei einem Balken auf drei Stützen wird mit Hilfe von Einflußlinien untersucht.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

b) Hölzerne Brücken.

c) Stein- und Betonbrücken.

d) Eisenbetonbrücken.

946. Hängebalken mit Eisenbetonbalken als Versteifungsträger. Von Prof. Dr.-Ing. e. h. Melan, Prag. Beton und Eisen 1926, Heft 19, S. 348—352 m. 10 Abb. In den Fällen, wo mangels genügender Bauhöhe bei größer Spannweite ein Gewölbe- oder ein Bogenträger mit obenliegender Fahrbahn einen zu starken, plumpen Querschnitt erhalten muß, wird eine Hängebrücke mit Eisenbetonbalken als Versteifungsträger vorgeschlagen und rechnerisch untersucht. Dabei werden unterschieden: Einfeldiges Tragwerk, gelenkloser Balken mit konstantem Querschnitt, dabei vollständige Anhängung der Schalung. Anordnung eines Mittelgelenkes im Balken. Aufnahme des Kettenzuges durch den Balken.

Neuerscheinungen der Woche

Deutsche Bücher

Abwasserreinigung, Fortschritte der —.
Von Karl Imhof. Berlin. 2. Aufl., VIII, 136 S. mit 98 Abb., 8°. Geb. RM 5.—

Eisenbetonbauten, Entwurf und Berechnung von —.
Hrsg. vom Deutschen Beton-Verein. Bearb. von Prof. O. Graf, Prof. Dr. E. Mörsch, Prof. S. Ruth und Dr. W. Petry. Berlin. Bd. I. XI, 580 S. mit 497 Abb. im Text und auf einer Farbentafel, 4°. Geb. RM 25.50

Ford, Henry: Das große Heute — das größere Morgen.
VIII, 355 S., gr. 8°. Geb. RM. 9,—

Gebirgstunnel, Der Bau langer tiefliegender —.
Von Prof. C. Andreae. Berlin. VI, 151 S. mit 83 Abb., gr. 8°. Geb. RM. 13,20

Rudolf Mosse — Holzcode.
Bearb. von J. Köhler und K. Robens. Berlin. XXVII, 336 S., 4°. Geb. RM 36.—

Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung.
Von Prof. Martin Grüning. Berlin. 30 S. mit 6 Abb., gr. 8°. Geh. RM. 3,30

Tunnel- und Druckstollenbaues, Statische Probleme des — und ihre gegenseitigen Beziehungen.
Gleichgewichtsverhältnisse im massiven und kreisförmig durchörterten Gebirge und deren Folgeerscheinungen. Spannungsverhältnisse unterirdischer Gewölbebauten. Von Dr.-Ing. Hanns Schmid. 145 S. mit 36 Abb., gr. 8°. Geh. RM 8.40

Werkzeuge und Lehren.
Hrsg. vom Normenausschuß d. Deutschen Industrie e. V., Berlin. (Din-Taschenbuch Nr. 6). 152 S. mit Fig., 8°. Geh. RM 3.—

Fremdsprachige Bücher

Mathematics for engineers.
By R. W. Dull. New York. 780 p., il., 8°. Doll. 5.—

Nouvelle encyclopédie du bâtiment et de l'habitation.
Par R. Champly. Paris.
T. III: Travaux en ciment et béton asmés. 4. edition. 8°.
T. IV: Menuiserie. 3. edition. 144 p., 8°.

Textbook of mechanics.
By E. H. Wood. New York. 251 p., diagrs., 8°. Doll. 3.—

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

947. Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton- und Eisenbauten. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 14, S. 193—198 m. 5 Abb. und 3 Tab. Vortrag, gehalten auf dem 1. Internationalen Brückenbaukongreß. Verfasser kommt zu dem Schluß, daß die wirtschaftlichen Untersuchungen und Berechnungen und angeführte Beispiele aus der Praxis die Überlegenheit der Eisenbetonbauweise bei Eisenbahnbalkenbrücken kleiner Spannweite und unbeschränkter Bauhöhe beweisen.

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

948. Neuere Eisenbetonkaminbauten in Bayern mit einem Portalrahmen über Normalspurgleis. Von Direktor O. May, München. Beton und Eisen 1926, Heft 19, S. 342—347 m. 18 Abb. Drei für die Bayer. Kraftwerke A. G. in Garching a. Alz erbaute je 100,30 m hohe Eisenbetonkamine mit einer lichten Weite des Kaminschachtes von oben 3,0 m unten 4,5 m werden in bezug auf die konstruktive Ausbildung der Fundierung bzw. des tragenden Portalrahmens behandelt.

949. Neue Auslandskornspeicher der Amme, Giesecke u. Konegen. A.-G., Braunschweig. Von Geheimrat Prof. Buhle, Dresden. Bautechnik 1926, Heft 44, S. 651—653 m. 8 Abb. Aufzählung einer Reihe von genannter Firma erbauter Speicher und Silos, deren Fassungsvermögen sowie Beschreibung der einzelnen Fördereinrichtungen.

Gründungsarbeiten usw.

950. Erfahrungen mit eisernen Spundwänden (System Larssen) beim Bau der neuen Seeschleuse in Ymuiden. Von Dipl.-Ing. C. Hensen, Hamburg. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1926, Nr. 37, S. 427—429 m. 9 Abb. Beschreibung einer Reihe durchgeführter Proberammungen mit Larsseneisen und der englischen Spundwand „Universal Joist"; letztere war auf zwei Drittel ihrer Länge (28 m) gelascht, so daß nicht so lange Stücke unter die Ramme genommen werden brauchten.

951. Hebung einer Villa. Von Obering. Dr.-Ing. H. Lange, Köln. Bauing. 1926, Heft 40, S. 774—775 m. 5 Abb. Die nach Einbau eines Eisenbetonrahmens unterhalb der Kellerdecke und einzelner Aussteifungen erfolgte Hebung mittels Handspindeln um 1,50 m, sowie die Berechnungsgrundlagen werden ausführlich berichtet.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

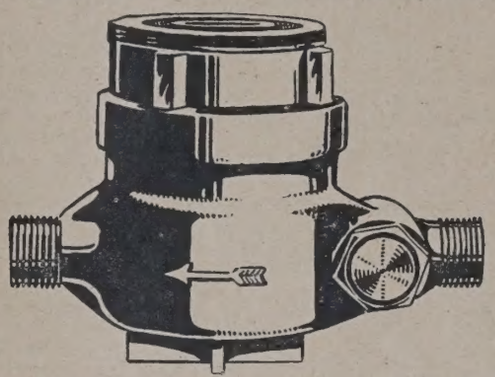
952. Über die Ausflußzahl beim Ausfluß des Wassers aus seitlichen Öffnungen. Von Dr.-Ing. A. Bergmann, Reichenberg. H. D. I.-Mitteilg. 1926, Heft 9, S. 190—192 m. 5 Abb. Für die Ausflußzahl, dem Verhältnis der tatsächlichen Ausflußmenge zur theoretischen Ausflußmenge, wird für einen bestimmten Schützen, dessen Abmessungen häufig vorkommen, ein auf Messungen begründeter Wert angegeben, sowie festgestellt, daß bei verschiedenen Schützen die Ausflußzahl auch verschieden groß ist.

953. Die Versickerung der atmosphärischen Niederschläge und ihr Einfluß auf die Wasserführung der Quellen. Von Chr. Mezger, Gernsbach, Murgtal. Ges.-Ing. 1926, Heft 41, S. 629—634 u. 1 Abb. Es werden Messungs- und Beobachtungsergebnisse langjähriger Untersuchungen und die sich aus ihnen ergebenden Schlüsse über die Wasserführung von Bloch- und Stelliquellen mitgeteilt.

954. Der jährliche Gang des Wasserstandes an der deutschen Ostsee- und Nordseeküste. Von O. Meißner, Potsdam. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 39, S. 444—445 m. 1 Abb. Der jährliche Gang der Ostsee wird durch den der Nordsee bestimmt; der Phasensprung von der Nordsee zur westlichen Ostsee um 30 Grad wird in dem Vorspringen der jütischen Halbinsel vermutet. Die Entstehung der Jahresschwankungen der beiden Meere bleibt dagegen noch zu erforschen.

955. Einfluß der Achsdrehung der Erde auf die Flüsse. Von Prof. A. Ludin, Berlin. Wasserkraft 1926, Heft 18, S. 219—221 m. 4 Abb. Der Einfluß der Achsendrehung der Erde auf die Flüsse kann ersetzt gedacht werden durch den Einfluß einer Flußkrümmung. Die entsprechenden „virtuellen Krümmungsradien" messen praktisch viele tausend Meter. Der Einfluß der Achsendrehung ist demnach sehr klein und darf nicht überschätzt werden.

Moderne
Neubauten
erhalten Heißwasser für Küche, Bad usw.
Den Verbrauch des Heißwassers kontrolliert
aufs Genaueste unser
Flügelrad-Heißwassermesser
D. R. P. »OPTIMA« D. R. P.



Neueste Spezialkonstruktion / Einfachste Handhabung
Bewährte Ausführung
BOPP & REUTHER G.M.B.H.
MANNHEIM-WALDHOF

Schmiedeeiserne Fenster

für Industrie-, Eisenbahn-, Siedlungs- u. landwirtschaftl. Bauten u.s.w. mit einfacher und doppelter Verglasung
Hermann Bulnheim, Bautzen 24
Spezialfabrik für schmiedeeiserne Fenster
Gegr. 1852 Fernspr. 72

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

956. Der Freihafen in Gothenburg. Von Bibliothekar H. Müller. Zentralbl. d. Bauverwaltg. 1926, Nr. 40, S. 413—456 m. 8 Abb. Die geschichtliche Entwicklung der Hafenanlagen, die jetzige Hafenanlage und ihre Verwaltung sowie die Bauausführungen der letzten Hafenerweiterung werden beschrieben.

957. Bau einer Eisenbeton-Senkkasten-Kaimauer im Hafen von Kobe (Japan). Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. B. Stecher, Münster i. W. Bautechnik 1926, Heft 44, S. 650—651 m. 5 Abb. Die Absenkung der als schwimmende Eisenbetonsenkkästen errichteten Kaimauer wird in seinen Einzelheiten beschrieben.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

958. Strömungen und Drücke an beweglichen Wehren. Von Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover. Bautechnik 1926, Heft 43, S. 633—636 m. 7 Abb., Heft 44. Es wird die Anwendung der Potentialchemie, besonders deren graphisches Verfahren, das aus der Theorie der konformen Abbildungen hergeleitet werden kann, zur Lösung der im Wehrbau vorkommenden Strömungsaufgaben erörtert.

959. Die Vorarbeiten für Talsperren im Quellgebiete der Weser und ihre Ergebnisse. Von Reg.- und Baurat Körner, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 43, S. 636—637. Die Vorarbeiten, deren Ergebnisse die Schiffbarmachung der Weser durch Erhöhung der Niedrigwasserstände aufgeben und eine Kanalisierung des Stromes in Aussicht nehmen ließen, werden beschrieben.

960. Die Wasserversorgung der Industrie durch Aufspeicherung von Flußhochwässern. Eine neue Bauweise zur Herstellung von Staudämmen. Von Dipl.-Ing. A. Vogt, Borna b. Leipzig. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 41, S. 875—880 m. 7 Abb. Verfasser beschreibt ein zur Ausführung gekommene neue Bauweise, die darin besteht, daß die Staumauer aus ein oder mehreren Reihen von zylindrischen Schächten hergestellt wird, die, jeder für sich aus Stampfbeton oder Betonformsteinen in Zementmörtel hochgemauert, anschließend bis zur Höhe der beiderseitigen Erdanschüttung verfüllt und durch Ausfüllung der Tangentenwinkel mit besonders gut dichtendem Beton oder Zementschutz zu einer zusammenhängenden Mauer verbunden werden.

961. Zur Konstruktion von Staudämmen. Von Prof. Dr.-Ing. Kunze, Dresden. Bauing. 1926, Heft 40, S. 776—778 m. 4 Abb. Es werden zwei Methoden zur unschädlichen und zuverlässigen Ableitung des in geschüttete Staudämme eingedrungenen Wassers vom Verfasser vorgeschlagen.

962. Wert von Stauseen im oberen Illergebiet für die obere Donau und den Neckar. Von Dipl.-Ing. Schnitzer-Fischer. Südwestdeutschland, seine Wasserstraßen und Wasserkräfte 1926, Heft 10, S. 183—192 m. 6 Abb. Die technische und wirtschaftliche Durchführbarkeit am Stausee im oberen Illergebiet mit einem Gesamtnutzinhalte von über 600 Mill. m³ mit dem Ergebnis, daß die Iller beim Austritte aus den Vorbergen in der bayerisch-württembergischen Landesgrenze eine gleichmäßige Wasserführung von über 60 m³/sec erhält, und dadurch der Ausbau der oberen Donau technisch leichter und wirtschaftlich aussichtsreicher erscheint, wird dargetan.

963. Über den Bau der Talsperre Vöhrenbach in Baden in aufgelöster Bauweise. Von Direktor Dipl.-Ing. K. Bechtel, Karlsruhe i. B. Beton u. Eisen 1926, Heft 19, S. 333—340 m. 17 Abb. Begründung der aufgelösten Bauweise, Gesamtanordnung der Tonnengewölbe wie überhaupt der gesamten Talsperre; Baustelleneinrichtung und -betrieb, die aufgehende Ausführung, insbesondere die Herstellung der Schalungen, die Bewehrung der Gewölbe, die statischen Voraussetzungen, die Materialauswahl und die Dichtung.

964. Der Eisdruck bei Talsperren. Von Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser, Wien. Bauing. 1926, Heft 41, S. 788—790. Es werden einige ausländische, besonders die amerikanischen Rechnungsmethoden zur Bestimmung des Eisdruckes einer kritischen Untersuchung unterzogen und abschließend festgestellt, daß sich die rechnerische Berücksichtigung des Eisdruckes aus angegebenen Gründen erübrigt.

965. Das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee. Von Oberbaudir. Professor Dantscher, München. Wasserkraft 1926, Heft 19, S. 234—236 m. 5 Abb. Die Entstehung des Walchensee-Institutes, sein Aufgabenkreis, Anordnung der Versuchsanlagen für Wasserbau und Wassermaschinen werden beschrieben.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Billig Verladen und Fördern. Die maßgebenden Gesichtspunkte für die Schaffung von Neuanlagen nebst Beschreibung und Beurteilung der bestehenden Verlade- und Fördermittel unter besonderer Berücksichtigung ihrer Wirtschaftlichkeit. Von Dipl.-Ing. **Georg v. Hanffstengel,** a. o. Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin. Dritte, neubearbeitete Auflage. Mit 190 Textabbildungen. VIII, 178 Seiten. 1926. RM 6,—

Die Förderung von Massengütern. Von Dipl.-Ing. **Georg v. Hanffstengel,** a. o. Professor an der Technischen Hochschule zu Berlin. Dritte, umgearbeitete Auflage. In drei Bänden.

Erster Band: **Bau und Berechnung der stetig arbeitenden Förderer.** Mit 531 Abbildungen im Text. VIII und 306 Seiten. 1921. Unveränderter Neudruck 1922. Gebunden RM 11,—

Zweiter Band: Erster Teil. **Bahnen.** (Wagen für Massengüter, Wagenkipper, Zweischienige Bahnen, Hängebahnen.) Mit 555 Textabbildungen. VII, 347 Seiten. 1926. Gebunden RM 24,—

Hebe- und Förderanlagen. Ein Lehrbuch für Studierende und Ingenieure. Von Dr.-Ing. e. h. **H. Aumund,** ordentl. Professor an der Technischen Hochschule Berlin. Zweite, vermehrte Auflage. In vier Bänden.

Erster Band: **Allgemeine Anordnung und Verwendung.** Mit 414 Abbildungen im Text. XX, 444 Seiten. 1926. Gebunden RM 33,—

Zweiter Band: **Anordnung und Verwendung der Hebe- und Förderanlagen für Sonderzwecke.** Mit 306 Abbildungen im Text. XVIII, 480 Seiten. 1926. Gebunden RM 42,—

Kran- und Transportanlagen für Hütten-, Hafen-, Werft- und Werkstatt-Betriebe. Von Dipl.-Ing. **C. Michenfelder,** Direktor der Ingenieur-Akademie Wismar. Zweite, umgearbeite und vermehrte Auflage. Mit 1097 Textabbildungen. VII, 683 Seiten. 1926. Gebunden RM 67,50

Die Drahtseilbahnen (Schwebebahnen) einschließlich der Kabelkrane und Elektrohängebahnen. Von Prof. Dipl.-Ing. **P. Stephan,** Regierungsbaumeister. Vierte, verbesserte Auflage. Mit 664 Textabbildungen und 3 Tafeln XII, 572 Seiten. 1926. Gebunden RM 33,—

Lastenbewegung.*) **Bauarten, Betrieb, Wirtschaftlichkeit der Lasthebemaschinen.** Leichtfaßlich dargestellt von Ing. **Josef Schoenecker.** Mit 245 Abbildungen im Text. Nach Zeichnungen des Verfassers. 166 Seiten. 1926. RM 5,70

*) Verlag von Julius Springer in Wien.

966. Die baulichen Anlagen des Kraftwerkes Partenstein. Von Ing. H. Schachermeyer, Linz. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 13, S. 181—184 m. 8 Abb. Das obengenannte Kraftwerk der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts A.-G. ist im Oktober 1924 bereits dem Betrieb übergeben worden. Es werden die hydraulischen Verhältnisse und die einzelnen Bauwerke der Gesamtanlage kurz beschrieben. Die örtlichen Verhältnisse bedingten die Anlage des Krafthauses in einem 24 m tiefen Schaft, so daß das noch rd 17 m betragende Gefälle zwischen Krafthaus und Hochwasserlinie der Donau voll ausgenutzt werden konnte.

967. Entleerung des Werkkanals der „Mittlere Isar A.-G.". Von Dr.-Ing. Kurzmann. Wasserkraft 1926, Nr. 18, S. 215 bis 218 m. 5 Abb. Anläßlich der im August d. Js. erfolgten Entleerung des Werkkanals wurden die bisher mit der Kanalauskleidung gemachten Erfahrungen, sowie der sonstige Zustand des Kanals festgestellt.

968. Vom Wirkungsgrad der Wasserturbinen. Von A. Pfau, Milwaukee, Wis. U. S. A. Schweiz. Bztg 1926, Nr. 13, S. 179 bis 181. Verfasser unterscheidet den technischen und wirtschaftlichen Wirkungsgrad und untersucht beide für die verschiedenen Turbinenarten; im besonderen wird eine Löffelradturbine mit einer Hochdruck-Franzisturbine verglichen mit dem Ergebnis, daß die Länge einer Betriebsunterbrechung die Hauptursache der Verringerung des wirtschaftlichen Wirkungsgrades darstellt, der besonders die Turbinen mit besonders hohen Umlaufzahlen, aber auch mit gedrängten Turbinenabmessungen und in diesem Zusammenhange mit größeren Betriebsstörungen unterliegen.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

969. Die Ausführung einer Stollen- und Schachtanlage in Torkret-Eisenbeton. Industriebau 1926, Heft 41, S. 120—124 m. 14 Abb. Stollenvortrieb mit Schachtauszimmerung, das Abteufen der Schächte, das Einbringen der Schalung und Bewehrung, die abschnittsweise Torkretierung, sowie die Wasserhaltung des etwa 100 m langen Stollens mit Ellipsenprofil (3,2 m zu 1,7 m) werden mitgeteilt.

Straßenbau.

970. Zur Berechnung des Betonstraßenoberbaues. Von Dr.-Ing. H. Leitz, München. Bautechnik 1926, Heft 44, S. 645—648 m. 9 Abb. Verfasser hält in Hinblick auf die für die Beurteilung der inneren Kräfte der Betonstraßenplatte fehlenden Inhaltspunkte eine Untersuchung auf Grund der üblichen Theorie von Bauwerken auf elastischer Unterlage für gerechtfertigt.

971. Das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung und der Straßenbau. Von Dipl.-Ing. v. Meng, München. Dtsch. Bauwesen 1926, Nr. 17, S. 168—170. Verfasser nimmt Bezug auf die Besprechungen der Reichsregierung zur Bekämpfung der Erwerbslosigkeit und die Aufstellung des Arbeitsbeschaffungsprogramms. Es wird im Gegensatz zu den Ausführungen des Reichsverkehrsministers dargetan, daß auch die Herstellung neuzeitlicher Decken, insbesondere aber die der Betonstraßendecken, Gelegenheit bietet, Erwerbslose zur produktiven Arbeitsleistung heranzuziehen.

972. Offenhalten der Winterbahn auf öffentlichen Verkehrsstraßen. Von Oberbaurat Dr.-Ing. Cassinone, Karlsruhe Verkehrstechnik 1926, Nr. 38, S. 622—625. Die verschiedenen technischen und gesetzlichen Maßnahmen für das Offenhalten der Landstraßen zur Winterszeit — insbesondere in Süddeutschland — werden besprochen.

973. Die österreichischen Bundesstraßen. Von Ministerialrat Ing. G. Schneider, Wien. Verkehrstechnik 1926, Nr. 42, S. 710—712. Länge, Verwaltung, Zustand und Finanzierung der österreichischen Bundesstraßen werden behandelt und das Sanierungsprogramm für die Bundesstraßen erörtert.

Eisenbahnbau und -Betrieb.

974. Betriebswissenschaftliche Untersuchungen von Bahnanlagen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 440—449 m. 8. Abb. Die Lösung der betriebstechnischen Bewegungslehre in Anwendung der graphischen Dynamik des Eisenbahnbetriebes; und zwar zur Ermittlung der Zug- und Rangierbewegungen, zur Ermittlung der Zug- und Rangierfahrtfolgen sowie der Zeiten für die verschiedenen Ranigerbewegungen selbst unter Berücksichtigung der Unterbrechungen, zur Aufstellung und Konstruktion der bildlichen Streckenfahrpläne und der Bahnhofbetriebspläne und zur Auswertung letzterer, um Zeit-, Personal-, Betriebsverbrauch und Abnutzung zu ermitteln als Grundlagen für die Bestimmung der wirtschaftlichsten Bahnanlagen, Betriebsweisen und Leitungswege.

975. Die Analysierung des Eisenbahnbetriebsdienstes. Von W. Simon-Thomas. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 450—457. Der Wert und die Grenzen der theoretischen und der praktischen Analyse werden für Zwecke der Arbeits- und Zeitstudien erörtert.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

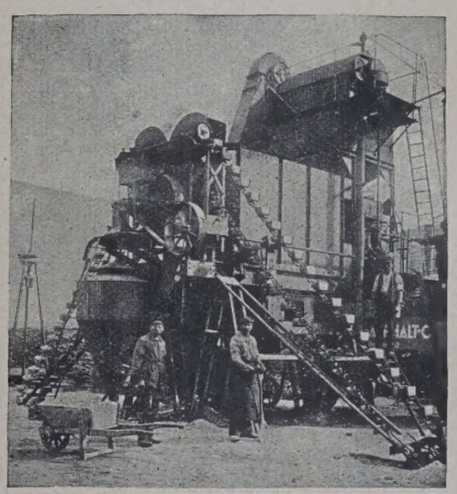
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

976. Die einheitlich mechanisierte Ablaufanlage Hamm und die Grenzen der Mechanisierung. Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. E. Fröhlich. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 451 bis 468 m. 12 Abb. Die Etappen der Mechanisierung der Verschiebeanlagen sind die Einführung der Gewichtsabhängigkeit in den Gleisbremsbau, die Verwendung des Schaltspeichers für Ablaufstellwerke, die dynamische richtige Durchbildung von Gleis- und Höhenplan der Ablaufanlage. Die Weiterentwicklung und Verwendung dieser in der einheitlich mechanisierten Ablaufanlage Hamm verkörperten Errungenschaften und die Durchbildung von Einrichtungen zur Bewegung von Wagen in geraden und krummen Gleisen ist Weg und Grenze der Mechanisierung der Verschiebeanlagen.

977. Zur Frage der wirtschaftlichen Linienführung. Von Professor Dr. A. Birk, Prag. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 18, S. 375—377 m. 1. Abb. An Hand des vor 25 Jahren begonnenen Tauernbahnprojektes und der Besprechung einzelner Entwürfe wird die Frage der wirtschaftlichen Linienführung kurz besprochen.

978. Zeichnerische Untersuchung der Bogenbeweglichkeit von Eisenbahnfahrzeugen. Von Direktor Dr.-Ing. R. Vogel, Mannheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 17, S. 354 bis 358 m. 3 Abb. Nach kurzem Eingehen auf das zeichnerische Verfahren von Roy zur Ermittlung der erforderlichen Spurkranzschwächung von Lokomotivachsen wird ein neues zeichnerisches Verfahren wiedergegeben.

979. Bewirtschaftung der Oberbaustoffe bei den Österreichischen Bundesbahnen. Von Hofrat Ing. F. Hromatka, Wien. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 18, S. 371—372. Die bei den österreichischen Bundesbahnen bereits durchgeführte Zentralisation in der Zuteilung der Oberbaustoffe sowie die beabsichtigte in der Verrechnung wird im Rahmen der Bewirtschaftung der Oberbaustoffe behandelt.

980. Veränderungen der Achsdrücke und Tragfederbelastungen durch die ausgeübte Zugkraft bei elektrischen Lokomotiven mit wagerechtem Zahnradantrieb. Von Dipl.-Ing. W. Evers, Berlin. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Heft 6, S. 82—86, Heft 8 m. 29 Abb. Einfluß von Achsdruckveränderungen auf die Leistungsfähigkeit von Lokomotiven mit Einzelachsantrieb. Die durch das Drehmoment des antreibenden Motors hervorgerufenen Kräfte, Veränderungen der Achsdrücke und Tragfederbelastungen durch die ausgeübte Zugkraft bei zweiachsigen und dreiachsigen Lokomotiven unter Berücksichtigung der Anordnung der Motoren und der Ausgleichhebel. Veränderungen der Achsdrücke und Tragfederbelastungen bei Lokomotiven, die aus 2 Gestellen bestehen unter Berücksichtigung verschiedener Motoranordnung. Einfluß der starren Gelenkkupplung auf die Achsdruckveränderungen. Kritik der in der Patentschrift 295 843 angegebenen Berechnung der Achsdruckveränderungen. Einfluß der Art des Antriebes. Die günstigste Motoranordnung bei $A_3 + A_3$ Lokomotiven. Beeinflussung der durch die ausgeübte Zugkraft hervorgerufenen Achsdruckveränderungen bei einer ausgeführten $A_3 + A_3$ Lokomotive durch eine zwischen den Achsen und dem Rahmen wirkende Kraft.

981. Der Umsetzverkehr zwischen russischen Breitspurbahnen und Regelspurbahnen. Von Regierungsbaurat Neubert, Charlottenburg. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Heft 5, S. 61—65 m. 27 Abb. Heft 6, S. 77—82, Heft 7, S. 93—99. Es wird das Umsetzen der Güterwagen von Breitspur auf Regelspur behandelt unter besonderer Berücksichtigung der Verkehrs zwischen Sowjet-Rußland und Deutschland. Das Umsetzen erfolgt durch Auswechseln der Radsätze einschließlich Achslager. Beschreibung von Umsetzanlagen.

982. Fortschritte im Eisenbahnbau in der neuen Türkei. Von Ing. C. Laegel, Mannheim. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 17, S. 359—360 m. 2 Abb. Es wird die rege Bautätigkeit der Türkischen Staatseisenbahnen seit Kriegsende beschrieben, die gegenüber vorkriegszeitlichen Verhältnissen den wesentlichen Unterschied der Eigenunternehmung aufweist, und einzelne Eisenbahnbauten als Teile eines großen zielbewußten und vom Ausland unabhängig durchgeführten Eisenbahnprogramms erwähnt.

983. Unkrautvertilgung auf den Bahnstrecken. Von Reichsbahnoberrat Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 18, S. 373—375 m. 1 Abb. Es wird eine Übersicht über den Wirkungsgrad und die Wirtschaftlichkeit der einzelnen Verfahren gegeben.

984. Tragwerke für Taglichtsignale. Von Ing. Dr. K. Melicher, Wien. Bautechnik 1926, Heft 45, S. 657—658, m. 6 Abb. Die konstruktive Durchbildung der Tragwerke für Taglichtsignal im Zusammenhang mit deren Einführung auf dem West- und Nordbahnhof Wien wird beschrieben.

Kittlose Glasdächer
Dachentlüfter
Tore, gepreßt und glatt
Feuerschutztüren
Schmiedeeiserne Fenster
für die Industrie und in Sonderausführungen für Schulen u. Wohnbauten

Erstklassige Konstruktionen
Günstige Preise

Nordische Eisen- u. Draht-Industrie „Nord-Draht" Rostock 33
Zweigbüro Berlin-Mariendorf, Tel.: Südring 4240.

Wärme- und Kälteschutz

DACH-UND DECKEN-ISOLIERUNG VON Industriebauten zwecks Wärmeersparnis und Vermeidung von Niederschlagsbildung MITTELS **Expansit-Korksteinplatten** D. R. P.

AUSFÜHRUNG DURCH GESCHULTE MONTEURE KOSTENLOSE FACHMÄNNISCHE BERATUNG AUF GRUND JAHRZEHNTELANGER ERFAHRUNGEN

GRÜNZWEIG & HARTMANN G.M.B.H.
LUDWIGSHAFEN A. RH.
NIEDERLASSUNGEN: BERLIN • CASSEL • DÜSSELDORF • FRANKFURT A/M. HAMBURG • LEIPZIG • MÜNCHEN • STUTTGART

GUMMOLIN

dieses Produkt eines langen, wissenschaftlichen Studiums, bildet durch seine ungemein elastische Decke (Gummi-Leinöl) ohne vorheriges Mennigen, die idealste Rostschutzfarbe in allen Tönen. Es schließt das Eisen nach Außen vollkommen hermetisch ab, sodaß eine Rostbildung auf Jahre hinaus ganz unmöglich gemacht ist.

Der idealste Schutzanstrich der Zukunft!

GUMMOLIN-FABRIK / BONN A. RHEIN
Telef. 2504 Fabrik für Patent-Rostschutz-Lacke und Farben Telef. 2504

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

985. Nomographie im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. H. Zuck, Hannover. Bauing. 1926, Heft 41, S. 790—792 m. 2 Abb. Die zweckmäßigste Art, Bemessungstafeln für Eisenbetonquerschnitte zu entwerfen, wird an Hand von „Fluchtentafel" und „Kurventafel" erläutert.

986. Neuzeitlicher Umbau des alten Gaswerkes Hannover und der Neubau einer Reserve-Koksförderanlage mit Wasserturm. Von Magistratsbaurat Orthaus, Hannover. Gas- und Wasserfach 1926, Heft 38, S. 801—809 m. 15 Abb. Die Eisenbetonausführungen in hochwertigen Zementen und der Bauentwurf der Förderanlage und des Wasserturmes werden beschrieben.

987. Zementbauten in der chemischen Industrie. Von Dr.-Ing. O. Gaßner. Zement 1926, Nr. 36, S. 658—663 m. 14 Abb. Es wird die Herstellungsweise von Behältern im Wege der verschiedenen Betonspritzverfahren kurz beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

988. Nutzbare Tragfähigkeit von Eisenkonstruktionsgliedern. Bericht über eine Abhandlung von H. S. Prichard, Pittsburg U.S.A. Proceedings of the Am. Soc. of Civ. Eng., November 1925. Von Magistratsbaurat Cajar. Bauingenieur 1926, Heft 40, S. 778—779. Festsetzung desjenigen Punktes der Spannungsdehnungskurve des Probestabversuches, der die Grenze angibt, bis zu welcher das Eisen noch als brauchbares Konstruktionsmaterial gelten darf.

989. Das Prof. Junkerssche Lamellendach. Von Baurat P. Göldel, Leipzig. Industriebau 1926, Heft 9, S. 125—127 m. 7 Abb. Es wird die Konstruktion des in seinem Äußeren dem Zoll-Lamellendach vollkommen ähnlich sehenden, aber in Eisen ausgeführten Lamellendach beschrieben. Der Horizontalschub wird durch Zuganker aufgenommen.

990. Stahlhäuser. Ausführungsweise der Vereinigten Stahlwerke Duisburg-Meiderich. Von Regbmstr. Blecken. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 83, Konstruktion und Bauausführg. Nr. 20, S. 149—151, m. 7 Abb. Es werden die Ausführungsweise, Einzelheiten der Konstruktion, die Sicherung des Eisens gegen Rost beschrieben sowie Kostenangaben gemacht.

Holzbau.

991. Hölzerne Bogenbinder für das Bahnsteigdach auf dem Haltepunkt Zwickau-Pölbitz. Von Regsbmstr. H. Grabig, Niesky O.-L. Bauing. 1926, Heft 41, S. 785—788 m. 10 Abb. Allgemeine Gesichtspunkte für die Systemanordnung, die Binderkonstruktion, Konstruktionseinzelheiten, die Berechnung, Angaben über Materialverbrauch und Montage.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

992. Die Ermittelung der Zuflußstärkenlinie bei der Bemessung von Regenwasserkanälen. Von Dipl.-Ing. Fr. Reinhold, Danzig. Ges.-Ing. 1926, Heft 41, S. 634—640 m. 3 Abb. Die maßgebenden Faktoren zur Bestimmung der Zuflußstärkenlinie — die Versickerung und Verdunstung auf der Erdoberfläche und die beschränkte räumliche Ausdehnung der Regen — wurden an Hand durchgeführter Versuche ermittelt und danach der Verlauf der Zuflußstärkenlinie festgelegt.

993. Wasserversorgungsanlage „Antaqua" in Verbindung mit Enteisenungs- und Filtrierapparat zur Entnahme von Rein- und Rohwasser. Von Max Brandenburg, Berlin. Gesundh.-Ing. 1926, Heft 39, S. 604—605 m. 1 Abb. Es wird eine elektro-automatische Haus-Wasserversorgungsanlage beschrieben.

994. Fernüberwachungs- und Fernsteuerungs-Einrichtungen bei den Dresdener Wasserwerken. Von Direktor Vollmar, Dresden. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 37, S. 784—787 m. 4 Abb. Die Bedienung einer der stark verzweigten gesamten Wasserversorgung dienenden Zentrale zur Fernüberwachung und Betätigung eines Teilgebietes der städtischen Versorgung, sowie deren Gesamtanordnung wird näher beschrieben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

995. ½-Minuten-Verkehr bei Straßenbahnen. Grundlagen und Folgerungen. Von Dipl.-Ing. R. Schwanter, Köln. Verkehrstechnik 1926, Heft 40, S. 673—675 m. 3 Abb. Von einem Beispiel ausgehend, werden die Vorteile des Drei- bzw. Sechswagenzuges, Einfluß der Geschwindigkeit auf den Kreuzungsverkehr, Leistungsfähigkeit gegenüber Autobussen, Ausnutzung der Fahrscheinanwendung auf den Londoner Verkehr gezeigt und Folgerungen betr. Verbesserung der Fahrzeug- und Streckenausrüstung gezogen.

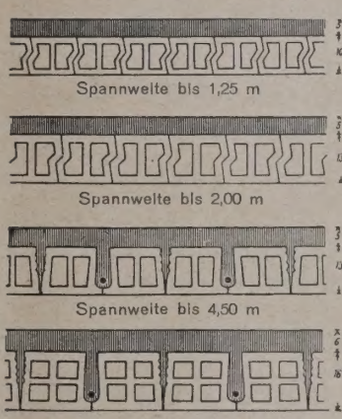
Professor Hauenschild und
Staubverhütung bei Zementfußboden.

Nur die empfindsamen Kalkanteile des Zements sind die Ursachen des vorzeitigen Verschleißes und der Staubentwicklung bei **Zementfußböden.** Durch **„Lithurin"** (Hauenschild-Fluat) von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, kann man in einfacher Weise die Lebensdauer neuer und alter Zementfußböden verlängern, und die lästige Staubentwicklung vermeiden. Neue und gebrauchte Fußböden können mit **Lithurin** imprägniert werden durch einfaches Benetzen der Fläche mit der wässrigen Lithurin-Lösung. Ein wirklich verblüffendes billiges Verfahren, das sich seit 40 Jahren in der Praxis bestens bewährt hat.

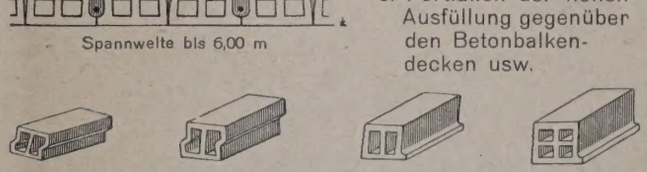
Lithurin bedeutet keine Ausgabe, sondern eine beträchtliche Ersparnis, weil nämlich nicht nur die Lebensdauer der Zementfußböden verlängert wird, sondern auch die Unterhaltungskosten sich reduzieren. Ein einfaches und anerkanntes Härtungsverfahren.

HERMANN RICHTER
DRESDEN-A
Johannesstraße 7 • Maximiliansring 52
Fernsprecher 14113 und 20132

liefert als Spezialität:
MASSIVDECKENSTEINE
zu Ausführungen von
Hohlsteindecken „System Richter"



VORTEILE:
1. Vollständige Feuer- u. Schwammsicherheit
2. Größte Schallsicherheit
3. Beste Isolierung gegen Wärme und Kälte
4. Ersparnis b. Herstellg. d. Deckenputzes sowie best. Haften desselben
5. Billigkeit infolge Ersparnis an Beton i. der Platte, sowie infolge Ersparnis an Eiseneinlagen
6. Fortfallen der hohen Ausfüllung gegenüber den Betonbalkendecken usw.



Kostenanschläge und Berechnungen bereitwilligst

Nicht nur **Beton u. Mörtel** sondern auch
Teermakadam
und dergleichen mischt unser neuer
Gegenstrom-Schnellmischer
„Patent Eirich"
ohne Unterschied in der Größe der Körnung, doppelt so schnell wie alle anderen Mischmaschinensysteme. Die Qualität der geleist. Mischarbeit ist unübertroffen. Ernstlich. Reflek ant. wird dies Mischer 8 Tg z. Probe überlass.

Gustav Eirich
G. m. b. H.
Maschinenfabr.
Hardheim (Bad.)

Lieferbar in stationärer u. fahrb. Ausführ. für 50, 150, 250 u. 500 Lit. Füllung.

996. Die Verkehrsregelung an Straßenkreuzungen und Plätzen unter besonderer Berücksichtigung des Straßenbahnverkehrs. Von Obering. W. Bethge, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Nr. 41, S. 693—696, m. 8 Abb. Es wird im Anschluß an eine frühere Untersuchung über diese Frage (Heft 20, S. 317) hier nur für Straßenbahnen der besondere Einfluß der Haltestellen auf die Zugzahl gezeigt, und zwar sowohl für die Kreuzungsstellen als auch für die freie Strecke.

997. Die Auswirkung der neuen Straßenbahntarife in Leipzig. Von Baurat Zeise, Leipzig. Verkehrstechnik 1926, Nr. 42, S. 712—713. Es wird der Erfolg des vor wenigen Monaten zur Einführung gelangten 20-Pf.-Tarifs sowie der Einfluß verschieden hoher Rabattsätze auf den prozentualen Anteil der Vergünstigungskarten am Gesamtverkehr geschildert.

998. Bergschäden an Straßenbahnen. Von Dr. K. Oberste-Brink, Gelsenkirchen, und Markscheider G. Weißner, Essen. Verkehrstechnik 1926, Nr .42, S. 705—707, m. 3 Abb. Die Ausführungen verfolgen im wesentlichen den Zweck, auf die Bedeutung der Temperatureinwirkungen, denen bei Entstehung von Schäden am Straßenbahngleis eine bei weitem höhere Bedeutung zukommt, als ihnen bisher beigemessen wurde, hinzuweisen. Es wird daher der Standpunkt vertreten, daß auch in bergschädenfreien Gebieten sich der Einbau von Dilatationen für die Straßenbahnen als vorteilhaft erweisen wird.

999. Der neue Bahnhof Döppersberg der Elberfelder Schwebebahn. Von Direktor C. König, Elberfeld. Verkehrstechnik 1926, Nr. 42 ,S. 708—709, m. 4 Abb. Der neue Bahnhof, der zur Erzielung ausreichender Abmessungen für die Verkehrsflächen, im Gegensatz zu dem alten Bahnhof, vollkommen losgelöst von dem Eisentragwerk des Bahnkörpers errichtet wurde, wird kurz beschrieben.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftliches.

1000. Vergleichende Gegenüberstellung von Deckenkonstruktionen. Von Ing. E. Miething, Berlin-Friedenau. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 75, Konstruktion u. Bauausführung Nr. 18, S. 138 bis 139 m. 2 Abb. Unter Zugrundelegung von Flächen über 10000 m² sind verschiedene Deckensysteme berechnet und deren Kosten gegenübergestellt worden; und zwar eine Holzbalken- oder Steineisendecke zwischen I-Trägern, eine freigespannte Füllkörperdecke (Ackermann) und eine Hohlsteindecke System Kleine.

1001. Die europäische Rohstahlgemeinschaft. Von Dr. J. W. Reichert, M. d. R., Berlin. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 40, S. 1349—1353. Vorkriegslage der mittel- und westeuropäischen Stahlindustrien, ihre Gesamtgewinnuug, Ausfuhr und Aufnahmefähigkeit. Preiskämpfe auf dem Weltmarkt. Wirkungen des Versailler Vertrags. Die Kriegsgewinner auf dem Eisenweltmarkt. Deutschland als begehrtes Absatzgebiet. Macht des Frankendumpings. Luxemburger Eisenpakt und Saarhandelsabkommen vom Jahre 1925. Einbeziehung der Saarindustrie in die deutschen Eisenverbände. Kontingentsabkommen mit Lothringen und Luxemburg. Wesenszug der „Internationalen Rohstahlgemeinschaft". Kein Schutz für den heimischen Markt, aber Wahrung des Besitzstandes. Beteiligungszahlen. Abgaben und Vergütungswesen.

1002. Beitrag zur zeichnerischen Darstellung von Bauprogrammen. Von Dipl.-Ing. R. Busse, Geilenkirchen (Aachen). Bautechnik 1926, Heft 45, S. 666—667, m. 2 Abb. Aus dem vom Verfasser wiedergegebenen Diagramm ist die jeweilig notwendige Belegschaftsstärke zu ersehen.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1003. Hermann Sternberg. Ein Gedenkblatt zu seinem hundertsten Geburtstage. Von Dr.-Ing. R. Mayer, Karlsruhe. Bauingenieur 1926, Heft 34, S. 664—665. Kurze Lebensbeschreibung Sternbergs.

1004. Aufsichtsrats- und Vorstandshaftung. Von Dr. jur. et rer. pol. Hennig, Berlin-Lichterfelde. Verkehrstechnik 1926, Heft 3, S. 531—532. Die Frage der Haftung von Aufsichtsrats- und Vorstandsmitgliedern einer A.-G. oder G. m. b. H. wird untersucht.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Eindrücke aus der Eisenindustrie der Vereinigten Staaten von Nordamerika

Von

Heinrich Koppenberg

Hüttendirektor, Riesa a. E.

114 Seiten mit 100 Textabbildungen. 1926.
Gebunden RM 6,—

Erweiterter Bericht aus „Der Bauingenieur".
7. Jahrgang (1926), Heft 8

Inhaltsübersicht: **Allgemeines. — Erze. — Kohle und Koks. — Hochofenbetrieb:** Allgemeine Anordnung. — Profile und Ofenkonstruktionen. — Gichtaufzüge und Verschlüsse, Erztaschen und Rohstofflager. — Gichtgas, Staub- und Gasreinigung. — Winderhitzung, Leitungen. — Allgemeines über Maschinenbetrieb. — Verschiedenes. — Ofenbetrieb und Betriebsdaten. — **Stahlwerksbetrieb. — Walzwerksbetrieb:** Block- und Halbzeugstraßen, schwere Fertigstraßen. — Rohrwalzwerke. — **Das Garywerk der Illinois Steel Co. — Gießereiwesen. — Eisenbau. — Konstruktionsstoff- und Materialfragen. — Der Steel-Trust und seine Organisation, Safety und Teamwork. — Verkehr und Verkehrsmittel in den Vereinigten Staaten. — Verschiedenes:** Forschungs- und Versuchswesen, Ingenieurausbildung. — Kraftwerke. — Ein Beispiel für amerikanische Fertigung: die Herstellung der Timken-Rollenlager

Gegenwart und Zukunft der deutschen Maschinenindustrie

Von

Dr.-Ing. Friedrich Kruspi

132 Seiten mit 34 Textabbildungen. 1926
RM 7,50

An Hand von reichem Zahlen- und Bildmaterial, das sich auf vom Verein deutscher Maschinenbauanstalten vermittelte Angaben aus der Industrie stützt, werden in diesem Buch die Erzeugungs- und Absatzbedingungen des deutschen Maschinenbaues dargestellt. Diese Untersuchung, die im wesentlichen die Rohstoffversorgung, Arbeiterfragen, die Preisbildung und den Absatzmarkt behandelt, ist angesichts der großen deutschen Wirtschaftsenquete sowohl für die Industrie wie für die Wissenschaft von besonderem aktuellen Interesse

Kartelle als Produktionsförderer

unter besonderer Berücksichtigung der modernen Zusammenschlußtendenzen in der deutschen Maschinenbau-Industrie

Von

Dr. H. Müllensiefen

102 Seiten. 1926
Gebunden RM 5,—

Die auf Anregung des V. D. M. erschienene Schrift behandelt: I. Produktionsförderung im Rahmen horizontaler und vertikaler Konzentrationsbewegung. II. Begriff der Produktionsförderung im Rahmen der Kartellpolitik. III. Kartelle als unmittelbare Produktionsförderer in der deutschen Maschinenbau-Industrie. Als Anlage ist auf Grund einer Nachfrage der Entwurf aufgenommen über: Maßnahmen und Einrichtungen der wirtschaftlichen Verbände zu Verbesserung und Verbilligung der Produktion

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1005. Über das Umschlagen von Portlandzement. Von Rud. Grimm, Göschwitz a. S. Zement 1926, Nr. 42, S. 775—778 m. 3 Abb. w. fortges. Es werden zunächst die vorliegenden Arbeiten von Rohland, Hart, Ljamin, Schindler, Killig und Hentschel besprochen, dann Beobachtungen über Kugelbildung und Umschlagen der verschiedenen Zemente berichtet. Es wird der Einfluß von Kohlensäure der Luft auf die lagernden Zemente untersucht und als Ursachen des Umschlagens die Zersetzung von Alkali-Aluminaten, sowie die Kohlensäure der Luft bei einem gleichzeitigen Gipsgehalt, welche nahe einer für jeden Zement vermutlich individuellen Mindestgrenze liegt, angegeben.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

1006. Das „abgekürzte Verfahren" für die Berechnung flußstählerner Druckstäbe. Von Oberbaurat Prof. a. D. Möricke, Stuttgart. Bauing. 1926, Heft 42, S. 799—802 m. 4 Abb. Verfasser erhebt von neuem Bedenken gegen das ω-Verfahren und geht auf das Prinzip des β-Verfahrens ein, dessen Unterschied mit dem ersteren an Hand einiger Zahlenbeispiele erörtert wird.

1007. Pfahlrostberechnung. Von Dr.-Ing. J. Schultze, Bornim b. Potsdam. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 42, S. 469—471 m. 12 Abb. Das Verfahren der elastischen Pfahlkräfte, bei dem die auf die einzelnen Pfähle entfallenden Lasten auf Grund der elastischen Formänderung errechnet werden, ferner das zu falschen Ergebnissen führende Verfahren der Bodenflächengleichwerte, sowie die Frage der Erzeugung widerstehenden Erddrucks durch bestimmte Pfahlrostbelastungen werden behandelt.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1008. Gefahren bei der Anordnung von Wälzgelenken. Von Prof. Dr.-Ing. Kunze, Dresden. Bauing. 1926, Heft 42, S. 808 bis 809. Es werden die zur Berechnung der Abwälzung der Steingelenke von Melan angegebenen Formeln untersucht und die für sie maßgebenden Einschränkungen festgestellt.

1009. Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken. Von Prof. Dr. W. Schachenmeier, München. Bauing. 1926, Heft 43, S. 842—845 m. 6 Abb. Wiedergabe einer zweckmäßigen Methode der Berechnung. Erörterung über die günstigste Versteifungsträgerart. Das Verhältnis der Stützweiten zueinander und Lage der Gerbergelenke. Geschichtliche Angaben zur Lebensdauer von Hängebrücken.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

1010. Straßenbrücke über die Mur bei Puntigam. Von Dr. Victor Mautner, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 41/42, S. 413—417 m. 8 Abb. Beschreibung der Anordnung, Konstruktion, Bauausführung einer Dreigelenkbogen-Gewölbebrücke in Stampfbeton von zweimal je 34,85 m Spannweite bei einer Pfeilerstärke in Kämpferhöhe von 2,5 m.

d) Eisenbetonbrücken.

1011. Der Umbau des Grandfey-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen. Von Ing. A. Bühler, Sektionschef, Bern. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 16, S. 217—220, Nr. 17. Umbau einer Gitterträgerbrücke mit 7 Öffnungen von 48,8 m und 43,3 m Spannweite in einen Gewölbeviadukt.

1012. Eisenbetonkippbrücke mit Gelenkträgern. Von Dipl.-Ing. H. Lichtenstein, Bitterfeld. Beton u. Eisen 1926, Heft 20, S. 368—370 m. 7 Abb. Ausführliche Beschreibung einiger Einzelheiten, besonders der Schurrenkonstruktion; Angabe der Belastungsunterlagen unter Berücksichtigung des Auskippvorganges.

e) Eiserne Brücken.

1013. Die Verbreiterung der Rheinbrücken in Düsseldorf. Von Regierungsbaurat Daub, Düsseldorf. Bauing. 1926, Heft 43, S. 822—836 m. 35 Abb. Vorgeschichte des Umbaues — Verkehrssteigerungen, frühere Projekte — die Entwicklung des Entwurfs für die Verbreiterung, die Hauptträger der Stromöffnungen, die Windverbände, Fahrbahnkonstruktion, die Umänderungen an den Pfeilern und Widerlagern und die Bauausführung werden ausführlich beschrieben.

Professor Hauenschild und die Betonabdichtung gegen Grundwasser.

Beton gegen andrängendes Wasser zu dichten (Grundwasser), ist eine schwierige Aufgabe. — Vorzügliche Ergebnisse sind durch **„Prolapin-Mörtelzusatz"** von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, erzielt worden. — Jeder Fachmann, der „Prolapin-Mörtelzusatz" gegen Grundwasser und Nässe verwendet, wird bei richtiger Arbeit zufriedengestellt sein und ständig „Prolapin" verwenden. Prolapin-Mörtelzusatz wird in das Anmachewasser des Mörtels hineingegeben und schafft eine glänzende Abdichtung selbst in schwierigsten Fällen, weil es nämlich im Wasser löslich ist und auf chemischem Wege wirkt. Die Kosten für dieses Dichtungsmittel sind außerordentlich gering, und die Verarbeitung ist sehr einfach, so daß Mißerfolge ausgeschlossen werden. Die Firma Hauenschild ist führend auf dem Gebiete des Betonschutzes.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Ende des Jahres erscheint:

Das deutsche Krankenhaus 1925

Herausgegeben vom
Gutachterausschuß für das öffentliche Krankenhauswesen

Umfang etwa 350 Seiten. Quartformat.

Preis etwa RM 48.—

Subskriptionspreis RM 30.— bis RM 36.—

Bestellungen, die bis z. 1. Dezbr. beim Verlag vorliegen, werden zum Subskriptionspreis ausgeführt

Das Ergebnis der vom Gutachterausschuß für das öffentliche Krankenhauswesen unter Leitung seines ersten Vorsitzenden, Geheimen Regierungs- und Medizinalrat Dr. Alter in Düsseldorf, angestellten Erhebungen auf dem Gebiete des Krankenhauswesens ist in dem Werk zusammengefaßt. Das aufgenommene Material ist von einer Vollständigkeit und Übersichtlichkeit, wie es bisher in Deutschland und wohl auch in der Mehrzahl der Kulturstaaten noch niemals veröffentlicht worden ist.

Wer über irgendeine schwierige Frage aus irgendeinem der vielen Gebiete des Krankenhauswesens Auskunft verlangt, wird in diesem Werk die Antwort finden, mag es sich um Versicherungsfragen, Personalangelegenheiten, Rechtsfragen oder irgendein Gebiet der Technik handeln.

Aus dem Inhalt:

Bearbeitung des bautechnischen Teiles. — Die Wärme- und Energiewirtschaft im Krankenhaus. — Ärztlicher Betrieb. — Pflege- und Wartedienst. — Arznei- und Verbandsstoffversorgung. — Wirtschaftsbetrieb. — Einrichtung. — Verwaltung. — Besondere Einrichtungen.

1014. Neue Brücke über den Hudsonfluß in New York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauing. 1926, Heft 43, S. 850—851 m. 4 Abb. Kurze Beschreibung der verschiedenen Verbindungskunstbauten zwischen New Jersey und Manhattan, in besonderem der projektierten Amman-(Hänge-)brücke mit 1036 m Spannweite der Mittelöffnung.

1015. Die Delawarebrücke in Philadelphia. Von Reg.-Baumstr. a. D. Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 43, S. 1401—1405 m. 15 Abb. Die zur Zeit weitgespannteste neue Kabelhängebrücke wird beschrieben. Nach Erörterung der statischen Grundlagen ist der Zusammenbau der Kabel und Versteifungsträger genauer und vor allem in den Punkten dargestellt, die sich von den bisher im deutschen Fachschriftum besprochenen amerikanischen Großbrücken unterscheiden. Die Schwierigkeiten des Baues infolge der gewählten Bauart und der damit verbundenen großen Verformung bei der Ausführung.

1016. Die Erneuerung der Landebrücken in Stralsund-Hafen und Altefähr. Von Reichsbahnoberrat G. Koehler, Stettin. Bauing. 1926, Heft 43, S. 837—842 m. 7 Abb. Die bisherige Konstruktion der Fähranlage, Gründe für die Erneuerung der Landebrücken, im besonderen die Eisenkonstruktionen, die Antriebe und die Portale.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1017. Kohlenbunker in Kesselhäusern für Großkraftwerke. Von Architekt A. Schönburg, Berlin. Bauing. 1926, Heft 42, S. 803—805 m. 4 Abb. Eingangs werden die Vor- und Nachteile der Ausführung von Bunkern in Eisenkonstruktion und Eisenbeton gegenübergestellt und im Hinblick auf die bei Ausführung in Eisenkonstruktion erforderliche kürzere Bauzeit an Hand eines ausgeführten Bunkers der Nachweis geführt, daß durch Wahl geeigneter Vorkehrungen auch bei Eisenbetonausführung die Bauzeit auf das gleich kurze Maß eingeschränkt werden könne.

1018. Neuere Betonbauten. Von Dr.-Ing. Gaßner. Zement 1926, Nr. 42, S. 786—788 m. 8 Abb. An Hand zahlreicher Abbildungen werden von einigen Beton- und Eisenbetonbauten bemerkenswerte Einzelheiten der Konstruktion und der Ausführung beschrieben.

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1019. Formelzeichen in der Hydraulik. Wasserkraft 1926, Nr. 20, S. 239—241 m. 3 Abb. Die endgültig vom Hydraulikausschuß des V. D. I. — Reichel, Prandtl, Föttinger — festgelegten, einheitlichen Zeichen und Bezeichnungen vom 26. April 1926 werden mitgeteilt.

1020. Das dynamische Grundgesetz in seiner Beziehung zu den Abflußgesetzen. Von Prof. Dr. J. Kozeny, Wien. Wasserkraft 1926, Nr. 20, S. 244. Entgegnung auf den Aufsatz von Rinsum Nr. 6, S. 55; Ermittlung der Verteilung der Geschwindigkeiten als überlagerte Turbulenzgeschwindigkeit. Hinweis auf Messungen von Nikuradse-Göttingen (Untersuchungen über die Geschwindigkeitsverteilung. Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 281, Berlin 1926).

1021. Zur Berechnung der mittleren Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Flußbetten. Von Dr.-Ing. A. Pareński, Lemberg. Bauing. 1926, Heft 42, S. 805—808 m. 3 Abb. Die mit Hilfe der Hydromechanik abgeleiteten Formeln für mittlere Querschnittsgeschwindigkeit in natürlichen Gerinnen werden unter Berücksichtigung des auf diesem Gebiete bisher Geschaffenen sowie der immer fortschreitenden empirischen Erfahrungen mit Anwendung der Mathematik zu handlichen Endwerten verarbeitet.

1022. Hydraulische Vorlesungsversuchsrinne. Von Prof. Dr. Ludin, Charlottenburg. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 41/42, S. 419—421 m. 2 Abb. sowie Bauing. 1926, Beschreibung einer zur Vorführung im Hörsaal bzw. ausschließlich für Lehrzwecke im Laboratorium bestimmten Kleinrinne.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1023. Die Trockenlegung der Zuidersee. Von Dipl.-Ing. A. Kittel, Berlin. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 9, S. 198—205 m. 11 Abb. Vorgeschichte und erste Projekte bis 1865. Die Entwürfe Beyerinck-Stieltjes und die weitere Entwicklung bis zur Gründung der Zuiderseevereinigung 1886. Die Entwürfe von Lely 1891 und 1894. Entwürfe in der folgenden Zeit. Die Ausführung. Kosten und wirtschaftliches Ergebnis.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

— — — —

HILDEBRAND
Geodätische Instrumente
sind für ingenieurtechnische Vermessungsarbeiten seit langen Jahrzehnten als besonders leistungsfähig erprobt
Wir liefern:
Theodolite
Tachymeter
Nivellierinstrumente
Durchrichte-Instrumente
Talsperren-prüfgeräte
Max Hildebrand G. m. b. H.
Freiberg i. Sa. 10
Gegründet 1791

Metallfensterfabrik G. m. b. H.
LEIPZIG-PLAGWITZ

Kittlose Oberlichte
Dachentlüfter
Shedrinnen, Schmiedeeiserne Fenster

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1024. Böschungsrutschungen bei Eisenbahnen. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauing. 1926, Heft 42, S. 802—803 m. 3 Abb. Die besonders infolge anhaltender Regenfälle herbeigeführten Erdrutschungen an Erddämmen und -böschungen werden auf ihre Entwässerungsweise hin untersucht und Mittel zur Beseitigung der Rutschgefahr angegeben.

1025. Bayerische Bahnneubauten aus der Kriegs- und Nachkriegszeit. Die Lokalbahn Tölz-Lenggries und der neue Bahnhof Bad Tölz. Von Reichsbahndir. F. Friedrich, München. Bauztg. 1926, Heft 41, S. 329—334 m. 10 Abb. Die geschichtliche Entwicklung, die neuen Bahnanlagen, die unter besonders schwierigen Verhältnissen — Boden- und Mooreinbrüche, Dammrutschungen — durchgeführten Bahnbauten werden beschrieben.

Straßenbau.

1026. Prüfung und Bewertung von Straßenbaustoffen. Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann. V. D. I. 1926, Nr. 42, S. 1369—1374 m. 18 Abb. Verfahren, mit denen man in Deutschland, Frankreich, England und Nordamerika die Widerstandskraft der Straßenbaustoffe gegen die Natur- und Verkehrskräfte prüft. Die natürlichen Gesteine, Beton, Asphalt und Teer. Während England und Nordamerika bereits Bewertungsmaßstäbe anwenden, fehlen diese in Deutschland noch.

Eisenbahnbau und Betrieb.

1027. Ablaufstellwerke. Reichsbahnrat Wagner, Essen. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 468—472 m. 6 Abb. Es werden der Einfluß der Art der angewendeten Weichenbedienungseinrichtungen auf das Maß der Ablaufleistung und in diesem Zusammenhange die mathematischen, technischen und dynamischen Grundlagen und das Stellwerk der Ablaufanlage Hamm-How behandelt.

1028. Eselsrücken oder Auffahrrampen? Von Reg.-Baurat Dr.-Ing. Derikartz, Koblenz. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 484—489 m. 9 Abb. Beitrag zur Frage der Mechanisierung und Rationalisierung der Umbildungsarbeit. Nach Untersuchung der gesamten betrieblichen Verhältnisse und Würdigung der Wirtschaftlichkeitsfrage wird der Auffahrrampenlösung der Vorzug gegeben.

1029. Die Stoßwirkungen beim Einlauf der Fahrzeuge in mechanische Gleisbremsen und die Möglichkeit ihrer Beseitigung. Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. J. May, Köln. Verkehrstechn. Woche 1926, Heft 37, S. 473—476 m. 9 Abb. Die Einlaufverhältnisse bei den mechanischen Gleisbremsen. Die Größe der wagerechten Stoßwirkung. Vorrichtung zur Aufhebung des Einlaufstoßes bei der Thyssenbremse.

1030. Die Weiterentwicklung der gleisfreien Rangierwinde. Von Reichsbahnrat Grüner, München. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 476—477. Die bisher mit der Rangierwinde gemachten Erfahrungen, die bei der ersten Ausführung aufgetretenen Mängel und deren Beseitigung, sowie die möglichen Verwendungsgebiete werden kurz besprochen.

1031. Nachbeeinflußbare Hemmschuhgleisbremse. Von Ing. J. Dietrich, München. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 477 bis 480 m. 4 Abb. Die Vervollkommnung des Hemmschuhs als Gleisbremse wird an der auf der Verkehrsausstellung vertretenen Versuchsbremse gezeigt.

1032. Wirtschaftlichkeit der Gleisstopfmaschinen der Firma Fr. Krupp, Modell 1924. Von Reichsbahnoberrat Wöhrl, Nürnberg. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 19, S. 386—390. Die mit der Gleisstopfmaschine gemachten Erfahrungen, der Betrieb und die Arbeitsleistung werden erörtert und die Wirtschaftlichkeit der Maschine unter gewissen Voraussetzungen, die sich auf die Verwendungsmöglichkeiten beziehen. festgestellt.

1033. Die autogene und elektrische Schmelzschweißung in der Bahnunterhaltung. Von Reichsbahnoberrat Perzl, Weiden, Opf. Org. f. d. Fortschritte d. E. B. 1926. Heft 19, S. 381—386 m. 5 Abb., 4 Zusammenstllg. Die verschiedenen Verwendungsgebiete: Schweißen gebrochener Ausstattungsgegenstände, gebrochener Ausrüstungsgegenstände der Hoch- und Tiefbauten, Auffrischen abgenützter oder gebrochener Oberbau- und Sicherungsstoffe, Schneidearbeiten bei der Gleis- und Brückenunterhaltung werden behandelt.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1034. Bemerkenswerte Eisenkonstruktionen für Geschoßbauten. Von Obering. A. Gregor, Berlin. Bauing. 1926, Heft 43, S. 846—849 m. 5 Abb. Einzelheiten einer Reihe ausgeführter, eiserner Stockwerk-Rahmenkonstruktionen werden ausführlich wiedergegeben.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

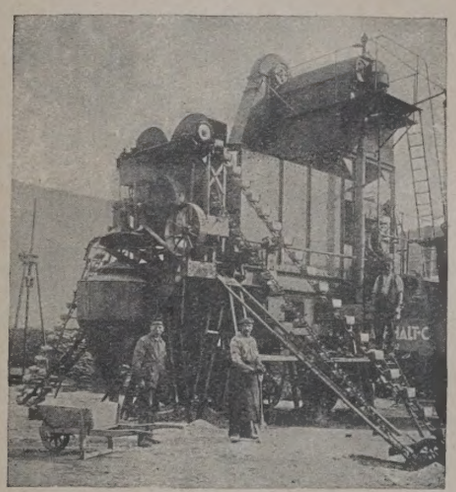
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

1035. Schrägaufzüge für Schlackenverladung. Von Reichsbahnoberrat Schweier, Frankfurt a. O. Org. f. d. Fortschr. d. E. B. 1926, Heft 19, S. 390—391 m. 4 Abb. Die Konstruktion des eisernen Gerüstes und der Betrieb des Aufzuges werden kurz beschrieben sowie die Bau- und Betriebskosten im einzelnen mitgeteilt.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1036. Grundlagen und Ziele städtebaulicher Wirtschaftspläne. Von Dr.-Ing. Rappoport, Essen. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 42, S. 472—474. Es werden die technischen und wirtschaftlichen Grundlagen für die Aufstellung von Wirtschaftsplänen im einzelnen und die Aufgaben des wirtschaftlichen Städtebaues behandelt.

1037. Die Wasserversorgung in deutschen Turmhäusern. Von Dr.-Ing. Kalaß, Berlin. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 83, Konstruktion und Bauausführung Nr. 20, S. 151—153 m. 6 Abb. Verfasser behandelt die Frage der wirtschaftlichsten Wasserversorgung der Stockwerke über 20 m Höhe und kommt zu dem Schluß, daß bei Bezug von Wasser, sowie Kraft, Licht und Wärme aus öffentlichen Leitungen eine Unterteilung des Hochhauses in Zonen von 8—9 Stockwerken und für jede Zone eine besondere Hydrophoranlage mit eigener Leitung, schließlich die Unterbringung von Motoren, Pumpen und Hydrophoren sämtlicher Zonen in einem Maschinenraum im Kellergeschoß ratsam erscheint.

1038. Über Messung von Brunnenergiebigkeit. Von Ing. M. Surjaninoff. Zeitschr. d. Österr. I. u. A. V. 1926, Heft 41/42, S. 421—422 m. 1 Abb. Im Gegensatz zur Berechnung der Brunnenergiebigkeit aus den Grundwasserdaten und den Durchlässigkeitskoeffizienten des Bodens tritt Verfasser für die Ermittelung der Ergiebigkeit durch Reihenpumpversuche in verschiedenen Tiefen und zu allen Jahreszeiten ein.

1039. Über die Reinigungsmöglichkeit der Abwässer aus Nebenproduktanlagen der Kokereien und Gaswerke. Mittlg. d. Emschergenossenschaft Essen. Von Dr. H. Bach. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 42, S. 912—915. Die Behandlung phenolhaltiger Abwässer zum Zwecke schadloser Einführung der Abwässer in den Vorfluter wird unter Berücksichtigung sowohl der Extraktion der Phenole unter Gewinnung derselben, wie der Reinigung des Abwassers unter Zerstörung der Phenole beschrieben.

1040. Werdegang und zukünftige Entwicklung der Trinkwasserbereitung. Von Chemiker Dr. W. Obst, Altona-Bahrenfeld. Ges.-Ing. 1926, Heft 42, S. 645—646. Es wird das Wesen des Schnellfilterverfahrens unter Druck, seine praktische Durchführung, im besonderen der Scheidtsche Ringstufenfilter und die Entkeimung von Trinkwasser mit ultravioletten Strahlen behandelt.

1041. Zu den Einsprüchen gegen die technischen Vorschriften für den Bau und Betrieb von Grundstückentwässerungen. Von Obering. Dipl.-Ing. Werken, Köln. Ges.-Ing. 1926, Heft 42, S. 649—651. Die Ausführungen bilden eine Entgegnung auf die Ausführungen von Stadtoberbaurat Dr. Schubert; sie beziehen sich im einzelnen auf die Verwendung von Zement bei Dichtung von Muffen, auf die Sicherungsarten gegen das Eindringen von Baumwurzeln, den Wasserverschluß der Regenfallrohre und auf die Zulassung von Einläufen unter einer bestimmten Höhe.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

— — — —

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftsliches.

1042. Der Ruhrtalsperrenverein in der Rechtsordnung. Von Direktor W. Selbach. Dtsch. Wasserwirtsch. 1926, Nr. 9, S. 191—197. Es wird eine Übersicht über die Wasserwirtschaft des Ruhrtalsperrenvereins, seine Organisation und gesetzlichen Aufgaben, die Bedeutung seiner Aufgaben für den rheinisch-westfälischen Industriebezirk und die Einfügung des ganzen Gebildes in die Rechtsordnung gegeben, und die rechtliche Durchführung des Bauprogramms und die Verwaltung der geschaffenen Anlagen und des Vereinsvermögens erörtert.

1043. Wissenschaft, Technik und Wirtschaft. Von Generaldirektor Dr. A. Vögler, Dortmund. Stahl und Eisen 1926, Nr. 42, S. 1418—1422. Es werden die Zusammenhänge wissenschaftlicher Forschung, Technik und Wirtschaft behandelt und dabei ein Rückblick über die Entwicklung der Technik im Rahmen eines Vortrages (Versammlung der Gesellsch. dtsch. Naturforscher u. Ärzte) wiedergegeben.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

— — — —

Kittlose Glasdächer
Dachentlüfter
Tore, gepreßt und glatt
Feuerschutztüren
Schmiedeeiserne Fenster
für die Industrie und in Sonderausführungen für Schulen u. Wohnbauten

Erstklassige Konstruktionen
Günstige Preise

Nordische Eisen- u. Draht-Industrie „Nord-Draht" Rostock 33

Zweigbüro Berlin-Mariendorf, Tel.: Südring 4240.

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m.b.H.

Maschinenfabrik Leipzig 86/1 Dittrichring 15 Fernspr. 12881 24898 28621

Der **Beton- u. Mörtelmischer „Original ABG"** mehrfach patentiert, ist das Produkt **Deutscher Werkstattechnik** gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen **Amerikanischen Arbeitsmethoden** kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir den idealen **Kleinmischer „Neoroll"**

„Original ABG"

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1044. Die chemische Zusammensetzung und das Erhärtungsvermögen der Trasse. Von H. Dubiel. Tonind.-Ztg. 1926, Nr. 86, S. 1515—1516. Es wird festgestellt, daß es weder aus der chemischen Zusammensetzung noch aus chemischen Umsetzungen des Trasses mit anderen Stoffen möglich ist, zutreffende Anhaltspunkte über sein Erhärtungsvermögen zu erhalten.

1045. Das Abbinden des Zementes bei Frost. Von Chemiker Dr. W. Obst, Altona-Bahrenfeld. Zement 1926, Nr. 43, S. 801—802. Nach kurzer Behandlung des Einflusses von Frost auf Zement im Beton werden die Schutzmaßnahmen besprochen, ohne die nach deutschen Vorschriften nur noch bis zu — 3° C betoniert werden darf.

1046. Die Einwirkung von Wasserglas auf Zementmörtel. Von Dr. P. Mecke. Tonind.-Ztg. 1926, Nr. 82, S. 1441—1442. Wasserglashaltige Lösungen vermindern, dem Mörtel zugesetzt, das für die Abbindung notwendige Kalziumoxyd im Zement, vermehren aber die Alkalihydrate in diesem, so daß die Vorbedingungen für Auswitterungen und Versteifen des Ölfarbenanstrichs geschaffen werden. Säurebeständigkeit des Zementputzes wird durch Zusatz wasserglashaltiger Lösungen zum Mörtel nicht im geringsten erzielt.

1047. Zementprüfung auf der Bausteile. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Zement 1926, Nr. 44, S. 815—817. Die Baustellenkontrolle des Zementes, Abbindeproben, Normenprobe auf die Raumbeständigkeit, Kuchenprobe, einfache Ermittlung der Festigkeitseigenschaften.

1048. Baukontrolle des Beton. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 17, S. 229 bis 232. Vortrag, gehalten auf dem Internationalen Kongreß für Brücken- und Hochbau in Zürich, Sept. 1926.

1049. Erfahrungen mit hochwertigem Baustahl St. 48 und Silizium-Brückenstahl. Von Direktor Dr.-Ing. Kommerell, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 686—688, mit drei Tab. Es werden die gelegentlich der Abnahme und Verwendung von St. 48 gemachten Erfahrungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dargelegt und in diesem Zusammenhange die Vorschriften für die Bearbeitung des St. 48 in den Brückenbauanstalten, ferner die Ergebnisse des Silizium-Brückenstahls behandelt, aus dem bereits fünf Brücken von der Reichsbahn in Auftrag gegeben worden sind.

1050. Zur Theorie und Praxis der Eisenschutzfarben durch Anstrich. Von Prof. Dr. A. Eibner, München. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 684—685. Verfasser nimmt Bezug auf seinen auf der Eisenbahntechnischen Tagung, Berlin 1925 gehaltenen Vortrag „Über Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Sonderanstriche für Reichsbahnzwecke" und behandelt die seitdem auf diesem Gebiete zu verzeichnenden Fortschritte auf dem Gebiete der Anstrichtechnik.

1051. Die Bestrebungen zur Verbesserung des Anstrichs von Eisenbauwerken. Von Reichsbahnrat Hülsenkamp, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 682—684. Die Anstricharbeit; die Art der Vergebung der Anstricharbeiten; die Verbesserung der Anstrichfarben; die Vervollkommnung der Prüfungsverfahren; die durchgeführten Versuche der Deutschen Reichsbahn; die Forderung nach Forschungsarbeiten.

Baumaschinen und Förderanlagen.

— — — —

Statik und Festigkeitslehre.

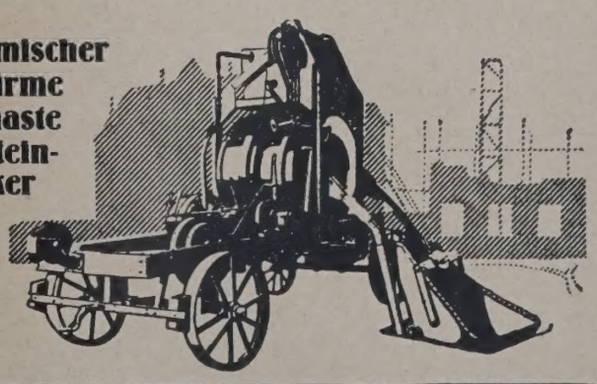
1051a. Der Einfluß einer Hohlkörpereinlage oder Kassettenausbildung bei Pilzdecken und anderen Eisenbetonplatten. Von Dr.-Ing. Lewe, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 46, S. 898—901 mit 4 Abb. Bei vielen Lösungsversuchen von Plattenproblemen wird die Platte aus zwei Scheren sich kreuzender und gegenseitig durchdringender Balken zusammengesetzt betrachtet. Diese Voraussetzung deckt sich mit der Vernachlässigung der Drillmomente bei den Platten. Es sollen die großen Unterschiede der Lösungen mit und ohne Drillmomentberücksichtigung zahlenmäßig dargelegt werden. Bei den in der Überschrift gekennzeichneten Platten kann eine Drillwirkung nur unvollkommen eintreten. Es muß deshalb vor einer Anwendung der Formeln der neuen Eisenbetonbestimmungen auf diese Decken gewarnt werden.

Der
Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial.

Das ist wirklich ein Schlager auf dem Gebiete der Zementfußböden-Herstellung und von weittragender Bedeutung. — Will man neu zu verlegenden Zementfußboden **besonders widerstandsfähig** gegen schwere Beanspruchung machen, so benutzt man den **„Hauenschildboden mit Festan-Härtematerial".** Letzteres wird auf den noch frischen und feuchten Estrich aufgestreut und eingerieben. Nach dem Erhärten folgt eine zweimalige Oberflächen-Imprägnierung mit **Lithurin.** Hierdurch erzielt man mit verhältnismäßig geringen Kosten einen überaus harten und widerstandsfähigen Zementfußboden, der nicht staubt und sehr dicht und widerstandsfähig selbst gegen chemische Angriffe ist. — Die Ausführung kann jeder Zementeur nach den Anweisungen der Hersteller-Firma, **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, machen. —

STAHLTÜREN
ADALBERT KLEMENT
HAMBURG & SOHN WANDSBEK

Betonmischer
Gießtürme
Gießmaste
Backstein-
spucker



ANDREAS GROSS · SCHWÄB. GMÜND 15
Fabrik für Baumaschinen und Baugeräte

1051b. Vereinfachte Berechnung von Rahmen und durchlaufenden Trägern für lotrechte Belastung. Von Ing. G. Gragert, Eberswalde. Beton u. Eisen 1926, Heft 21, S. 390—393 mit 7 Abb. Es wird eine Berechnung der Lage der Festpunkte bei Rahmen udd durchlaufenden Trägern angegeben und mittels dieser Ergebnisse Formeln für die Stützenmomente für verschiedene Belastungen abgeleitet, welche außer von der Stützweite und der Laststellung nur von den Festpunktabständen i, u, k von den Stützpunkten abhängig sind. Durch ein Zahlenbeispiel wird die Einfachheit der Methode gezeigt. Vorausgesetzt wird: J = const für die Länge eines Stieles oder Riegels. Vernachlässigung der durch Normalkräfte und Temperaturänderungen hervorgerufenen Formänderungen.

1052. Ermittlung des Bodendruckes in Behälterwagen. Von Dipl.-Ing. Bieck. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Nr. 9, S. 122—124 m. 4 Abb. Zur weiteren Klärung der Frage des Bodendruckes bei Selbstentladewagen sind Versuche mit einem Modell vorgenommen worden, deren Ergebnisse besprochen werden.

1053. Die Vorausberechnung der Enddruckfestigkeit aus der Anfangsdruckfestigkeit bei Zementbeton. Mittlg. a. d. Forschungsinstitut der Hütten-Zementindustrie. Von Dr. phil. Grün und Dr.-Ing. Kunze, Düsseldorf. Bauingenieur 1926, Heft 44, S. 866—869 mit 12 Abb. Unter angegebenen Voraussetzungen ist für ein Bauwerk die Vorausberechnung der Festigkeiten unter Verwendung von 7-Tage-Würfeln aus denjenigen Zementen, Zuschlagstoffen und in demjenigen Mischungsverhältnis, das angewendet werden soll, möglich.

1054. Die Dauerfestigkeit, ihre Bedeutung für die Praxis und ihre kurzfristige Ermittlung mittels neuartiger Prüfmaschinen. Von Dr.-Ing. E. Lehr, Darmstadt. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Heft 8, S. 109—114, Heft 9, S. 117—122, Heft 10. Die große praktische Bedeutung der Dauerfestigkeit wird an Hand einiger Beispiele gezeigt. Nach eingehender Erläuterung der für die Ermüdungserscheinungen charakteristischen Kennzeichen werden die bisher zur Feststellung der Dauerfestigkeit benutzten langwierigen Verfahren besprochen. Sodann wird die Wirkungsweise neuartiger Verfahren begründet und erläutert, die unter Beobachtung der an der Ermüdungsgrenze auftretenden physikalischen Veränderungen des Materials die Bestimmung der Dauerfestigkeit an Hand kurzfristiger Versuche gestatten. Insbesondere wird die vom Prüfstab beim Arbeiten unter Wechsellast aufgenommene innere Arbeit gemessen und zu einer Kennlinie in Abhängigkeit von der Beanspruchung aufgetragen. Es werden neue Prüfmaschinen beschrieben, die sich zur Ausführung der vorstehenden Verfahren eignen und auf größte Betriebssicherheit und Handlichkeit in der Bedienung Wert legen. Es sind bis jetzt Maschinen für die drei Beanspruchungen, Zug-Druck, Biegung und Torsion, entwickelt worden. Abschließend werden zahlreiche Versuchsergebnisse mitgeteilt. Die ermittelten Werte der Dauerfestigkeit sind zu den Werten des Zerreißversuches in Vergleich gestellt. In den Tabellen ist eine neuartige Güteziffer, der sogenannte „Hysteresis-Koeffizient", der auf Grund der Leistungsmessungen als Maß für die „dynamische Zähigkeit" betrachtet wird.

1055. Maschinenfundamente. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 44, S. 859—863 m. 9 Abb. Betrachtungen über den Einfluß der Fundamentmassen. Herleitung von allgemeinen Schwingungsformeln. Schwingungen des Fundamentes auf dem Baugrund. Formeln für lotrechte und wagerechte Eigenfrequenz bei Flach- und Pfahlgründungen. Pfahlböcke zur Sicherung der seitlichen Steifigkeit und deren günstigste Anordnung. Bewegungserscheinungen an Maschinenfundamenten und deren Ursachen. Die Kreiselwirkung bei Turbinenfundamenten. Einfluß der anschließenden Dampf-Rohrleitungen. Schwingungen innerhalb des Fundamentkörpers. Berechnung der Massenkräfte bei rotierenden, hin- und hergehenden und stoßweise wirkenden Massen. Von der bisherigen abweichende Formel für die Fliehkräfte. Betrachtungen über den dynamischen Faktor und Ermittlung desselben aus dem Frequenzverhältnis. Der Vorteil von starren Fundamenten. Zahlenbeispiel. Zulässige Spannungen bei periodischen Kraftwirkungen. Massenkräfte bei Fördergerüsten, Aufzügen usw.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

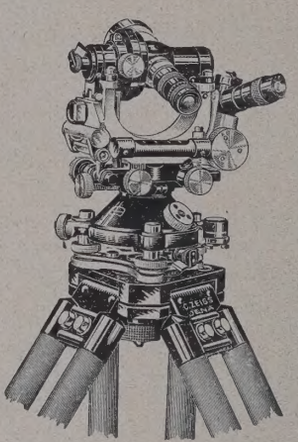
ZEISS

Nivelliere und Theodoliten

die

Instrumente

für den Bauingenieur



Theodolit I

Die Konstruktion des Zeiss-Theodolits gestattet Ablesung beider gegenüberliegenden Kreisteilstellen, des vertikalen u. horizontalen Kreises, durch *ein* gemeinsames Okular, mit selbsttätiger Mittelbildung und optischem Mikrometer

*

Verlangen Sie Druckschrift "Geote 76" kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Betriebswissenschaft

Ein Überblick über das lebendige Schaffen des Bauingenieurs

Von

Dr.-Ing. Max Mayer

Duisburg

229 Seiten mit 31 Textabbildungen. 1926.

Gebunden RM 16,50

(Handbibliothek für Bauingenieure. I. Teil: Hilfswissenschaften. 5. Band)

Nachdem im Maschinenbau die Bedeutung der zweckmäßigen Betriebswissenschaft längst erkannt worden ist, behandelt der Verfasser dieses wichtige Gebiet zusammenfassend für den Baubetrieb und zeigt die Wichtigkeit der richtigen Auswahl, Ausbildung und Behandlung des im Betriebe beschäftigten Menschenmaterials. Das Buch behandelt nicht nur die Organisation der Oberleitung der einzelnen Bauausführung, sondern auch die Organisation der einzelnen Unterstellen. Die Vergebung der Aufträge, das Angebot und die Preisbildung werden dargestellt

d) Eisenbetonbrücken.

1056. Die Erzverladeanlage des S.A.Minerales de Hierro de Galicia in Vigo (Spanien). Bautechn. Mittlg. d. Fa. H. Bulzer, 1926, Heft 3/4 S. 18—22 m. 8 Abb. Bemerkenswerte Gesamtanordnung einer Erzverladeanlage. Zweigleisige Eisenbetonbrücke als Erzkippe. Bandkanal unterhalb des Lagers. Eiserne Transportbrücke mit meerseitigem Eisenbetonsenkbrunnen-Pfeiler.

e) Eiserne Brücken.

1057. Die Brückenbauten der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in den Jahren 1924 bis 1926. Von Reichsbahnrat Ernst, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 673—675, Heft 47. Gegenüberstellung der alten und der sie ersetzenden neuen Brückenbauten der letzten Jahre und Hinweis auf die bei den Neubauten zu erkennende Betonung des rein Zweckmäßigen.

1058. Die Verstärkung der Oderbrücke bei Frankfurt a. O. im Gleis Reppen—Frankfurt. Von Reichsbahnrat Kado. Bautechnik 1926, Heft 48, S. 708—711 m. 7 Abb. Die Verstärkung von Parallelfachwerkträgerbrücken mit hochliegender Fahrbahn. Entlastung der Überbauten von ihrem Eigengewicht. Unterbringung der Verstärkungsteile so, daß die Schwerlinie der Gesamtquerschnitte mit der vorhandenen Systemlinie nahezu zusammenfällt.

1059. Die neuen Bahnsteighallen auf Bahnhof Frankfurt a. d. Oder. Von Direktor Dr.-Ing. Fischmann, Grünberg (Schles.). Bautechnik 1926, Heft 46, S. 669—672 m. 10 Abb. Allgemeine Anordnung und konstruktive Ausbildung der zweischiffigen Halle mit vollwandigen Blechträger-Bindern. Angaben über die statische Berechnung, den Bauvorgang und Gewichte.

1060. Die viergleisige Eisenbahnbrücke über die Newark-Bai im Zuge der Zentralbahn New Jersey—Philippsburg. Von Dr.-Ing. L. David, Berlin. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 44, S. 494—496 m. 7 Abb. Im Zusammenhange mit der Beschreibung der Gesamtanordnung der insgesamt 2260 m langen Brücke wird in der Hauptsache die in ihrem Zuge liegende Zwillingshutbrücke mit 93 m Spannweite beschrieben.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1061. Neuere Kohlentürme aus Eisenbeton. Bautechn. Mittlg. d. Fa. H. Bulzer, 1926, Heft 3/4, S. 22—27 m. 7 Abb. Die in Heft 3/4 der „Mittlg." bzw. im Bauingenieur 1926 erfolgten Ausführungen über Kohlentürme erfahren eine Ergänzung durch die Beschreibung zweier neuer Eisenbahn-Kohlentürme von je 3500 t Fassungsvermögen.

Gründungsarbeiten usw.

1062. Über Brunnenabsenkungen. Bautechn. Mittlg. d. Fa. H. Bulzer, Dortmund, 1926, Heft 3/4, S. 13—18 m. 7 Abb. Es werden einige Beispiele von Brunnenabsenkungen und Preßluftgründungen wiedergegeben, die auf dem Gebiete des Berg- und Hüttenwesens zur Ausführung gelangt sind.

1063. Beitrag zur Verwendung von eisernen Spundwänden. Von Aubert. Annales des Ponts et Chaussées 1926 P. T. Nr. 4, S. 97—110. Es werden die folgenden Arten von Spundbohlen besprochen: Lakawanna, Universal, Simplex, Annison, Carnegie, Rote Erde, Ransome und Larssen.

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1064. Über neuere Methoden zur Aufsuchung von Bodenwasser. Von Oberbergrat Prof. Dr. A. Steuer, Darmstadt. Gas- u. Wasserfach 1926, Heft 44, S. 941—943. Verfasser behandelt die Grenzen der Verläßlichkeit bei Angaben über das Vorkommen von Tiefenwasser.

1065. Niederschlagmessungen in unbewohnten Gebirgslagen Bayerns mit Niederschlagsammlern (Totalisatoren). Nach Dr. Josef Haeuser. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 43, S. 480—482 m. 3 Abb. Beschreibung des Monginschen Niederschlagsammlers. Die Beobachtungsergebnisse. Aufschlüsse über die Niederschlagverteilung im Bereich einiger höherer Erhebungen des Gebirges.

So einfach diese Winden sind,

so vielseitig
ist ihre Verwendbarkeit
für Hoch- u. Brückenbau,
Eisenbahn- u. Reparatur-Werkstätten, Montagen,
Schiffswerften
u. s. w.
2279

SCHIESS-DEFRIES A-G
DÜSSELDORF · POSTFACH 89

HOCHTIEF
Aktien-Gesellschaft
für Hoch- und Tiefbauten
vormals Gebrüder Helfmann

Essen-Ruhr
Viktoriahaus, Pferdemarkt 2-4
Fernsprecher: Nr. 9970-9973

Frankfurt am Main, München, Berlin, Köln
Hannover, Karlsruhe, Höchst a. M., Hamburg

HOCHTIEF
VORM · GEBR · HELFMANN

Sämtliche Ausführungen im
Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau

1066. Ein Beitrag zur Frage der Donauversinkung. Von Baurat Dr.-Ing. Dr. rer. pol. K. Späth, Stuttgart. Bauingenieur 1926, Heft 45, S. 875—876 m. 5 Abb. Verfasser berichtet über das Vorhandensein nicht unerheblicher Sickerlöcher im Weißjurabett der Donau.

1067. Zur Aufstellung von Wasserwirtschaftsplänen für die Bewirtschaftung von Talsperren. Von Regierungsbaurat Nomber, Goslar. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 10, S. 215—217 m. 1 Abb. Unter Hinweis auf einige Beispiele, die sich auf Mittelgebirgsflüsse beziehen, werden aus dem Abflußvorgang für eine längere Jahresreihe bestimmte Regeln für die zukünftige Bewirtschaftung der Talsperre abgeleitet, welche jeden Monat ohne Rücksicht auf die später eintretenden Zuflüsse zu befolgen sind.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1068. Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. Von Regierungsbaurat Düll, München. Bautechnik 1926, Heft 47, S. 697—701 w. fortges. m. 5 Abb. Es werden die verschiedenen Verfahren, die zur Erforschung der Flußbettveränderungen angewandt werden, Pegelbeobachtungen, Wasserspiegelfestlegungen, Talwegaufnahmen usw. im einzelnen auf ihre Brauchbarkeit hin untersucht.

1069. Erfordern die Hochwasserkatastrophen dieses Frühsommers eine grundlegende Umstellung unseres Deichwesens? Von Regierungsbaurat B. Körner, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 47, S. 693—695 m. 4 Abb. Die Wirtschaftlichkeit der Sommerdeiche unter besonderer Berücksichtigung der hochwassergeschädigten Gebiete und die verschiedenen, die örtlichen Verhältnisse berücksichtigenden Sicherungsmaßnahmen bzw. die Ausführung der Deiche selbst werden näher behandelt.

1070. Vom Aachen-Rhein-Kanal. Von Privatdozent Dr.-Ing. E. Heisterbergk, Krefeld. Verkehrst. Woche 1926, Heft 39, S. 511—514 m. 1 Abb. Es werden gegen den Plan des Aachen-Rhein-Kanals schwere Bedenken erhoben.

1071. Holländische Pläne zur Verbesserung der Schiffahrtsverbindung von Amsterdam nach dem Oberrhein. Von Reg.- u. Baurat Schmidt, Berlin. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 10, S. 212—215 m. 5 Abb. Die Ausführungen nehmen Bezug auf einen Vortrag des holländischen Ingenieurs Witteven; sie behandeln die Entwicklung des Amsterdamer Hafens und seine rückwärtigen Wasserverbindungen im Zusammenhang mit der Güterverkehrsart, sowie einige neue Entwürfe für die Linienführung der Wasserwege.

1072. Der Großschiffahrtskanal des Staates New-York und die Eisenbahnen. Von Prof. Dr. v. der Leyen, Wirkl. Geh. Rat. Ztg. d. V. dtsch. E. B. 1926, Nr. 38, S. 993—997. Am Beispiel des Erie-Kanals zeigt Verfasser, daß heutzutage die Eisenbahnen, trotz aller Begünstigungen der Wasserstraßen durch öffentliche Gewalten, den Wasserstraßen überlegen sind und warnt in diesem Zusammenhange vor einer nennenswerten Erweiterung des deutschen Wasserstraßennetzes besonders mit Rücksicht auf die jetzige Finanz- und Wirtschaftslage.

1073. Die Speicherschleuse bei Anderten. Von Regierungsbaurat Maaske. Tonind.-Ztg. 1926, Nr. 83, S. 1457—1459 m. 5 Abb. Beschreibung der Schleusenkammern, Sparkammern, des Schleusungsbetriebes, der Gesamtanordnung der Abmessungen und Bauausführung; Angaben über das zur Verwendung kommende Material.

1073a. Verlegung eines schmiedeeisernen Dükers in der Spree zwischen dem Plänter-Wald (Treptow) und dem Spreeschloß in Rummelsburg. Von G. Plehwe, Berlin. Bauingenieur 1926, Heft 46, S. 891—894 mit 12 Abb. Anhand der Beschreibung des Arbeitsvorganges des Versenkens einschließlich der hierfür erforderlichen Berechnungsgrundlagen wird gezeigt, daß zu der verhältnismäßig kleinen Tiefbauarbeit ein großer Arbeitsaufwand und ein großer Gerätepark gehört, dessen Verzinsung, Unterhaltung und Amortisierung leider nicht immer im richtigen Verhältnis zu den erzielten Preisen steht.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1074. Beitrag zur Frage der Ausgestaltung der Donau als Kraftwasserstraße. Von Prof. R. Halter u. F. Schaffernak, Wien. Wasserkraft 1926, Nr. 21, S. 253—258. Die Donau als Schiffahrtsstraße und die Ausnutzung der Donauwasserkräfte werden einer Untersuchung unterzogen.

Neuerscheinungen der Woche

Deutsche Bücher

Amerika, Das wirtschaftliche —.
Von Karl Köttgen. Berlin. 183 S. mit 40 Abb., 8°. Geb. RM 5.—

Amerika, Vom Wirtschaftsgeist in —.
Von Alfred Rühl. Leipzig. XI, 122 S., 8°. Geb. RM 5.40

Bahnbrechende Erfindungen in Amerika und Europa.
Geschichte ihrer Entstehung und ihrer Schöpfer.
Von Waldemar Kaempfert. 432 S. mit 230 Abb. Geb. RM 20.—

Baugewerkschulen, Der Unterricht an —.

Bd. 1. **Leitfaden der Baustoffkunde.** Von K. Jessen u. M. Girndt. 8. neu bearb. Aufl. VIII, 145 S. mit 123 Abb. und einem Anhang: Leitfaden der Geologie von Kappner IV, 25 S., gr. 8°. Kart. RM 4.60

Bd. 36. **Der städtische Tiefbau.** Von Prof. R. Gürschner u. M. Benzel. Tl. 3. Stadtentwässerung. 5. verb. Aufl. VI, 150 S. mit 146 Abb., gr. 8°. Kart. RM 5.—

Bd. 37/38. **Baukonstruktionslehre.** Von O. Frick u. K. Knöll. Tl. 1. 10. neu bearb. Aufl. VIII, 160 S. mit 297 Abb., gr. 8°. Kart. RM 3.60

Tl. 2. 9. neu bearb. Aufl. VII. 200 S. mit 287 Abb., gr. 8°. Kart. RM 4.60

Bd. 47. **Statik.** Von A. Schau. Tl. 2. Festigkeitslehre. 4. Aufl., VI, 183 S. mit 230 Abb., gr. 8°. Kart. RM 4.80

Bd. 50. **Wasserbau.** Von F. Fresow. Tl. 2. 4. Aufl. VI, 104 S. mit 174 Abb., gr. 8°. Kart. RM 2.80

Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Gesichtspunkte für die Berechnung. Praktische Beispiele u. Erddrucktab.
Von Hans Krey. Berlin. 3. umgearb. u. erw. Aufl. XI, 296 S. mit 208 Abb. gr. 8°. Geh. RM 21.60; geb. RM 23.40

Soll und Haben als Grundlagen kurzfristiger Erfolgsrechnung.
Von Erich Dinse. Berlin. IX, 141 S. mit 26 Abb., 8° Geh. RM 2.80

Der Zusammenhang von Flußlauf und Tektonik,
dargest. an den Flüssen SW-Deutschlands.
Von W. Deecke. III, 74 S. mit 10 Fig. und 2 Taf., 4° (Fortschritte d. Geologie u. Palaeontologie H. 16). Geh. RM 5.25

Fremdsprachige Bücher

Bois et Métaux.
Par E. Ancamus. Paris. 600 p., 8°. (Bibliothèque de l'Ingénieur de travaux publics).

Buildings mechanics.
By W. G. Sheppard. New York. 272 p., diagrs., 8°. Doll. 4.—

Charpente et couverte.
Par E. Aldebert et E. Ancamus. 2. édit., revue par E. Ancamus et A. Lemaire. Paris. 480 p. 8° (Bibliothèque de l'Ingénieur de travaux publics).

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

1074a. Zur Wasserberuhigung unterhalb von Stauwehren. Von Dr. phil. G. Lüscher, Aarau. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 19, S. 264—265 mit 1 Abb. Verwendung der energieverzehrenden Deckwalze. Angabe der Berechnungsmethode. Versuchsanordnung.

1075. Bericht über die errichteten, im Bau befindlichen und die projektierten Talsperren am Nil, in Ägypten und im Sudan. Von M. Denizel. Annales des Ponts et Chaussées 1926 P. T. Nr. 4, S. 59—96 m. 17 Abb. Geschichtlicher Überblick. Beschreibung der 5 bestehenden Talsperren, des in der Ausführung begriffenen Sennardammes und der Projekte im Oberlauf des Nils.

1076. Das Kraftwerk von Chancy-Pougny an der Rhône und die Überlandleitung für 120 000 Volts der Société L'Energie électrique Rhône et Jura. Von Barrère. Le Génie Civil 1926, Nr. 17, S. 341—348 m. 15 Abb. Beschreibung der Gesamtanordnung, Kraftwerk, Turbinen, Generatoren einschließlich der Eisenkonstruktionen für die Umformeranlage und die eisernen Leitungsmaste.

1077. Die Wasserkraftanlage am Coghinas auf Sardinien. Von Obering. Dr.-Ing. Walch. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 10, S. 207—212 m. 11 Abb. Ausgehend von dem Wasserwirtschaftsplan werden die Talsperre, die Zentrale, der Druckschacht und die Baustelleneinrichtung beschrieben.

1078. Verbesserte Rechenreinigung im Kraftwerk Rheinfelden. Von Dr. R. Haas und S. Bitterli, Rheinfelden. V. D. T. 1926, Nr. 45, S. 1483—1485 m 9 Abb. Schwierigkeiten bei der Rechenreinigung. Die bisherige Abfuhr des gehobenen Geschwemmsels. Die neue Reinigungsmaschine und die verbesserte Rechengutabfuhr erspart $^9/_{10}$ der früher erforderlichen Mannschaft und vermeidet Gefällverluste, die 2 Mill. kWh entsprechen.

1079. Turbinenregelung mit Rücksicht auf die Erfordernisse größerer Drehstrom- oder Wechselstromnetze. Von Obering. H. Korn, Elbing. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 10, S. 217—219 m. 2 Abb. Es wird die Änderung der Drehmomente der Stromleistung in den ersten Zehntel- oder Hundertstelsekunden bis zum Eingriff des Reglers rein elektrisch aus den Verhältnissen des Netzes und der Generatoren über der Zeit untersucht.

1080. Die Wirbelstrahlturbine. Von Ing. A. Gratzl, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1926, Heft 43/44, S. 429—433 m 7 Abb. Die neue Turbine stellt eine Freistrahlturbine von besonders hoher Schluckfähigkeit und somit von bemerkenswert hoher spezifischer Drehzahl dar. Durch Einleitung einer freien und dadurch verlustarmen, nur den Störungsgesetzen gehorchenden kreisenden Wasserbewegung im Gehäuse wurden die notwendigen Austrittswinkel des Strahles auf rein hydrodynamischem Wege sicher erzielt.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1081. Ent- und Belüftungsanlage des im Bau befindlichen Hudsontunnels in New-York. Von Oberbaurat Nils Buer, Hamburg. Bauingenieur 1926, Heft 44, S. 870 m. 3 Abb. In Ergänzung des im „Bauingenieur" 1925, Heft 21, S. 664—666 erschienenen Aufsatzes „Über den Bau des neuen Tunnels unter dem Hudsonfluß zwischen New York und Jersey" wird über eine neuartige Ent- und Belüftungsanlage berichtet, die bei diesem Tunnel ausgeführt werden soll.

1082. Bohr- und Schießarbeit in großen Steinbrüchen. Le Ciment 1926, Nr. 8, S. 287—291 m. 8 Abb. An Hand einiger Beispiele werden die verschiedenen Methoden der Aufschließung und der dabei jeweils erforderlichen Sprengarbeit behandelt.

1082a. Über die Ursachen der Bergschläge, Beitrag zu ihrer Erklärung. Von A. Feller, Zürich, Wollishausen. Bauingenieur 1926, Heft 46, S. 895—897 mit 6 Abb. Bergschläge können zurückgeführt werden auf Ausdehuung horizontaler Schichten infolge Druckentlastung, wie sie beim Bau tiefliegender Tunnel und Druckwasser-Leitungsorgane der Kraftwerke eintritt, aber auch als Kontraktion infolge Abkühlung an Felswänden der Steinbrüche. Unsere Gebirge stehen nur noch unter dem Einfluß der Schwerkraft.

Straßenbau.

1083. Bewegungsfugen im Betonstraßenbau. Von Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. Bautechnik 1926, Heft 48, S. 705—708 m. 13 Abb. Anordnung, Konstruktion, Ausführung und Unterhaltung der Fugen werden behandelt.

1084. Eine neue Versuchsstrecke mit Hartsteinplatten in Berlin. Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. G. Klose, Berlin-Tiergarten. Verkehrstechnik 1926, Nr. 43, S. 726—727 m. 4 Abb. Es wird die Anlage und Ausführung einer Straße mit Hartsteinplatten in einer verkehrsreichen Straße in Berlin und die Herstellungsweise der Platten beschrieben und die Kostenberechnung wiedergegeben.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

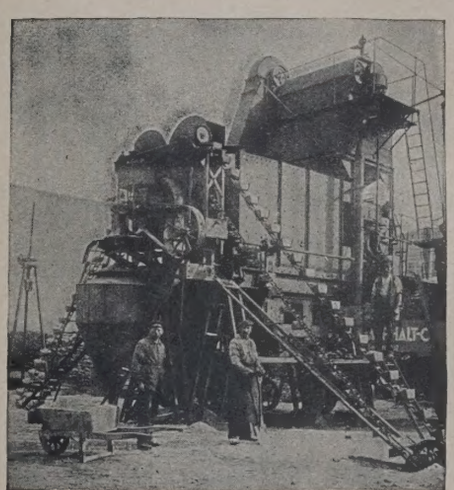
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

1085. Die lebendige Kraft als Grundlage für die Kraftfahrzeugsteuer. Von Präsident Lohse, Stettin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 44, S. 571—572. Die jeweilige lebendige Kraft des fahrenden Kraftwagens als richtiger Maßstab für die Beanspruchung der Straße; Vorschläge für eine neue Kraftfahrzeugsteuer, die der Wegeabnutzung entspricht.

Eisenbahnbau und Betrieb.

1086. Gleiswirtschaft, Schienenstoßfrage und Thermitschweißung. Von Ing. Dr. techn. R. Hanker, Wien. Zeitschr. d. Österr. I.- u. A.-V. 1926, Heft 43/44, S. 433—437 m. 6 Abb. Im Rahmen der Behandlung der Gleiswirtschaft wird die Konstruktion und der Baustoff des Oberbaues, im besonderen des im aluminothermischen Verfahren geschweißten Schienenstoßes bei Vollbahngleisen erörtert.

1087. Die Lokomotiv-Meßwagen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Prof. Reichsbahnoberrat H. Nordmann. Org. f. d. Fortsch. d. E. B. 1926, Heft 20, S. 397—408 m. 9 Abb. u. 2 Tab. Die erforderlichen Messungen — Zugkraft, Arbeit am Zughaken, Geschwindigkeit, Leistung, Wasserverbrauch, Temperatur, Druck, Rauchgasuntersuchung — und ihre Ausführung im Meßwagen werden beschrieben.

1088. Die elektrische Auslösung des automatischen Weichenantriebes in mechanisierten Ablaufanlagen. Von Direktor Diehl, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 495—496 m. 2 Abb. Die Verwendung von Selenzellen als Schalter bei Durchbildung der automatisierten Ablaufanlage.

1089. Das Dispatsching-System. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. L. Jänecke, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 40, S. 523 bis 528 bis Heft 43, S. 562—566. Zunächst wird das amerikanische System der fahrplanlosen „Bedarfs"-Güterzüge, deren jeweiliger Fahrplan von Dispatscher von Fall zu Fall festgelegt wird, beschrieben, weiterhin die Gründe für seine wachsende Verbreitung dargelegt und seine Handhabung in den verschiedenen europäischen Ländern besprochen. Abschließend wird der Unterschied zwischen dem deutschen und ausländischen System kurz zusammengefaßt und zu Versuchen geraten.

1090. Die Güterzugbildung als Grundlage eines beschleunigten Wagenumlaufs. Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. K. Heineck, Berlin. Verkehrst. Woche 1926, Heft 43, S. 559—562. Allgemeine Betrachtungen über die Aufgaben eines Eisenbahnunternehmens und über die Wege zu ihrer Erfüllung durch zweckentsprechende Bildung und Beförderung der Güterzüge; letztere als Grundlage eines beschleunigten Wagenumlaufs.

1090a. Wirtschaftliche Ausnutzung der Arbeitszeit in der Gleisunterhaltung. Von Regierungsbaurat a. D. Dr.-Ing. Dempwolff, Bergedorf b. Hamburg. Verkehrst. Woche 1926, Heft 45, S. 589—593 mit 13 Abb. Mechanische Beförderungsmittel für Rotten und einzelne Personen, sowie Fahrzeuge für Aufsichtszwecke werden beschrieben.

1091. Reparaturwerkstätten der französischen Staatseisenbahnen. Von A. Hyver. Revue générale d. Chemins de Fer 1926, Nr. 4, S. 260—277 m. 13 Abb. Ausführliche Beschreibung der Gesamtanlage und des Betriebes der für die elektrischen Bahnen errichteten Reparaturwerkstätten.

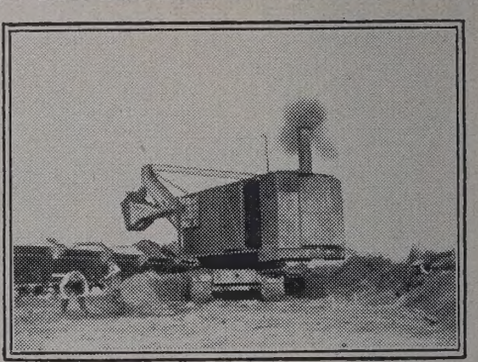
1092. Beseitigung der Windwiderstände auf Verschiebebahnhöfen. Von Reichsbahnrat Sauermilch, Hannover. Verkehrst. Woche 1926, Heft 37, S. 489—495 m. 19 Abb. Zum Zwecke der Aufhebung des Einflusses widriger Winde auf den Verschiebebetrieb des Bahnhofs Bremen durch Aufstellung von Windschutzvorrichtungen wurden zunächst von der aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen Modellversuche angestellt. Im Zusammenhange damit werden der Bau von Windschutzgittern, ihre Durchsichtigkeit, die Messung von Windgeschwindigkeiten und die Zweckmäßigkeit solcher Gitter behandelt.

1093. Der neue Verschiebe- und Güterbahnhof in Aarhus. Von Reichsbahnoberrat Dr. Saller, Regensburg 1926, Heft 39, S. 517—518. Der neue, 1923 eröffnete Güter- und der 1925 eröffnete Verschiebebahnhof der zweitgrößten Stadt Dänemarks mit einem Verkehr von täglich 600 abgehenden Wagen wird kurz beschrieben.

1093a. Bogengleisweichen mit Spurkranzauflauf. Von Dipl.-Ing. S. Kiehne, Kiel. Bauingenieur 1926, Heft 46, S. 902—903 mit 6 Abb. Bei den Bogengleisweichen mit Spurkranzauflauf wird der Grundsatz der Auflaufkurven auch auf die Weichen angewendet, so daß es möglich ist, unmittelbar aus dem Hauptgleis mit einer Auflauf kurve abzuzweigen.

Bei nur 1~2m Abtragshöhe

belud dieser 1cbm MENCK-RAUPENBAGGER einen Zug von 14 Wagen à 4 cbm Inhalt in 21 Minuten



Dieser Bagger arbeitete bei einem Strassenbau der Firma Polensky & Dr. ing. Rathjens in Hamburg in Sandboden.

GEGR. 1868

MENCK & HAMBROCK
ALTONA-HAMBURG

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1094. Betriebsbahnhof der Magdeburger Straßen-Eisenbahn-Gesellschaft. Von Dipl.-Ing. F. Nebel, Magdeburg. Bauingenieur 1926, Heft 44, S. 863—866 m. 7 Abb. Die Ausführung des Betriebsbahnhofs in Eisenbeton bei fast völliger Aufrechterhaltung des Betriebes auf einem verhältnismäßig kleinen und ungünstigen Grundstück wird beschrieben.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1095. Der Betriebshof Helmholtzstraße der Allgemeinen Berliner Omnibus-A.-G. Von Direktor G. Quarg, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 44, S. 737—745 m. 20 Abb. Beschreibung der Gesamtanordnung im besonderen der in Eisenkonstruktion errichteten Wagenhalle — Binderabstand 18 m, Spannweite 53,5 m — der Waschhalle, Arbeitsgruben, Beleuchtung und Beheizung, des Feuerschutzes (Sprinkler-Anlage), der Tankanlage und Verwaltungsgebäude.

1096. Eisenkonstruktion der Agglomerieranlage in Groß-Ilsede. Von Dr.-Ing. L. Kamer, Dortmund. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 677—681, Heft 47. Beschreibung einer Bunkerbrücke und einer Bunkerkonstruktion.

1097. Portalkonstruktionen zur Abfangung von Gittermasten. Von Direktor Dipl.-Ing. G. Kaufmann, Berlin-Marienfelde. Bautechnik 1926, Heft 46, S. 689—690 m. 9 Abb. Die Ausführungen enthalten Angaben über die Abmessungen, Beanspruchungen und die Querschnitte der Portale, sowie über die statische Berechnung nach den Vorschriften des Vereins Deutscher Elektrotechniker v. Dezember 1922.

Holzbau.

— — — —

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1098. Das Preußische Städtebaugesetz und Eingriffe in den Aufbau unserer Städte. Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Richard, Rotenburg (Hann.). Verkehrst. Woche 1926, Heft 38, S. 499—502. Ausgehend von der Wiedergabe statistischen Materials über die Auswanderung in den vergangenen 10 Jahren, über die Beschäftigung ausländischer Landarbeiter und über den in den nächsten 10 Jahren von den Volksschulen zu erwartenden jährlichen Nachwuchs erörtert Verfasser im Rahmen des Preußischen Städtebaugesetzes die Maßnahmen zur Wohnungsbeschaffung und zur Senkung der Behausungsziffer.

1099. Die städtische Besiedelung des rechtsseitigen Havelgeländes zwischen Pichelsdorf und Sakrow. Städtebau 1926, Heft 11, S. 172—174 m. 1 Abb. Es wird die für Groß-Berlins Entwicklung wichtige Frage der Eisenbahnverbindung über die Havel von neuem behandelt, deren Lösung bereits im Wettbewerb um Groß-Berlin von 1910 und besonders im Wettbewerb 1913 für das „Havelgelände gegenüber dem Grunewald bei Berlin" versucht wurde.

1100. Wettbewerb zur Erlangung von Ideenskizzen für die Ausgestaltung und Bebauung des Bahnhofsvorplatzes in Duisburg. Von Beigeord. u. Stadtoberbaurat Pregizer, Duisburg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 88, Wettbewerbe Nr. 22, S. 149—156 m. 20 Abb. Die Beurteilungen der preisgekrönten und angekauften Entwürfe werden wiedergegeben.

1101. Die Verkehrsüberlastung in den Straßen des Stadtinnengebietes von Berlin. Von Oberregierungsbaurat a. D. Sarrazin, Berlin. Ztg. d. V. Dtsch. E. B. 1926, Nr. 36, S. 958—962. Zur Beseitigung der Verkehrsnöte in den Straßen des inneren Stadtgebietes von Berlin kommen nach den vorstehenden Erörterungen in Betracht: Ergänzung des bestehenden Schnellbahnnetzes und Einführung verkehrsausgleichender Tarife; daneben Ausbau der vom Polizeipräsidium erlassenen Verkehrsordnung und Straßendurchbrüche zur Vermehrung der Durchgangsstraßen.

1102. Unterpflaster-Garagen. Von Dr.-Ing. G. Müller, Berlin. Schweiz. Bztg. 1926, Bd. 88, Nr. 18, S. 245—248, m. 6 Abb. An Hand einiger Beispiele behandelt Verfasser die Möglichkeit der Unterbringung von unterirdischen Großstadtgaragen und die dabei maßgebenden Gesichtspunkte.

1103. Über die Kläranlage der Fa. Mechanische Weberei Gebrüder Ottenheimer, Süssen. Von Dipl.-Ing. C. Bochter. Ges.-Ing. 1926, Heft 43, S. 666—670 m. 5 Abb. Reinigung von Färberei-, Bleicherei- und Appreturanstaltsabwässern. Räumliche Trennung der Klärung und biologischen Reinigung. Neutralisation des vorgeklärten Abwassers mittels automatischem Säuremischapparat. Aufbau des Tropfkörpers mit Eisenbetonrinnen und Absaugedochten.

DEUTZ
Feldbahn-Lokomotiven
Nahezu 7000 Motorlokomotiven geliefert.
Betrieb mit: Benzin, Benzol, Spiritus, Petroleum und Rohöl.
Motorenfabrik Deutz A-G
Köln - Deutz

Inertol D. R. Pat.
der Schutzanstrich gegen Wasser u. Feuchtigkeit
Paul Lechler - Inertolfabrik Stuttgart

1104. Die Zusammenhänge der Belebungsverfahren in der Abwasserreinigung. Von Dr.-Ing. K. Imhoff. Ges.-Ing. 1926, Heft 43, S. 661—662 m. 2 Abb. Übersicht über die verschiedenen Belebungsverfahren, Unterscheidung von zwei Gruppen: Reinigung in der Luft und im Wasser, sowie deren jede Unterteilung in natürliche und künstliche Verfahren. Angaben über die jeweilige zweckmäßige Anwendung.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1105. Der Elektro-Omnibus in der Großstadt. Von Dipl.-Ing. P. Friedemann, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 44, S. 745—750 m. 7 Abb. Beschreibung eines Entwurfes zur Konstruktion eines Elektro-Omnibus. Ermittlung der Wirtschaftlichkeit eines Omnibusunternehmens mit derartigen Fahrzeugen und Vergleich mit Benzinbetrieb gleicher Leistung.

Siedlungswesen.

Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

1106. Schwerer Bauunfall bei Darmstadt. Von Oberbaurat H. Steinberger, Darmstadt. Bautechnik 1926, Heft 47, S. 701—702 m. 8 Abb. Nachgeben des Beton-Fundamentkörpers während der Leitungsmontage einer Überlandleitung mit eisernen Gittermasten. Umkippen des eisernen Gittermastes. Einfluß auf die benachbarten Maste.

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftliches.

1107. Der Werkstättendienst der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Reichsbahndirektor Dr.-Ing. e. h. P. Kühne, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Nr. 43, S. 729—733. Es wird auf Grund von geeigneten Arbeits- und Kopfzeitdiagrammen versucht, nachzuweisen, daß nur durch planmäßige Zusammenfassung aller Unterhaltungs- und Ausbesserungsarbeit in gut eingerichteten Werkstätten die Rationalisierung der Werkarbeit durchführbar ist.

1108. Die Groß-Hamburg-Frage. Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. W. Richard, Rotenburg (Hann.). Verkehrstechn. Woche 1926, Heft 40, S. 528—530. Es werden die gegenseitigen Gebietsabtretungen Preußens und Hamburgs unter Berücksichtigung der Gutachten von Drews und Roedern im Hinblick auf die Entwicklung Groß-Hamburgs besprochen.

1109. Bauverträge und Schiedsgerichte. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 77/78, Bauwirtschaft u. Baurecht Nr. 19, S. 102—104. Es wird auf die Einrichtung der in der Reichs-Zivilprozeßordnung in den §§ 1025—1048 vorgesehenen Schiedsgerichte hingewiesen, die häufige Vertragsversäumnis in diesem Sinne beklagt und in Behandlung der Bedeutung dieser Bestimmungen die Durchführung beschrieben und gefordert.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1110. Wandlungen der Baukunst im Lichte der deutschen Kultur. Von Professor J. Wienkoop, Darmstadt. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 86, S. 701—704, N. 87. Ausgehend von einem kurzen historischen Rückblick betont Verfasser den wiedererwachenden deutschen Baustil und geht auf die ihn bedrohenden Gefahren näher ein.

1111. Die Ausbildung der akademischen Bauingenieure. Von Ministerialrat Busch. Technische Erziehung 1926, Nr. 3, S. 21—22. In den Ausführungen stehen die auf einer Tagung des Deutschen Ausschusses für Technisches Schulwesen behandelten Richtlinien über „Die nächsten Aufgaben in der Weiterentwicklung der Technischen Hochschule" zur Diskussion.

1112. Zentralstelle für bautechnische Bodenkunde. Von Regierungsbaurat Backofen, Frankfurt a. O. Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 44, S. 496—497. Als Sammelstelle für die Erfahrungen auf erdbautechnischem Gebiete, zum Zwecke der wissenschaftlichen Untersuchung der Bodenarten nach Struktur, Kapillarvermögen, physikalisch-chemischen Eigenschaften, Quellfähigkeit, Plastizität, Herkommen usw. und Betreibung wissenschaftlicher Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage wird die Errichtung obengenannter Zentralstelle gefordert.

1112a. Die Tagungen in Danzig. Von Geheimrat Prof. Dr. Genzmer, Dresden-Radebeul. Bauingenieur 1926, Heft 46, S. 903—904. Kurzer Bericht der Tagung des Deutschen Vereins für öffentliche Gesundheitspflege, der Vereinigung der Technischen Oberbeamten deutscher Städte, der Vereinigung der Höheren Technischen Baupolizeibeamten Deutschlands, des Vereins für Schulgesundheitspflege und der Vereinigung Deutscher Kommunal-, Schul- und Fürsorge-Ärzte.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Die Kraftfelder in festen elastischen Körpern

und ihre praktischen Anwendungen

Von

Dr.-Ing. Th. Wyss

Privatdozent für Statik und Brückenbau an der Techn. Hochschule Danzig

378 Seiten mit 432 Abbildungen im Text und auf 35 Tafeln.

1926

Gebunden 25,50 RM.

Der Verlauf der Kraftlinien, den die vorliegende Arbeit behandelt, ist ein Gebiet, das von außerordentlicher Fruchtbarkeit ist und für die moderne Technik von größter Bedeutung werden wird, da letzten Endes alle neuzeitlichen Probleme der Statik auf die Ermittlung der Kraftfelder hinauslaufen.

Inhaltsübersicht:

1. Die Felder im allgemeinen. — 2. Elektrische und magnetische Felder. — 3. Die Felder von Flüssigkeiten und festen Körpern. — 4. Das Körperelement als Punkt des Kraftfeldes. — 5. Die Tensorlinien. — 6. Die Trajektorien- oder Kraftflächen. — 7. Kraftfäden und Kraftbündel. — 8. Die singulären Punkte. — 9. Singuläre Linien und Flächen. — 10. Anwendung der bisherigen Ergebnisse über singuläre Punkte auf einige Versuche. — 11. Bewegte Kraftfelder. — 12. Experimentelle Bestimmung der Kraftfelder. — 13. Die ebenen Spannungszustände. — 14. Die quasiebenen Spannungszustände. — 15. Die Kraftfelder aus reiner Torsion. — 16. Praktische Verwertung der Kraftfelder. — 17. Die Kraftfelder im Fließzustand fester Körper. — 18. Versuche an einer einspringenden Ecke. — 19. Versuche über Spannungsverteilungen. — 20. Versuche über das Wandern singulärer Punkte. — 21. Beispiel zur Berechnung der Spannungen aus dem Kraftlinienverlauf. — 22. Kraftfelder und Betonarmierung. — 23. Geschichtliche Entwicklung der Kraftfelder. — Tafeln 1—35.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1113. Experimentelle Untersuchungen des Materialflusses beim Walzen von Trägern. Von Direktor Dr.-Ing. N. Metz, Luxemburg. Stahl u. Eisen 1926, Nr. 46, S. 1577—1582 m. 36 Abb. Durch Einsetzen von Schrauben an verschiedenen Stellen des Walzgutes wird es ermöglicht, die Bewegung des Walzgutes in offenen und geschlossenen Kalibern zu verfolgen. Die Ergebnisse vermitteln eine Erklärung für den beim Auswalzen von Trägern benötigten hohen Walzdruck und Kraftbedarf. gegenüber Flacheisen bei gleicher Verlängerung.

1114. Beitrag zur Zusammensetzung des Betons. Von Hendrickx. Le Ciment 1926, Nr. 10, S. 361—364. An Hand von Versuchsergebnissen wird der Einfluß der Wassermenge und des Zementanteils auf die Festigkeit des Betons, die Abbindedauer, die Art der Kornzusammensetzung, ihr Einfluß auf die Betonfestigkeiten und die Dichte des Betons behandelt.

1115. Eigenartige Entdeckung eines stark schwindenden Zementes. Von Studienrat Dr. Nitzsche, Frankfurt a. M. Zement 1926, Nr. 45, S. 832—833. Bei der Beobachtung der für die Raumbeständigkeitsprüfung in Wasser gelagerten Glasplattenkuchen eines Zementes zeigten sich in der 4 mm starken Spiegelglasplatte auf der Aufliegefläche des Kuchens einzelne Risse, die auf das Schwinden des Zementes zurückgeführt werden.

1116. Über die Einwirkung hoher Temperaturen auf erhärtetem Zement, Zuschlagstoffe und Beton. Von Prof. Dr. K. Endell, Berlin. Zement 1926, Nr. 45, S. 823—828 m. 8 Abb. Bei temperaturbeanspruchten Bauten, wie Schornsteinen etc. sollten quarzhaltige Zuschlagstoffe, wie Quarzkiesel oder Granit nicht benutzt werden. Statt dessen wären Zuschlagstoffe mit geringer und gleichmäßiger Wärmeausdehnung, wie Basalt, Hochofenschlacke und wahrscheinlich auch Kalkstein, die sich bis zur Zersetzungstemperatur von 900 ° nur wenig und gleichmäßig ausdehnt, zu verwenden.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1117. Neue Bauarten von selbstansaugenden Kreiselpumpen. Von Dipl.-Ing. F. Neumann, Nürnberg. V. D. I. 1926, Nr. 47, S. 1573—1577 m. 16 Abb. Beschreibung der Bauart einer selbstansaugenden Kreiselpumpe in Verbindung mit einer Wasserringpumpe und ihre Ausführung für verschiedene Verwendungszwecke. Allgemeine Arbeitsweise dieser Pumpen. Raumbedarf einer selbstansaugenden Kreiselpumpe im Vergleich mit dem einer Kolbenpumpe.

1118. Die Dampfturbopumpe als Wasserwerkmaschine. Von Direktor Kurzak, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1521—1525 m. 6 Abb. Geschichtliche Entwicklung; die in dem Werk Tegel der Berliner Städtischen Wasserwerke aufgestellten Dampfturbopumpen sowie die mit ihnen erzielten Ergebnisse werden beschrieben.

Statik und Festigkeitslehre.

— — — —

Brückenbau.

a) Allgemeines.

1119. Wirtschaftlich günstigste Höhenlage von Straßen und Eisenbahnen bei der Überschreitung von Tälern und Höhen. Von Prof. Dr.-Ing. Risch, Hannover. Archiv f. Eisenbahnwesen 1926, Heft 6, S. 1300—1320 m. 8 Abb. Der Einfluß der beiderseitigen Hangneigungen für die Höhenlage eines Verkehrsweges im Tal im Zusammenhang mit dem Maß der Bremsneigung wird im einzelnen untersucht.

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

— — — —

e) Eiserne Brücken.

— — — —

Professor Hauenschild und
Staubverhütung bei Zementfußboden.

Nur die empfindsamen Kalkanteile des Zements sind die Ursachen des vorzeitigen Verschleißes und der Staubentwicklung bei **Zementfußböden.** Durch **„Lithurin"** (Hauenschild-Fluat) von **Hans Hauenschild G. m. b. H., Hamburg 1,** Chilehaus 85, kann man in einfacher Weise die Lebensdauer neuer und alter Zementfußböden verlängern, und die lästige Staubentwicklung vermeiden. Neue und gebrauchte Fußböden können mit **Lithurin** imprägniert werden durch einfaches Benetzen der Fläche mit der wässrigen Lithurin-Lösung. Ein wirklich verblüffendes billiges Verfahren, das sich seit 40 Jahren in der Praxis bestens bewährt hat.

Lithurin bedeutet keine Ausgabe, sondern eine beträchtliche Ersparnis, weil nämlich nicht nur die Lebensdauer der Zementfußböden verlängert wird, sondern auch die Unterhaltungskosten sich reduzieren. Ein einfaches und anerkanntes Härtungsverfahren.

Allgemeine Baumaschinen-Gesellschaft m.b.H.

Der
Beton-u. Mörtelmischer „Original ABG"
mehrfach patentiert, ist das Produkt
Deutscher Werkstattechnik
gestützt auf bald 20jährige Erfahrung. Selbst Amerika mit seinen bei uns soviel gepriesenen
Amerikanischen Arbeitsmethoden
kauft unsere Qualitätsmaschinen. Der einheimische Baufachmann verlangt erstklassige Hilfsgeräte, die sich in einheimischen Betrieben bewährt haben. Nicht der Preis, sondern die Güte ist Wertmesser. Für den kleinen Bauplatz bauen wir den idealen
Kleinmischer „Neoroll"

Maschinenfabrik
Leipzig
86/1
Dittrichring 15
Fernspr. 12881-24898
28621

„Original ABG"

Industriebauten.

Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

— — — —

Gründungsarbeiten usw.

— — — —

Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht.

Wasserbewegung.

— — — —

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1120. Die Bestimmung von Flußbettveränderungen. Von Reg.-Baurat F. Düll, München. Bautechnik 1926, Heft 49, S. 721—724 m. 6 Abb. Schluß a. H. 47. Behandlung der Tiefenkurvenpläne, Querschnittsaufnahmen und des Massenlinienplanes.

1121. Der Hansakanal. Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. W. Richard, Rotenburg (Hann.). Verkehrst. W. 1926, Heft 46, S. 595—601 m. 2 Abb. In der Untersuchung, ob der Bau des Hansakanals wirtschaftlich gerechtfertigt sei, kommt Verfasser zu dem Schluß, daß er zur Zeit nicht baureif ist. Infolge der Bestimmungen des Reichsbahngesetzes, die durch ihre internationale Bindung ein eigenes Wesen erhalten haben, wird voraussichtlich so lange, als die Davesschulden laufen und das Deutsche Reich das Betriebsrecht an die Reichsbahngesellschaft übertragen hat, an den Kanalbau ernsthaft nicht gedacht werden können.

1122. Theorie des Schiffsstoßes. Von Dr.-Ing. J. Schultze, Bornim-Potsdam. Bautechnik 1926, Heft 49, S. 724—726 m. 4 Abb. Die Frage der möglichen und wahrscheinlichen Größe des Schiffsstoßes gegen Kaimauern, Brückenpfeilern, Kanalwandungen, Pfahlböcke u. dergl. wird näher erörtert.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

— — — —

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1123. Die Ventilation des Tunnels von Mornay. Von Hachon. Révue générale des Chemins de Fer 1926, II, 5, S. 355—369 m. 10 Abb. Beschreibung der Tunnelanlage, der für die Belüftung maßgebenden Voruntersuchungen bei der Wahl der Linienführung, der Anordnung der Belüftungsanlagen sowie des Betriebes.

Straßenbau.

1124. Allgemeine Betrachtungen über Betonstraßen. Von Mesnager. Le Ciment 1926, Nr. 10, S. 358—361. Die mit Betonstraßen gemachten Erfahrungen und die Richtlinien für deren Anlage werden kurz vom französischen Standpunkte aus besprochen.

1125. Maschinen für die neueren Straßenbauverfahren. Von Dipl.-Ing. J. Wingerter, Kassel. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1533 bis 1540 m. 23 Abb. Die bei den neuen Straßenbauverfahren, Oberflächenbehandlung, Teer- und Asphalt-Makadam, Sandasphalt, Steinschlagasphalt, Asphaltbeton, Teerbeton und Beton, Verwendung findenden Maschinen werden hauptsächlich auf die grundsätzlichen konstruktiven Anforderungen besprochen.

1126. Die Verwendung des vorhandenen Straßennetzes für den neuzeitlichen Kraftwagenverkehr. Von Dr.-Ing. Rappaport, Essen. Verkehrstechnik 1926, Nr. 45, S. 763—767. Eignung der bestehenden Straßen für Kraftwagendurchgangsverkehr. Notwendigkeit eines einheitlichen Netzes. Technische Anforderungen. Regelung der Unterhaltungspflicht. Ergänzung des bestehenden, nicht Schaffung eines neuen Netzes ist erforderlich. Verwaltungsrechtliche Fragen der einheitlichen Organisation. Finanzierung. Regelung im Ausland.

1127. Straßenreinigung und Müllabfuhr. Von Obering. Dipl.-Ing. Sachtleben, Essen. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1525—1527 m. 8 Abb. Verfasser beschreibt die von der Firma Krupp, Essen, in den Handel gebrachten Motor-Spül- und Sprengwagen, Kehrmaschinen und Motormüllwagen.

1128. Straßenverkehrssteuer und Straßenbau. Von Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. Deidesheimer, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Nr. 46, S. 796—798. Kostenberechnung des Straßenbaues und der Unterhaltungskosten. Allgemeine Fahrzeugsteuer. Reifensteuer.

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betorunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

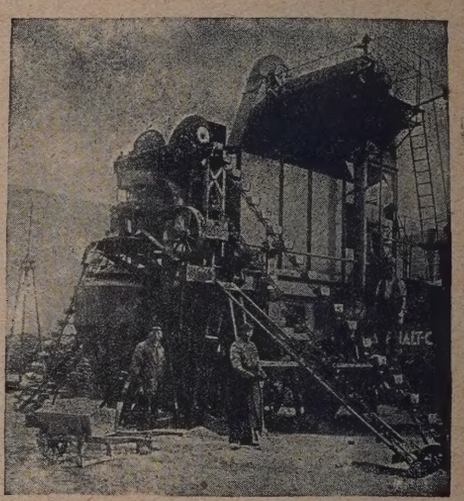
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16500000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

Eisenbahnbau und Betrieb.

1129. Dynamische Messungen am Eisenbahnoberbau. Von Ing. Ch. Driessen, Utrecht. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 21, S. 426—427 m. 1 Tafel. Es wird der Wert des Spannungsmessers von Okhuizen auch für Messungen am Oberbau hervorgehoben.

1130. Dynamik des Eisenbahnoberbaues. Von Reichsbahnoberrat Dr. Saller. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 21 S. 422—425 m. 7 Abb. Es wird die Ableitung der Differentialgleichung für die Wirkung der mit einer gewissen Geschwindigkeit auftretenden Einzellast auf den beiderseitig frei aufgelagerten Träger wiedergegeben.

1131. Oldenburgischer Oberbau mit eisernen Querschwellen auf eisernen Brücken. Von Reichsbahnoberrat Schlodtmann, Oldenburg. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 21, S. 415—417. Es werden zunächst die Nachteile der Verwendung hölzerner Querschwellen auf eisernen Brücken, anschließend die von der Reichsbahndirektion Oldenburg angestellten Versuche mit der Verwendung eiserner Querschwellen, die Art der Befestigung der Schwellen und die mit ihnen bisher gemachten guten Erfahrungen besprochen.

1132. Die Schweißtechnik im Eisenbahnoberbau. Von Reichsbahnoberrat Füchsel, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Heft 45, S. 761—763 m. 2 Abb. Mängel der bisherigen Schienenbefestigung. Das Aufschweißen von Schienenunterlagsplatten auf die ungelochte Schwellendecke mit elektrischem Lichtbogen. Die Herstellung lückenloser Schienenverbindungen durch elektrische Widerstandsschweißung.

1133. Ziele und Wege der Verschiebetechnik. Von Dr.-Ing. Dericartz, Koblenz. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 21, S. 420—422. Verfasser behandelt den Vorgang der Zuführung der Züge zur Zerlegungs-(Schalt-)Zone und fordert eine Gestaltung der Auffahrrampen, die es ermöglicht, die abzudrückenden Züge vor Beginn des Abdrückens ohne Störung des Abdrückvorganges bis an den Brechpunkt heranzubringen.

1134. Bogenabsteckung mit Hilfe von Evolventenunterschieden. Von Reichsbahnamtmann M. Höfer, Altona. Org. f. d. Fortschr. D. E. B. 1926, Heft 21, S. 417—419 m. 2 Abb. An Hand dreier Beispiele wird die Absteckung eines fehlerlosen Bogens von einem fehlerhaften ohne Beibehaltung der Bogenlänge wiedergegeben.

1135. Neue Vorschläge für die Konstruktion von Güterschuppen. Von Reichsbahnrat Fahl, Salzwedel. Bautechnik 1926, Heft 49, S. 717 m. 5 Abb. Von neuen Konstruktionsgrundsätzen wird der Fortfall der Zwischenstützen, die Anordnung von Pultdächern statt Satteldächern sowie die Grundrißanordnung für kleine Schuppen kurz besprochen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1136. Durchgehende Platten mit verschieden großen Trägheitsmomenten in den einzelnen Feldern. Von Obering. Dr.-Ing. Palen. Beton u. Eisen 1926, Heft 21, S. 393—395. Es werden einfache Formeln zur Ermittlung der Feld- und Stützenmomente durchgehender Balken über drei Felder wiedergegeben, bei denen die Stützweiten der Endfelder einander gleich und von derjenigen des Mittelfeldes verschieden sind.

1137. Über die Wärmeleitung und die Berechnung von Wärmespannungen in Eisenbetonstützmauern, welche periodisch erwärmt und abgekühlt werden. Von Professor Noboru Yamaguti, Tokio. Beton u. Eisen 1926, Heft 21, S. 385—390 m. 8 Abb. Zweck der vorliegenden Untersuchungen ist die Berechnung der Wärmeverteilung in Eisenbetonmauern mit parallelen Seitenflächen, deren eine einer periodischen Erwärmung ausgesetzt, deren andere mit der Erde verbunden und im Verhältnis zur Mauer von unendlicher Ausdehnung ist.

1138. Umbau des Papiermaschinensaales der Papierfabrik Elsenthal A.-G. Von Dipl.-Ing. Falschlunger, München, Beton u. Eisen 1926, Heft 21, S. 381—384 m. 8 Abb. Die Bedingungen für die Art und den Umfang der gewählten Konstruktion. Unterbringung einer Entnebelungsanlage. Einzelheiten der Eisenbetontragkonstruktion. Prüfung der Baustoffe. Balkenprobe.

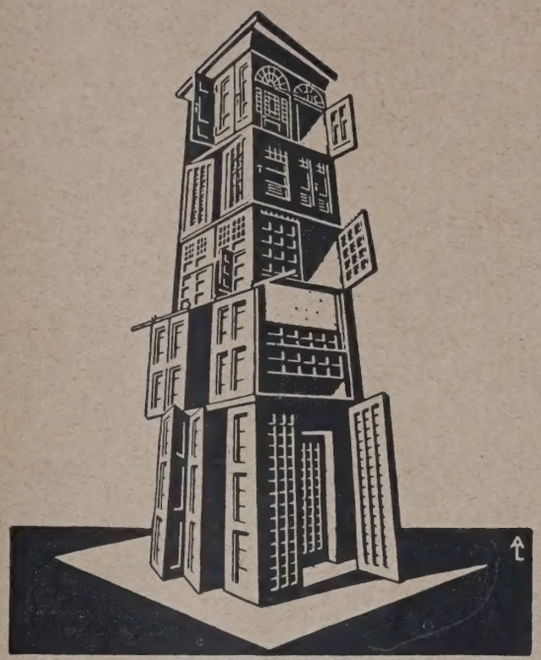
Eisenbau.

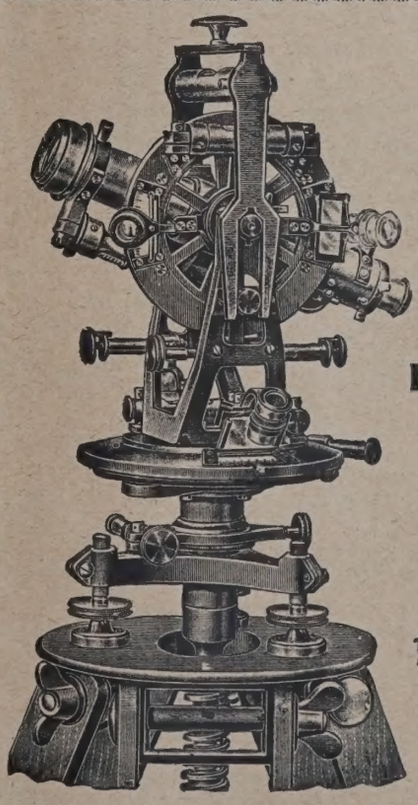
(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

— — — —

Holzbau.

— — — —


STAHLTÜREN
ADALBERT KLEMENT
HAMBURG & SOHN WANDSBEK


Seit 75 Jahren fertigen wir in erstklassiger Ausführung
Nivellier-Instrumente
Theodolite
Tachymeter
OTTO FENNEL SÖHNE
CASSEL 39, Königstor 16

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1139. Generalidee und Generalbauplan. Ein Beitrag zur Praxis des Städtebaues. Von Stadtbaurat O. Schmidt, Essen. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 89, Stadt u. Siedlung Nr. 23, S. 169—176 m. 12 Abb. Die Generalidee als Grundlage der Planungsarbeit am Beispiel von Essen.

1140. Neuzeitliche Verkehrsaufgaben in der Großstadt. Von Gen.-Dir. Max Schwab, Düsseldorf-Oberkassel. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1507—1510. Es werden die für die Aufstellung von Bebauungs- und Siedlungsplänen maßgebenden Rücksichten auf die einzelnen Verkehrsarten innerhalb eines Großstadtgebietes besprochen.

1141. Städteheizungen in Amerika. Von E. Schulz, Berlin. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1511—1520 m. 12 Abb. Geschichtliche Entwicklung, Organisation, Tarife, Wirtschaftlichkeit, Beschreibung einzelner Werke, Wirtschaftliche Bedeutung für Deutschland.

1142. Die Klärung von Industriewässern, insbesondere Farbwässern. Von Dr. Drechsler, Dresden. Ges.-Ing. 1926, Nr. 46, S. 709—715 m. 3 Tafeln. Kurze Kennzeichnung der Art verschiedener Industrieabwässer. Richtlinien für die Projektierung einer industriellen Kläranlage. Beschreibung ausgeführter Kläranlagen.

1143. Die Abwasserbeseitigung Münchens. Von Direktor Dipl.-Ing. H. Keppner, München. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1528—1532 m. 17 Abb. Gründe für die neuere Durchführung der Abwasserbeseitigung in München. Die Anlagen für Klärung des Abwassers in Frischwasserkläranlagen. Biologische Reinigung in Abwasserfischteichen. Verwertung sämtlicher im Abwasser enthaltenen Pflanzennährstoffe. Gewinnung des beim Faulvorgang entstehenden wertvollen Methangases. Kraftausnutzung der einwandfrei gereinigten Abwässer.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1144. Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. Zur Frage der Wirtschaftlichkeit. Von Prof. Dr.-Ing. E. Giese, Berlin. Verkehrstechnik 1926, Nr. 46, S. 777—796 m. 25 Abb. u. 7 Tab. Die Bahnanlage und ihre Anlagekosten. Fahrplan und Grundlagen für diesen. Grundlagen für die Schätzung des Verkehrs. Schätzung des Verkehrs (Abwanderungsverkehr von der Reichsbahn sowie von der Straßenbahn, der Neuverkehr, Entwicklung der Bevölkerung, Verkehrssteigerung). Einnahmen und Ausgaben. Bauwürdigkeit der Bahn. Die zur Bewältigung des Verkehrs im rheinisch-westfälischen Industriegebiet erforderlichen Maßnahmen.

1145. Leichtmetall im Wagenbau. Von Dipl.-Ing. Gentzcke, Frankfurt a. M. Verkehrstechnik 1926, Heft 45, S. 767—770 m. 11 Abb. Die wirtschaftlich begründete Forderung nach Verminderung der bewegten Massen legt die Verwendung von hochwertigem Leichtmetall nahe. Sie bedingt gewisse Abweichungen vom Schwermetallbau aus wirtschaftlichen und statischen Gründen.

1146. Der Zentralflughafen Berlin. Von Direktor Mag.-Oberbaurat Sauernheimer. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1549—1557 m. 23 Abb. Die Entwicklung des Luftverkehrs; die technischen Anlagen des Flughafens: Flugzeughallen, Tor-, Tank- und Signalanlagen werden wiedergegeben.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

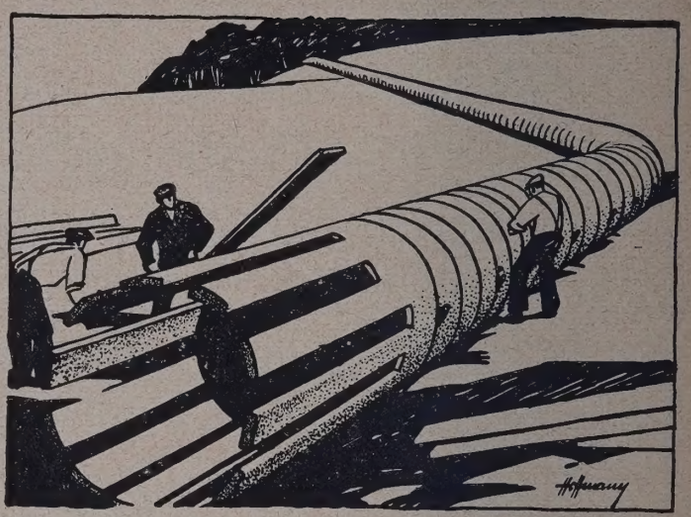
— — — —

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftliches.

1147. Die Außenhandelsbilanz der deutschen Eisenwirtschaft in den Jahren 1913, 1924, 1925 und 1926. Von Dr.-Ing. W. Reichert, Berlin. Stahl und Eisen 1926, Nr. 46, S. 1587 bis 1592. Die Bedeutung der Eisenwirtschaft für den deutschen Außenhandel. Die Bilanzen des Eisenerz- und Schrottaußenhandels, der Großeisenindustrie, der Eisen- und Stahlwarenindustrie, des Maschinenbaues und der elektrotechnischen Industrie sowie des Fahrzeugbaues. Die Großeisenindustrie dürfte im Jahre 1926 einen Ausfuhrüberschuß von 3 Mill. t erreichen.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1148. Technik und Gemeinden. Von Dr. D. v. Miller, München. V. D. I. 1926, Nr. 46, S. 1505—1507. Übersicht über die Gebiete des Gemeindewesens — Hochbau, Verkehr, Wasserversorgung, Kanalisation usw. —, die auf der Entwicklung der fortschrittlichen Technik beruhen.

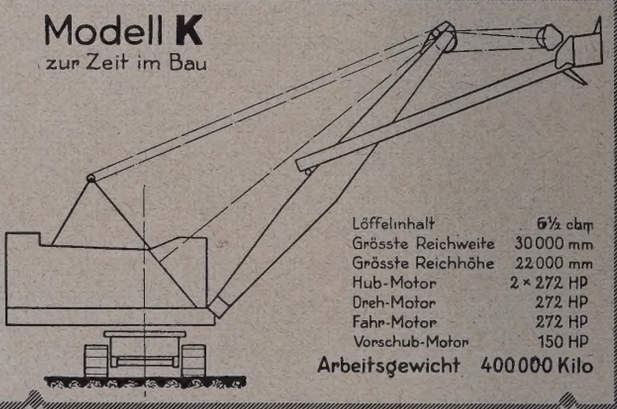


Holzrohrbau

KARL KÜBLER A-G
Hoch- und Tiefbau, Eisenbetonbau,
Wasserbau, Holzbau.
STUTTGART

Die neueste Entwicklung der
Menck
Raupen-Löffelbagger

Modell K
zur Zeit im Bau



Löffelinhalt	6½ cbm
Grösste Reichweite	30000 mm
Grösste Reichhöhe	22000 mm
Hub-Motor	2 × 272 HP
Dreh-Motor	272 HP
Fahr-Motor	272 HP
Vorschub-Motor	150 HP
Arbeitsgewicht	400000 Kilo

Bisher unerreicht
in der ganzen Welt

MENCK & HAMBROCK
Gegründet 1868 Altona-Hamburg Gegründet 1868

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet und gesammelt
von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

1149. Hochwertige Zemente. Von Dr.-Ing. W. Petry, Oberkassel-Siegkreis. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 22, S. 293—297 m. 15 Abb. Auszug des vom Verfasser auf dem Internationalen Kongreß für Brücken- und Hochbau September 1926, Zürich gehaltenen Vortrages. Er behandelt die bisherigen deutschen Forschungsergebnisse und enthält einige Anwendungsbeispiele.

1150. Herstellung und Anwendung des Tonerde-Schmelzzementes in Deutschland. Von Dr. K. Biehl, Lengerich i. W. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 95, Konstruktion und Bauausführung Nr. 23, S. 176—178 m. 10 Abb. Angaben über die Herstellungsweise sowie Beschreibung einer Anzahl von Ausführungen mit Alca-Schmelzzement.

1151. Amerikanische und deutsche Portlandzemente. Von Dr. G. Haegermann, Karlshorst. Zement 1926, Nr. 47, S. 861 bis 864. Die Ergebnisse der mit amerikanischen Zementen im Laboratorium des Vereins Deutscher Portland-Zement-Fabrikanten ausgeführten Prüfungen werden mit den Durchschnittswerten der Jahresprüfungen des Laboratoriums in Vergleich gesetzt.

1152. Zement als Wärmeschutzmittel. Concrete vom April 1925, S. 138. Hinweis auf das geringe Wärmeleitungsvermögen von Zement ($^1/_4$ von Beton, $^1/_{10}$ von Stein) und die Erfolg versprechenden (patentierten) Verfahren, porige Kunststeine mit der gleichen Eigenschaft herzustellen.

1153. Bestimmung der Wasserdurchlässigkeit von Beton. Von Evald Anderson. Concrete Juni 1925, S. 195—197 mit 5 Abb. u. 3 Zahlentaf. Kurzer Hinweis auf das Prüfungsverfahren durch Drucksteigerung, wegen der Bruchgefahr nur brauchbar für Undurchlässigkeitsprüfungen, und das Wasseraufsaugungsverfahren, ungenau, weil das vor der Prüfung vollständig getrocknete Stück zunächst das kolloidal festgehaltene Wasser und erst dann das Porenwasser wieder aufnimmt. Ausführliche Beschreibung des Durchdrückens von Wasser unter 2 at ständigem Wasserdruck nach oben während 24 oder 48 Stunden durch eine Probeplatte von 5 cm offenem Durchmesser und 12 mm Stärke in runden Messingformen mit Gummidichtungen und Abdeckung gegen Verdunstungsverluste.

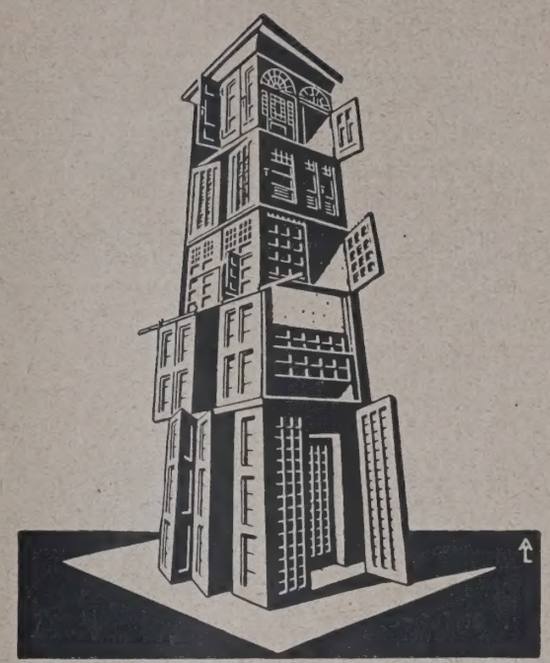
1154. Eigenschaften und Herstellung von Beton-Bausteinen. Nr. 304 der Veröffentlichungen des Bundes-Normenamts der Vereinigten Staaten vom 10. Juni 1926, 49 S. mit 8 Lichtbildern. Zusammenfassende Darstellung in 9 Hauptabschnitten: Einleitung, einschl. Eigenschaften und Vorzüge, Sorten (Ziegel, Blöcke, Hohlsteine); Baustoffe, einschl. Zumischungen, Außenseiten, Farben; Zusammensetzung, einschl. Wasserzusatz; Mischen; Formen; Erhärten; Anforderungen (allgemeines Gefüge, Architektur, Feuersicherheit, Prüfungsergebnisse); besondere Erzeugnisse, wirtschaftliche Gesichtspunkte. Liste von 29 einschlagenden Schriften. Anhang: 7 Seiten Normvorschriften für Beton-Baublöcke und Hohlsteine mit 5 Zahlentafeln.

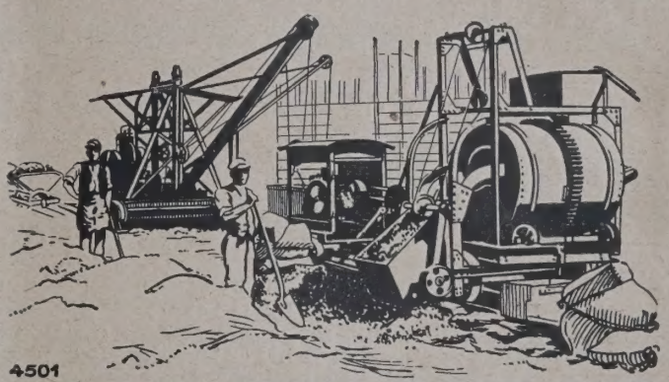
1155. Über die Untersuchung von Bausteinen und Straßendeckstoffen. Von Prof. Otto Greger, Wien. Zeitschr. d. Österr. I. A. V. 1926, Heft 47/48 m. 2 Abb. Besprechung des österreichischen Normenblattentwurfes über natürliche Gesteine (Önorm-Entwurf 1) und natürliche und künstliche Zerkleinerungsprodukte, welche als Bausteine, Straßenbaustoffe, für Gleisbettungen sowie als Zuschlag für Mörtel- und Betonbereitung dienen.

1156. Anwendung der Röntgenstrahlen für die Werkstoffuntersuchung. Von Dr.-Ing. G. Sachs, Berlin-Dahlem. V. D. I. 1926, Nr. 49, S. 1634—1641 m. 31 Abb. Mittlg. a. d. Kaiser-Wilhelm-Institut f. Metallforschung. Reflexionserscheinungen an Kristallen. Das Laue-Verfahren. Untersuchungen an Metallkristallen. Einfarbiges Röntgenbild. Legierungsforschung. Nachweis von Kaltverformungen und Rekristallisation. Untersuchung des Wachstumgefüges. Chemische Analyse. Durchleuchtung von Werkstücken. Röntgenanlagen.

Baumaschinen und Förderanlagen.

1157. Wirkungsgrad von Betonstraßenbaumaschinen. Von W. W. Zass, Arkansas. Conrete Juni 1925, S. 189—191 mit 2 Zahlentaf. u. 4 Abb. Untersuchung der voraussehbaren (21%) und der unberechenbaren (46%) Aufenthalte im Baumaschinenbetrieb auf 10 Baulosen von Betonstraßen in drei Jahren und der Arbeitszeit der Betonmischmaschinen (33%), wobei die ganze Arbeitszeit (100%) sich auf knapp die Hälfte des Jahres erstreckt.


STAHLTÜREN
ADALBERT KLEMENT
HAMBURG & SOHN WANDSBEK


4501
DEUTZ
Motoren
für
Baumaschinen
jeder Art
MOTORENFABRIK DEUTZ A-G
KÖLN-DEUTZ

Statik und Festigkeitslehre.

1158. Die Grenzen der Gültigkeit der Erddrucktheorien von Rankine und Coulomb. Von Regsbmstr. Brandt, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 52, S. 755—758 m. 9 Abb. u. 1 Taf. Verfasser zeigt die Grenzen der Gültigkeit des Verfahrens nach Rankine zur Ermittlung des Erddruckes.

1159. Der einseitig eingespannte, freiaufliegende Träger unter Einwirkung eines biegenden Kräftepaares. Von Ing. F. Wagner, Bregenz a. B. Beton u. Eisen 1926, Heft 22, S. 406—408 m. 3 Abb. Der Träger wird für den Fall einer Belastung durch ein in der Ebene seiner Achse wirkendes Kräftepaar mit der Gleichung der elastischen Linie untersucht, und die Ergebnisse werden in einer Tafel zum Zwecke seiner Bemessung zusammengestellt.

1160. Berechnung gegliederter Druckstäbe auf Grund der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Von Dipl.-Ing. W. Stoltenburg, Danzig. Bautechnik 1926, Heft 50, S. 736—738. Der Ersatz der transzendenten Kurve der Knickspannung zwischen Gleichmaß- und Streckgrenze durch eine Parabel. Vergleich mit den Krohnschen Formeln.

1161. Die Ausbiegungen eines Druckstabes bei Überschreitung der Knicklast. Von O. Domke, Aachen. Bautechnik 1926, Heft 51, S. 747—748. Verfasser geht auf die Arbeiten Eulers ein, in denen er die endlichen Ausbiegungen eines Stabes unter irgend einer Einzellast ermittelt und zeigt, daß sämtliche Fälle sich aus den Formen herleiten lassen, die ein ursprünglich gerader, in der Achsrichtung belasteter Stab annehmen kann. Es wird dargelegt, daß das Verhältnis der Ausbiegung zur Stablänge lediglich von dem Verhältnis der Achslast zur Knicklast abhängt.

1162. Erfahrungen über Zugfestigkeit von Beton bei Anwendung von Körpern mit 150 cm² Zerreißquerschnitt. Von B. Garre. Zement 1926, Nr. 47, S. 870—871 m. 2 Abb. Verfasser stellt nach den angegebenen Versuchen fest, daß im Gegensatz zu den Erfahrungen bei Normenprüfungen bei Anwendung großer Zerreißquerschnitte die Zugfestigkeit von Beton ganz bedeutend weniger anwächst als die Druckfestigkeit.

1163. Versuche über die Druckelastizität von Basalt, Gneis, Muschelkalk, Quarzit, Granit, Buntsandstein, sowie von Hochofenstückschlacke. Mittlg. a. d. Materialprüfungsanstalt der Techn. Hochschule Stuttgart. Von Prof. O. Graf. Beton u. Eisen 1926, Heft 22, S. 399—406 m. 17 Abb. Dehnungszahlen und Dehnungslinien, bleibende Zusammendrückungen, Veränderlichkeit der Dehnungszahlen bei wiederholter Prüfung der Steine, Dehnungslinien beim Belasten und Entlasten, Einfluß der Größe der Belastungsstufen auf die Größe der Zusammendrückungen, Abhängigkeiten der Dehnungszahlen von der Druckrichtung bei geschichteten Steinen.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

— — — —

b) Hölzerne Brücken.

— — — —

c) Stein- und Betonbrücken.

— — — —

d) Eisenbetonbrücken.

1164. Dichtung von Rissen in einer Eisenbetonbrücke. Concrete, Juni 1925, S. 215—216 mit 6 Abb. Starke Rißbildung durch den Einfluß der Seeluft, Dichtung der Flächen oben und seitlich mit einem wassersichten Überzug aus dem Truscon-Laboratorium in Detroit (dem Beton in Farbe, Gefüge und Haftung ähnlich), unterhalb der Fahrbahn mit einer Asphaltlösung, durch Druckluft aufgesprüht (bei Verwendung von Druckluft größere Schmiegsamkeit und damit größere Haltbarkeit des Überzuges als bei Dampf), mit rd. 2 l/m² Verbrauch.

e) Eiserne Brücken.

1165. Der Wettbewerb für eine Hochbrücke über den Hafen von Kopenhagen. Von Dipl.-Ing. F. R. Habicht, Berlin. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 96, Wettbewerbe Nr. 24, S. 165—172. Beschreibung der einzelnen eingereichten und ausgezeichneten Entwürfe.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

1166. 19geschossiges Eisenbetonhaus in Detroit. W. F. Zabriskie und W. S. Wolfe, Engin. News-Rec. 16. Sept. 1926, S. 458—461 mit 5 Abb. u. 1 Zahlentaf. Wohngebäude von unregelmäßigem Grundriß, 32 m lang, 13,5 bis 18 m breit, mit zwei Geschossen von 3,35 m und 15 von 3,20 m Höhe. Gründung auf Gruppen von 10,5 bis 13,5 m langen Holzpfählen, Verteilung der starken Säulen auf Nebenräume, starke, z. T. schwierige Bewehrung der Säulen und Träger und Verankerung der Säulen mit den Pfählen zur Aufnahme der Windkräfte, fettere Betonmischungen an den meist beanspruchten Stellen. Fertigstellung in 7 Monaten.

Neuerscheinungen der Woche

Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten.
Von Dr.-Ing. Otto Walch. Berlin. VI, 188 S. mit 93 Abb. u. 5 Taf., gr. 8°. Geh. RM. 19,50; geb. RM. 21,—

Bau-Kalender und Zimmermeister-Kalender.
Bearb. unt. Mitw. von Fachgenossen von Prof. A. Baudouin. Jg. 46. Wien. 1927. XII, 368 S. mit Fig., 1 Taf. und Schreibpapier., kl. 8°. Geb. RM. 3,20

Deutscher Baukalender. Ratgeber für alle Gebiete d. Baufaches.
Hrsg. unter Mitwirkung hervorrag. Fachleute. Jg. 55. Berlin. 1927. 3 Teile., kl. 8°.
Tl. 1: Taschenbuch. 48, 112, 240 S. mit Fig., Leinen.
Tl. 2: Nachschlagebuch. 16, 40 S. mit Fig., geh.
Tl. 3: Skizzenbuch: Österreichiches Barock. 4, 32 S., 48 Taf., Alle 3 Teile zus. geh. RM. 6,—

Die Formen der Gewinn- und Verlustrechnung.
Von Paul Loenertz, Leipzig. X, 138 S., 4°. (Zeitschr. f. handelswissenschaftl. Forschung, Erg. Bd. 9)
Geh. RM. 8,60; geb. RM. 10,—

Holz im Hochbau. Ein neuzeitl. Hilfsbuch f. d. Entwurf, d. Berechnung u. Ausführung zimmermanns- u. ingenieurmäßiger Holzwerke im Hochbau.
Von Ing. Hugo Bronneck, Wien. XVI, 388 S. mit 415 Abb., zahlr. Taf. und Zahlenbeispielen., gr. 8°.
Geb. RM. 22,20

Jahrbuch der deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Jg. 2.
1926. Berlin. V, 230, 32 S. mit 31 Abb. u. 1 Titel-Bildn., 8°. Geh. RM 10,—

Die technische Mechanik. Ein kurzgef. Handbuch mit zahlr. durchgerechneten Beispielen f. Studierende d. techn. Hochschulen u. werktätige Ingenieure.
Von Max Samter, Berlin.
Bd. 1: **Statik und Dynamik.** VI, 184 S. mit 303 Abb. u. 1 Taf., 8°. Geh. RM. 6,60; geb. RM. 7,80
Früher erschien:
Bd. 2: **Festigkeitslehre.** 1925. VI, 166 S. mit 226 Abb., 8°. Geh. RM. 6,20; geb. RM. 7,50

Personenbahnhöfe. Grundsätze für die Gestaltung großer Anlagen.
Von Geh. Baurat Dr.-Ing. W. Cauer, Prof. an der Techn. Hochschule Berlin. 2. umgearb. und wesentlich erweiterte Aufl., VIII, 295 S. mit 142 Abb., gr. 8°. Geh. RM. 22,50

Psychologie der Werbung.
Von Geh. Rat Prof. Dr. Karl Marbe. Stuttgart. 140 S. mit einer Bildtafel, 8°. Geh. RM. 6,—; geb. RM. 7,50

Die Selbstverwaltung der Wirtschaft in den Industrie- und Handelskammern.
Von Dr. Otto Most, M. d. R., Jena. VII, 158 S., 1 Taf., gr. 8°. Geh. RM. 6,50; geb. RM. 8,—

Zu beziehen durch

JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W 9, Linkstr. 23-25

1167. Erzdock-Umbau in Stahl und Eisenbeton. Engineering News-Record vom 23. Sept. 1926, S. 496—499 mit 3 Zeichn. und 1 Lichtbild. Umbau der hölzernen Erzdocks der Großen Nordbahn in Superior (Wisconsin) in Längen von je 237 m mit 124 Taschen, in Stahl und Eisenbeton wegen leichterer Ausführung, geringerer Baukosten und 10% Gewichtverminderung. Deckhöhe über Wasser 24 m. Deckbreite 22 m. Gründung auf 16,5 bis 27 m langen Holzpfählen mit Betonplatte. Darauf Eisenbetonsäulenpaare in 3,6 m Mittenabstand für die stählernen A-Rahmen der Erztaschenböden, das stählerne Gerippe der Taschenwände und des Docks mit den Gleisen. Boden (47½° Neigung) und Wände der Taschen aus fertigen Eisenbetonplatten. Ladezeit für einen Erzkahn von 9000 t 3¼ Stunden.

1168. Erzdock-Verlängerung in Eisenbeton. Engin. News-Rec. 16. Sept. 1926, S. 455—457 mit 7 Abb. Verlängerung des rd. 370 m langen Erzdocks der North-Pacific-Eisenbahn in Superior (Wisconsin) um rd. 200 m mit 108 Taschen auf 108 500 t (je 900 kg) Gesamtfassungsvermögen. Höhe über Wasser 24 m bis Schienenunterkante. Deckbreite 20 m. Gründung aus zwei Reihen hölzerner Senkkästen bis 0,3 m unter Wasser, mit 20 m langen Grundpfählen darin und dazwischen Sandfüllung und einer Eisenbetondecke darüber. Tragwerk, Boden (42½° Neigung) und Wände der Taschen und Unterzüge der Gleise aus Eisenbeton. Teergedichtete Trennfugen alle 36 m. Bauzeit für 1200 m² Eisenbeton der 108 Taschen 54 Tage.

1169. Eisenbeton-Schachthaus auf der staatlichen Kohlengrube Maurits in Holland. Engin. 27. Aug. 1926, S. 258—260, 266 und Taf. 16, zus. mit 28 Abb. Das Schachthaus mit 54,8 m freier Höhe und 4 m Gründungstiefe und 27,5 × 13,4 m Grundfläche des obersten Geschosses ist in Eisenbeton nicht teurer geworden als ein Stahlbau, aber nach den Ergebnissen der ersten Betriebsmonate so viel steifer, daß der Betrieb kaum Erschütterungen erzeugt. Wegen der Senkungsgefahr ruht der Turm auf drei miteinander verankerten Pfeilern, und die Ständer der einen Seite sind deshalb V-förmig zusammengeführt. Bei 21 m lichter Höhe überspannt das Fußgestell ein Kohlensieb- und -waschhaus. Die doppelten Windwerke mit ihren elektrischen Motoren sind im obersten Geschoß wettergeschützt (mit Doppeldach gegen Sonnenwärme) untergebracht. Das schwere Gewicht der Maschinen und der starke Seilzug haben sehr schwere Bewehrung erfordert. Das Bauwerk enthält bei 2100 m³ Beton 160 t (je 1016 kg) Bewehrungsrundeisen. Für die Schalungen und Rüstungen waren 850 m³ Holz nötig.

1170. Der Kohlenbunker der Neudeker Wollkämmerei und Kammgarnspinnerei A.-G. in Neudek. Von Obering. Dr.-Ing. J. Vinzenz, Prag. Beton u. Eisen 1926, Heft 22, S. 397—399 m. 6 Abb. Die Konstruktion einer Bunkeranlage in Verbindung mit einer Kohlenentlade- und Kesselbeschickungsanlage in Eisenbeton, deren Abmessungen und Berechnungsgrundlagen werden wiedergegeben.

Gründungsarbeiten usw.

1171. Zur Theorie des Baugrundes. Von Privatdozent Dr.-Ing. F. Schleicher, Karlsruhe. Bauingenieur 1926, Heft 48, S. 931—935, Heft 49, S. 949—952 m. 9 Abb. Die vorliegende Arbeit enthält einige Ergebnisse der Theorie des elastisch-isotropen Halbraumes und deren Anwendung auf Baugrund. Im Anschluß an das klassische Werk von Boussinesq werden einige einfache Belastungsfälle durchgeführt.

1172. Bewegungen einer Ufermauer auf der Werft Kiel der Deutsche Werke Kiel A.-G. Von Dipl.-Ing. S. Kiehne, Kiel. Bauingenieur 1926, Heft 49, S. 952—954 m. 7 Abb. Die Bewegungen der Ufermauer und deren Folgen. Hauptursache der Bewegungen Grundwasserstau. Die Maßnahmen zur Sicherung der Ufermauer.

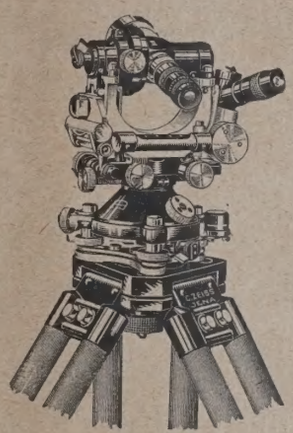
Wasserbau.

a) Gewässerkunde, Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.

1173. Verfahren zur Ermittlung von Spiegellinien. Von Ziviling. Dr. techn. O. Willmitzer. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 11, S. 225—228 m. 5 Abb. Es wird ein Verfahren entwickelt, bei dem verbessernde Rechnungswiederholungen vermieden und Schätzungen auf einen Kleinstwert eingeschränkt sind. Herleitung der Staulinien für beliebige Stauhöhen und beliebige Wasserführung auf graphischem Wege. Berücksichtigung der Änderungen der lebendigen Kraft des strömenden Wassers. Analoge Anwendung für Stau- wie für Senkungslinien.

1174. Die Berücksichtigung der Zähflüssigkeit in den Geschwindigkeitsformeln. Von E. Parry. Engin. 15. Oktober 1926, S. 474—475 mit 2 Abb. Besprechung der Mängel in den Bemühungen, in der Formel $v = c\sqrt{RJ}$ eine befriedigende Lösung für die Beeinflussung von c zu finden. Darlegung aus mehr als 1000 Versuchen verschiedener Forscher, daß eine befriedigende Beziehung zwischen c und $\frac{vd}{\nu}$ oder $\frac{vr}{\nu}$ besteht (v Geschwindigkeit, d Rohrdurchmesser, r hydraulischer Radius, ν kinematische Viscosität = Verhältnis von Viscosität zu Dichte) und nur der Erforschung durch Versuche über die jetzigen Grenzen hinaus bedarf, um eine allgemeine Geschwindigkeitsformel für Flüssigkeiten, Dämpfe und Gase zu geben.

ZEISS
Nivelliere und Theodoliten
die
Instrumente
für den Bauingenieur



Theodolit I

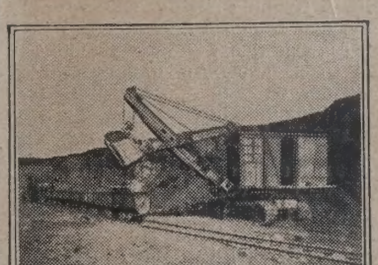
Die Konstruktion des Zeiss-Theodolits gestattet Ablesung beider gegenüberliegenden Kreisteilstellen, des vertikalen u. horizontalen Kreises, durch *ein* gemeinsames Okular, mit selbsttätiger Mittelbildung und optischem Mikrometer

*

Verlangen Sie Druckschrift "Geote 76" kostenfrei von

CARL ZEISS JENA

Einen Zug von 16 Grubenwagen zu je 0,85 cbm Inhalt füllt dieser
MENCK-ELEKTROBAGGER MODELL III
im Dauerbetrieb in 4 Minuten.



Der Bagger trägt auf einem westfälischen Bergwerk eine Bergehalde ab. Bei jedem Hub dreht er durchschnittlich um 85 Grad. Der Führer erzielt obige Leistung ohne Überanstrengung. Ein hervorragender Beweis für die ausgezeichnete Ausführung und die äusserst leichte und bequeme Bedienungsweise der Menckbagger.

Wer sich die Vorteile so grosser Leistungen zunutze machen will kauft nur
MENCKBAGGER

MENCK & HAMBROCK
ALTONA-HAMBURG

1175. Grundwasserströmung in der Umgebung eines Kanalnetzes. Von Prof. Dr. Ing. J. M. Burgers. De Ingenieur 1926, Nr. 32, S. 657—665 m. 7 Abb. Untersuchung der Strömung, die horizontal in einigem Abstand vom Kanal, und derjenigen, die in einem vertikalen Feld senkrecht zur Kanalachse in unmittelbarer Nähe des Kanals auftritt. Betrachtung der Anfangsströmung, des Eintretens des Beharrungszustandes, Lösung des stationären Problems und angenäherte Lösung des unstationären. Aufquellen des Sickerwassers entlang einem Kanal mit oberhalb des Geländes liegendem Wasserspiegel. Beispiele der Grundwasserströmung unter einem Deich, der auf wasserführender Schicht ruht, und einem Deich, der in die wasserführende Schicht eingeschnitten ist, ferner unter einem Kanal, der an beiden Seiten von auf der wasserführenden Schicht ruhenden Deichen eingefaßt ist.

1176. Laufsand und Triebsand. Von Dr. Ing. J. Versluys; Vortrag im Kgl. Instituut van Ingenieurs — Abt. f. Bergbau nebst Aussprache; De Ingenieur 1926, Nr. 29, S. 589—595 m. 13 Abb. Die Begriffe „Laufsand", d. h. schwebende Sandkörner in Wasser und Triebsand werden bestimmt und ihr Entstehen sowie ihre Eigenschaften eingehend erörtert. Durch schematische Darstellungen wird das Übergehen von Sand in Laufsand erläutert und Angaben über das Porenvolumen gemacht. Ferner wird der Einfluß von Frost auf Sand untersucht. Am Schluß findet sich eine reichhaltige Zusammenstellung der Literatur.

b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.

1177. Der Einfluß der Wasserstände auf die Höhenlage der Talwegschwellen in geschiebeführenden Wasserläufen. Von Baurat A. Schneider, Herrenalb i. Württ. Bautechnik 1926, Heft 50, S. 732—734 m. 3 Abb. Es wird an Hand durchgeführter Messungen dargelegt, daß die Unebenheiten der beweglichen Stromsohle um so schärfer sich ausbilden, bzw. die Kolke um so tiefer und die Kiesbänke und hauptsächlich die Schwellen um so höher werden, je stärker die Wasserführung des Flusses, bzw. je höher sein Wasserstand ist. Diese Erscheinung wird mit dem bei Hochwasser wegfallenden Unterschied der relativen Gefälle über den Schwellen und in den Kolken, die sonst bei niedrigen Wasserständen vorhanden sind, begründet.

1178. Verkehrswirtschaftliche Aufgaben der Rhein-Neckar-Donau-Wasserstraße. Von Dr. Th. Acker. Südwestdeutschland 1926, Heft 11, S. 199—204. Forts. f. Die Ausführungen behandeln den Anschluß Württembergs an das Wasserstraßennetz.

c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.

1179. Einlagesteine in Gußbetontalsperren. Von Regs.-Baurat a. D. F. Heintze, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 51, S. 741—743 m. 6 Abb. An Hand der bei dem Bau der Schwarzenbachtalsperre gemachten Erfahrungen werden die technischen und wirtschaftlichen Vorteile der Einlagesteine in Gußbetontalsperren behandelt.

1180. Untersuchungen am Kern eines Staudamms in Washington. Von J. E. Houk, Ingenieur der staatl. Urbarmachung in Denver. Engin. News-Rec. 30. Sept. 1926, S. 544—547 mit 6 Abb. u. 2 Zahlentaf. Dammhöhe 71,5 m über Flußsohle, Gründung der Eisenbetonkernmauer 26,5 m bis auf den Fels mit 1,5 m unterer Breite und $1/100$ Anlauf. Tonschlag mit $1/3$ Neigung auf der Oberseite. Einspülung von Sand und Kies von den Rändern nach der Mitte. Prüfung der Zusammensetzung, des Eigengewichts und der Reibungsgröße der Füllstoffe, der wagerechten Drücke oberhalb und unterhalb der Kernmauer, monatliche Prüfung der Setzung durch das Eindringen einer Eisenkugel, tägliche Beobachtung der Durchbiegungen der Kernmauer und Regelung der Spülwasserstände dementsprechend.

1181. Bau des Staudamms für das Kraftwerk am Androscogginfluß. Engin. News-Rec. vom 26. Aug. 1926, S. 326 bis 331 mit 14 Abb. Staudamm von rd. 800 m Länge, davon 400 m Betondamm, mit 33,5 m größter Höhe, zum Aufstau von 112 Mill. m^3 im Androscogginfluß bei Lewiston (Maine) für ein Kraftwerk von 27 000 PS. Sicherung gegen Auftrieb durch zwei Reihen Bohrlöcher in 1,8 m Abstand mit Zementausfüllung unter 3,5 at Druck und Prüfung durch zwischengesetzte Bohrlöcher mit 5,5 at Wasserdruck. Längsstollen und Querkanäle für Sickerwasser. Einbau von 30 000 m^3 der Gesamtbetonmenge von rd. 70 000 m^3 in zwei Wintern wegen der Hochwasserverhältnisse unter Umschließung und Heizung aller Baustofflager-, Misch- und Einbaustellen und Verwendung 38° C warmen Anmachwassers.

1182. Die Unterwaschung der Dolgarrog-Staumauer in Nord-Wales. Engin. 15. Okt. 1926, S. 484 mit 5 Abb. 1,2 km lange Betonmauer zum Aufstau des Eigiansees um 6 m, auf hartem blauem Ton mit Graniteinschlüssen gegründet, seit 1911 in Betrieb. Unterwaschung am 2. November 1925 auf 200 m Länge, wo die Gründung nicht die vorgeschriebene Tiefe von 1,8 m, sondern nur von 0,45 m hatte. Nachbrechen eines Teils der Betonmauer erst am 8. November 1925.

Bank- und finanzwirtschaftliche Abhandlungen

Herausgegeben von Professor Dr. W. Prion, Köln

Vor kurzem sind erschienen:

Achtes Heft:

Die Notendeckungsvorschriften der wichtigsten Zentralnotenbanken

Von

Dr. **Hans Deckert**

Diplomkaufmann, Düsseldorf

84 Seiten mit 4 Textabbildungen. 1926. RM 5.10

Sechstes Heft:

Die Maschinenarbeit in deutschen Bankbetrieben

Eine Übersicht über den heutigen Stand

Von

Dr. **J. Meuthen**

Diplom-Kaufmann

123 Seiten mit 21 Textabbildungen. 1926. RM 7.80

Früher sind erschienen:

Fünftes Heft:

Betriebskalkulationen im Bankgewerbe

Von

Wilhelm Hasenack

Diplom-Kaufmann

144 Seiten. 1925. RM 6.30

Viertes Heft:

Das Devisentermingeschäft

Von

Dr. **Joachim Vogel**

63 Seiten. 1924. RM 2.—

Drittes Heft:

Die Abwicklung des Devisengeschäftes im Bankbetrieb

Von

Dr. **Max Krawinkel**

114 Seiten. 1924. RM 3.60

Zweites Heft:

Der Filialbetrieb der deutschen Kreditbanken

Von

Dr. **Math. Göbbels**

Diplom-Kaufmann

72 Seiten. 1923. RM 2.—

Erstes Heft:

Die Verwendung maschineller Hilfsmittel im Bankbetrieb

Von

Dr. **Joh. Diedrichs**

Diplom-Kaufmann

66 Seiten. 1923. RM 2.—

VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W 9

1183. Versuche mit Fischwegen an hohen Staudämmen. Schweiz. Bztg. 1926, Nr. 11, S. 221—224 m. 12 Abb. Beschreibung eines Schrägaufzuges mit einem Korb aus Drahtgeflecht und einer neuartigen Fischtreppenkonstruktion.

1184. Das Sprengluftverfahren beim Talsperrenbau. Von Bergassessor a. D. Dr.-Ing. e. h. Lisse, Berlin. Bautechnik 1926, Heft 50, S. 735—736 m. 4 Abb. Die Anwendung des Sprengverfahrens mit flüssiger Luft beim Bau der Murgwerk-Talsperre und die Arbeitsweise werden kurz beschrieben.

1185. Turbinenregelung mit Rücksicht auf die Erfordernisse größerer Drehstrom- oder Wechselstromnetze. Von Obering. H. Korn, Elbing. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 11, S. 233—236. Es wird eine sogen. Isodromvorrichtung zur Einstellung serienmäßig gebauter Regler auf die verschiedensten Bedingungen des Netzes beschrieben.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

1186. Geländeauffüllung im Spülverfahren. Von R. D. Achauer in Ambridge. Engin. News-Rec. 21. Okt. 1926, S. 656 bis 658 mit 4 Abb. Auffüllung von 26 000 ha zwischen Eisenbahn und Ohiofluß, 22 km westlich von Pittsburgh (Pennsylvanien) mit gekörnter Hochofenschlacke durch Verwendung von Druckwasser von 6 bis 8,5 at. aus einem schwimmenden Pumpwerk im Flusse zum Entladen der 50-t-Eisenbahnwagen (Entladezeit 5 Minuten), Seitwärtsspülen und Verteilen. Ganzjähriger Tag- und Nachtbetrieb. Im Winter Auftauen der Ladungen in einem dampfgeheizten Schuppen.

Straßenbau.

1187. Die Organisation des Straßenwesens. Von Präsident Euting, Stuttgart. Verkehrstechnik 1926, Nr. 47, S. 806 bis 808. Ein Vergleich der Organisationen der deutschen Straßenbauverwaltungen mit denjenigen ausländischer Staaten, namentlich Englands und Nordamerikas, beweist, daß Deutschland durchaus auf der Höhe der Zeit steht. Wenn die deutschen Straßen hinter denen mancher anderer Staaten zurückgeblieben sind, so liegt der Grund hierfür lediglich in der Verarmung Deutschlands, die große Ausgaben für den Straßenbau seither nicht gestattet habe. Eine fortschreitende Besserung durch Verwendung vermehrter Mittel läßt sich jedoch in den letzten zwei Jahren deutlich feststellen.

1188. Betonstraßenbau in England. Von J. L. Davies, Taines. The Roadmaker Nov. 1926, S. 170—175 mit 2 Lichtbildern. Gute Vorbereitung mangelhaften Baugrundes, Walzen von aufgeschüttetem Boden, 8 bis 15 cm gewalzte Schicht von Ziegelbrocken auf lehmigem Boden, 15 cm starke Betonschicht mit Netzbewehrung (lange Rollen zur Verringerung der Verbindungsstellen), 2,5 bis 5 cm über dem Boden mit Sicherung gleichmäßigen Abstandes durch einstweilig untergelegte Gasröhren, bei Untergrund mit weniger als 1,5 kg/cm² Tragfähigkeit 20 cm Betonstärke und Bewehrung unten und oben, 3 Wochen Erhärtung unter 5 cm feucht gehaltenem Sand.

1189. Betonstraßenbau mit raschem Baufortschritt. Concrete Juni 1925, S. 205—206 mit 3 Abb. 24 km Betonstraße in Ohio, 4,8 m breit und 18 cm stark mit 5 cm Randverstärkung, in einer Gegend, wo der Untergrund Kraftwagenverkehr auf der Baustrecke nicht erlaubte, sind in 185 Tagen fertiggestellt worden, wobei das Betonieren nur 135 Tage im Gange war, durch Verwendung von rd. 7 km Schmalspurgleis mit Lokomotivbetrieb längs der Arbeitsstrecke, dem die Baustoffe in Behältern für je eine Betonmischung von Bauhöfen an den jeweilig nächsten Bahnhöfen durch Lastkraftwagen mit Anhängern auf Querstraßen und der fertigen Baustrecke zugeführt wurden. Der durchschnittliche tägliche Baufortschritt war rd. 180 m, der größte 268 m in 10 Stunden.

1190. Die Straßenverhältnisse Österreichs unter besonderer Berücksichtigung der Bundesstraßen. Von Ministerialrat G. Schneider, Wien. Zeitschr. d. Österr. J. A. V. 1926, Heft 47/48, S. 476—480. Die Verwaltung der einzelnen Kategorien nach dem Bundesstraßengesetz vom Jahre 1921 im Zusammenhange mit der Bundespolizeiordnung. Der Umfang des Straßennetzes. Der Zustand der Straßen. Verkehrangaben. Unterhaltungsarbeiten. Kostenermittlung für die einmalige Herstellung eines neuzeitlichen Fahrbahnbelages in bezug auf einzelne Bauweisen. Kraftwagenverkehrssteuer.

1191. Das Projekt einer Autostraße Wien—Semmering. Von Dr. B. Merth. Zeitschr. d. Österr. I. A. V. 1926, Heft 47/48, S. 463—465 m. 4 Abb. Die Linienführung, die für sie maßgebenden Gesichtspunkte und die Ausbildung der projektierten Autostraße, sowie Angaben über die erforderlichen Kunstbauten.

Eisenbahnbau und -betrieb.

1192. Die Ermittlung der Abstände zweier vom Ablaufberg rollender Wagen. Von Prof. Dr. Ing. W. Müller, Dresden. Verkehrst. Woche 1926, Heft 48, S. 625—626 m. 1 Abd. Ergänzung zum Aufsatz des Verfassers „Betriebswissenschaftliche Untersuchungen von Bahnanlagen" Heft 37 d. Zeitschr.

Hier abtrennen!

Neuzeitliche Straßenbefestigungen

Stampfasphalt

aus Naturasphaltgestein. Auf Betonunterbettung, das geeignetste Pflaster für Stadtstraßen.

Gußasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen. Auf Betonunterbettung, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, vorzüglich für Stadtstraßen geringeren Verkehrs, Überlandstraßen, Bürgersteige.

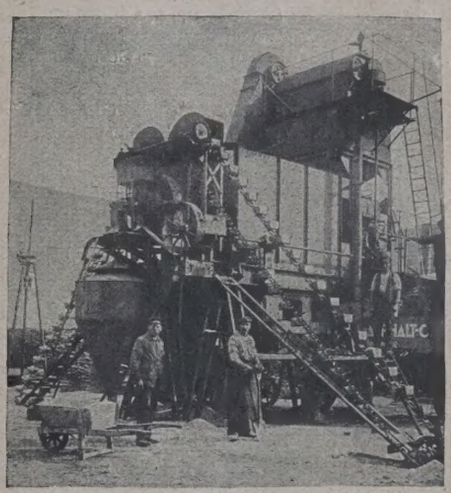
Walzasphalt

aus örtlich vorhandenen Mineralien, d. h. Sand, Splitt, Schotter und erstklassigem Naturbitumen.

Auf Betonunterlage, Makadam- oder Schotterunterlage oder vorhandenem Steinpflaster, die wirtschaftlichste Bauweise für Straßen in kleineren Städten, Überland- und Automobilstraßen größerer Länge. Steigungen bis 1:18 zulässig.

Nacoviaasphalt

aus Naturasphaltgestein und Naturbitumen zum Durchtränken von Schotterstraßen und Überziehen von Makadam- und Kleinpflasterstraßen.



Maschine zur Herstellung von Walzasphalt.

Asphalt

wird allen gesundheitlichen, wirtschaftlichen und technischen Forderungen an eine Straßenbefestigung gerecht, wenn gute Rohstoffe und sorgfältige Fertigung an Hand großer Erfahrungen zusammenwirken.

Dieses verbürgt die

Neuchatel Asphalte Co., Berlin W 50
Kurfürstendamm 237

Die Gesellschaft besitzt ein Betriebskapital von 20 Millionen Mark. Sie hat 1873 in Berlin und damit in Deutschland mit dem Bau der ersten Asphaltstraßen die Straßenasphaltierung eingeführt. Bisher wurden von ihr über 16 500 000 qm Asphalt in den bedeutendsten Großstädten der Welt verlegt, in Berlin allein über 1½ Millionen qm. Sie hat das alleinige Ausbeutungsrecht der berühmten Travers-Asphaltgruben im Val de Travers bei Neuchatel in der Schweiz und besitzt eigene Asphaltgruben bei Scafa (San Valentino in den Abruzzen, Italien).

1193. Eisenbahnbau in China. Von H. Stringer in Shanghai. Engin. News-Rec. 30. Sept. 1926, S. 540—543 mit 5 Abb. und 1 Zahlentaf. Beschreibung der Bauarbeiten beim Bau der letzten 60 km in schwierigem Gelände einer 107 km langen Zweigbahn für Kohlen- und Getreideverkehr der Eisenbahn Peking—Mukden. Absteckungen; 3 km Uferschutz für 4,2 m/s Geschwindigkeit und 5350 m³/s Wasserführung, 2 Tunnels, 105 und 1790 m lang, mit Vorhängen gegen das Ausfrieren der Sohlenentwässerung, 118 Durchlässe und 29 Brücken, meist aus Beton gewölbt und auf runden Betonbrunnen gegründet, große Flußbrücke mit 16 Öffnungen von je 30 m Weite, mittels Druckluft auf elliptischen Stahlkästen gegründet. Fertigstellung 1924.

1194. Neuere Ergebnisse aus den Versuchen des Eisenbahn-Zentralamts mit Dampflokomotiven. Von Reichsbahnoberrat Prof. H. Nordmann, Berlin. Glasers Annalen 1926, Bd. 99, Heft 10, S. 129—147 m. 5 Abb. u. 5 Taf. Auf Grund umfangreicher Versuchsunterlagen weist Verfasser nach, daß die Allgemeingültigkeit der Strahlschen Beziehungen hinsichtlich der stündlichen Verdampfungsleistung eines m² Heizfläche und der Art der Veränderlichkeit der Leistung mit der Geschwindigkeit nicht besteht, sondern daß Verdampfungsleistung, Dampfverbrauch und Veränderlichkeit der Leistung Eigenschaften der einzelnen Lokomotivgattungen sind. Die Abweichungen sind in der Regel so erheblich, daß man auch für praktische Berechnungen nicht davon absehen kann.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau.)

1195. Die neuen Eisenbetonbestimmungen. Von Stadtbmstr. Dipl.-Ing. K. Bonn, Gelsenkirchen. Bauingenieur 1926, Heft 48, S. 937—938. Es werden Betrachtungen angestellt, die die für die baupolizeiliche Praxis wünschenswerte Klarstellung strittiger Punkte, im besonderen die Vergünstigungen für kreuzweise bewehrte Platten und Pilzdecken, zum Ziele haben.

1196. Bericht über Versuche auf der Baustelle mit Bauwerksbeton. Von W. A. Sloter, Prüfungsdirektor des staatlichen Normenamts in Washington, und Stanton Walker, Prüfungsingenieur der Baumaterialienprüfungsanstalt in Chicago. Proc. of the Amer. Soc. of Civil Engin., Jan. 1925, S. 3—61 mit 28 Abb u. 25 Zahlentafeln. Durchführung von 10 Versuchsreihen mit viererlei Beton auf zwei Baustellen (1 Fabrik, 1 Landungsbrücke), um die Durchführbarkeit der vorgeschlagenen neuen Normen auf der Baustelle zu erproben, insbesondere hinsichtlich der Gewähr für die verlangte Festigkeit des Betons.

1197. Überwachung der die Betonfestigkeit beeinflussenden Umstände. Von J. G. Ahlers. Concrete, August 1926, S. 17—19 mit 12 Abb. und 2 Zahlentaf. Ausführliche Besprechung des wichtigsten Einflusses auf die Betonfestigkeit, des Verhältnisses von Wasser zu Zement. Fehlerquellen auf der Baustelle und ihre Vermeidung; Beispiel sehr gleichmäßig festen Betons.

1198. Verrosten von Eisen in Eisenbeton. Von G. W. Burke und P. B. Place. Concrete, August 1926, S. 23—24 mit 3 Abb. und 1 Zahlentafel. Beispiel einer hochgradigen Verrostung (Rostschichten bis 10 mm stark) des Bewehrungsstahls in der Eisenbetondecke einer Molkerei durch das an organischen Stoffen reiche und auch säurehaltige Abwasser der Käserei infolge mangelhaften Gefälles und fehlerhafter Dichtung des Fußbodens.

1199. Untersuchungen über die Entmischung von Beton. Von G. W. Hutchinson. Concrete, Sept. 1926, S. 13—16 mit 7 Abb. und 2 Zahlentaf. Untersuchungen über den Einfluß auf Druck- und Stoßfestigkeit des Straßenbetons von derjenigen Entmischung aus, die nicht äußerlich sichtbar, sondern nur an den verschiedenen Festigkeiten erkennbar ist und in verschiedenem Zement- und Grobschottergehalt zum Ausdruck kommt. Ursache der Entmischung in ungenügender Verarbeitbarkeit. Abhilfe durch solche Wahl der Zuschlagstoffe, daß sich die für den vorliegenden Zweck erforderliche Verarbeitbarkeit ergibt.

1200. Tafeln zur wirtschaftlichen Bemessung von Plattenbalken. Von Baurat P. Göldel, Leipzig. Zement 1926, Nr. 46, S. 848—854. Wiedergabe von 6 Tafeln, die bei den verschiedenen zulässigen Eisenspannungen die einfache Ermittlung der Trägerhöhe, des Eisenquerschnittes und der Betonspannung ermöglichen; dabei Anwendung der Formel von Proksch, die die Stegbreite als festen Wert annimmt.

1201. Tafel zur unmittelbaren Bemessung zweiachsig beanspruchter Träger. Von Dr.-Ing. R. Hauer, Charlottenburg. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 95, Konstruktion und Bauausführung Nr. 23, S. 178—180. Die Grundlagen für die Aufstellung der Tafel werden kurz wiedergegeben.

1202. Dichten eines Betondammes durch Zementeinpressung und Spritzbeton. Concrete, Juni 1925, S. 212—213 mit 5 Abb. Abschluß der Arbeitsstelle gegen überlaufendes Wasser durch einen Kastendamm in 5 m langen Stücken, Reinigen der Risse von schleimigem Überzug durch Einpressen von Kaliumpermanganatlösung, Ausfüllen der Risse durch Einpressen von Zementmörtel bis zur völligen Dichtung, Verkleiden der Luftseite des Dammes mit Spritzbeton über einer Netzbewehrung.

Schriften aus dem Gesamtgebiet der Gewerbehygiene

Herausgegeben von der Deutschen Gesellschaft für Gewerbehygiene in Frankfurt a. M., Viktoriaallee 9

Soeben erschien:

Neue Folge Heft 15:

Die deutsche Fabrikpflegerin

Von

Dr. **Ludwig Schmidt-Kehl**

Assistent am hygienischen Institut der Universität Würzburg.

31 Seiten. 1926. RM 1,80

Früher erschienen:

Heft 14:

Was muß der Arzt von der neuen Verordnung über die Einbeziehung der Berufskrankheiten in die Unfallversicherung wissen und welche Pflichten ergeben sich für ihn daraus?

Versicherungsrechtliche und ärztliche Hinweise

Unter Mitarbeit von

Professor Dr. Hayo **Bruns**, Direktor des Bakteriologischen Instituts, Gelsenkirchen; Geh. Sanitätsrat Dr. **Cramer**, Cottbus; Dr. **Martius**, Verwaltungsdirektor der Berufsgenossenschaft der chemischen Industrie, Berlin; Ministerialrat Professor Dr. **Thiele**, Sächsischer Landesgewerbearzt, Dresden

Herausgegeben von den Fabrikärzten der chemischen Industrie

Mit 6 Abbildungen im Text und 1 Spektraltafel.

IV, 72 Seiten. 1925. RM 4,50

Heft 13:

Über die Gesundheitsgefährdung bei der Verarbeitung von metallischem Blei

Mit besonderer Berücksichtigung der Bleilöterei

Von Dr. med. **Hans Engel**

Mitglied des Reichsgesundheitsamtes Berlin

40 Seiten. 1925. RM 2,70

Heft 12:

Theophrastus von Hohenheim genannt Paracelsus Von der Bergsucht und anderen Bergkrankheiten

Bearbeitet von

Dr. **Franz Koelsch**

Ministerialrat im Bayr. Staatsministerium für Soz. Fürsorge, Bayr. Landesgewerbearzt, a. o. Professor an der Univ. München

Mit einem Bildnis. 69 Seiten. 1925. RM 4,80

Heft 11:

Die deutsche Bleifarbenindustrie vom Standpunkt der Hygiene

Nach eigenen Untersuchungen 1921—1922

Von Professor Dr. **K. B. Lehmann**

Geh. Hofrat, Direktor des Hygienischen Instituts Würzburg

102 Seiten. 1925. RM 3,90

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

1203. Umbau einer Stahl-Gerüstbrücke in eine Eisenbetonbrücke. Von J. F. Hough, Zivilingenieur. Concrete, August 1926, S. 44—47 mit 7 Lichtbildern. Umkleidung einer stählernen Gerüststraßenbrücke von 277 m Länge, 40 m größter Höhe über Talsohle und (12 + 2×3) m Breite in Lynchburg (Virginia) mit Eisenbeton unter Aufhängung der Schalungen für die neuen Hauptträger an Hilfseisenfachwerkträgern.

1204. Die Dywidag-Halle auf der Gesolei. Von Obering. Dipl.-Ing. F. Dischinger und Dipl.-Ing. U. Finsterwalder. Bauingenieur 1926, Heft 48, S. 929—931 m. 5 Abb. Die Halle stellt ein tonnenförmiges Eisenbetonschalengewölbe dar, dessen Konstruktion und Ausführung beschrieben werden.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau.)

1205. Entwicklung der Lichtbogenschweißung von stählernen Bauwerken. Von A. M. Candy, General-Ingenieur der Westinghouse Electric Co. in Pittsburgh. Engin. News-Rec., 21 Oktober 1926, S. 660—662 mit 4 Abb. Übersicht der einfachen lichtbogengeschweißten Verbindungen bei kleinen Hochbauten in England und Amerika im Jahre 1920 bis zu den heutigen hochbelasteten Verbindungen dieser Art. Beispiele von 40% Ersparnis gegen gleichartige Nietverbindungen. Günstige Ergebnisse von Belastungs- und Stoßproben. Schwierige und langsame Arbeit beim Schweißen über Kopf, Vermeidung solcher Verbindung durch entsprechende Planung

Holzbau.

1206. Neuartige Knotenpunktverbindung für freitragende Holzkonstruktionen. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. A. Wedemeyer, Berlin. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 95, Konstruktion und Bauausführung Nr. 23, S. 173—176 m. 10 Abb. Beschreibung des Federringdübels System Schulz; dieser besteht aus zwei auf dem ringförmigen Innenwulst durch Punktschweißung fest mit einander verbundenen Stahlblechscheiben, die nach dem Außenring zu auseinander gebogen sind, wodurch eine federnde Wirkung quer zur Dübelscheibe erreicht wird.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

1207. Der Einfluß von Staffelbauordnungen auf öffentliche Einrichtungen. Proc. of the Amer. Soc. of Civil Engineers, Febr. 1925, S. 219—261. 6 Abhandlungen über den Einfluß von Staffelbauordnungen auf Grundwasser- und Schmutzwasserableitung, Straßennetz, Fernsprechanlage, öffentliche Erholungsplätze, Verkehrseinrichtungen, Wasserversorgung.

1208. Staffelbauordnungen für Städte. Proc. of the Amer. Soc. of Civil-Engin., Febr. 1925, S. 153—217. 7 Abhandlungen über Staffelbauordnung und Gesundheit, Staffelung der Benutzung, Bauflächenstaffelung, Verordnungen und Verwaltungsmaßnahmen zur Staffelung, Staffelung der Bauhöhen, Regelung der Wohndichte, Baulinienstaffelung.

1209. Die Umlegungsidee und ihre Ausnutzung für die Durchführung moderner Städtebauaufgaben. Von Regsbmstr. Dr.-Ing. Renfert, Bonn. Dtsch. Bztg. 1926, Nr. 93, Stadt und Siedlung, Nr. 24, S. 184. Verfasser entwickelt kurz das folgende System der Umlegungen: primäre Umlegung ist die Nutzflächenumlegung mit Auswirkung von Gelände für öffentliche Erholungsanlagen und Ausfallstraßen; ihr folgen die sekundären Umlegungen, und zwar Baulandumlegungen mit Ausweisung des Stadtstraßennetzes, Industrielandumlegungen mit Ausweisung der Flächen für allgemeine Verkehrs- und Transportanlagen, landwirtschaftliche Umlegungen mit Auswirkung der Wirtschaftswege.

1210. Zur biologischen Grundwasseruntersuchung. Von Dr.-Ing. H. Keller, Hamburg. Dtsch. Wasserwirtschaft 1926, Nr. 11, S. 228—231 m. 4 Abb. Es werden die mikrobiologische und die makrobiologische Methode zur Untersuchung des Grundwassers behandelt.

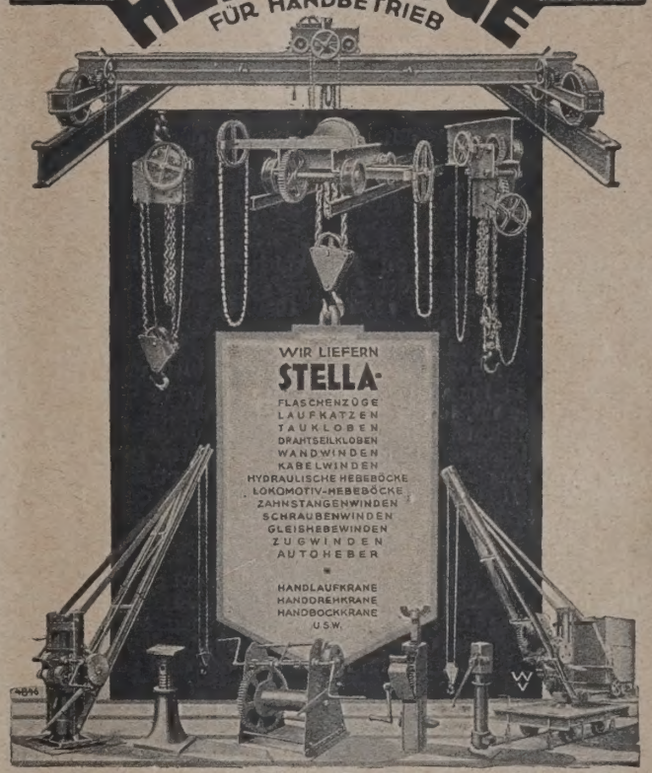
1211. Einwandfreies Trinkwasser? Von Dr.-Ing. G. Thiem, Leipzig. Ges.-Ing. 1926, Heft 48, S. 737—739. Nach kurzer Erwähnung der bekannten größeren Epidemien in Deutschland werden die verschiedenen Arten des für Zentralversorgungen der Städte dienenden Wassers untersucht und nach Güteklassen eingeteilt. Die Zunahme des Wasserverbrauchs hat dazu geführt, in hygienischer Hinsicht größere Zugeständnisse an die Verwendbarkeit eines Wassers zu machen; vor dem Ersatz von einwandfreiem Grundwasser durch gechlortes Oberflächenwasser wird mit Rücksicht auf dessen Einwirkungen auf den Gesundheitszustand der Bevölkerung gewarnt.

1212. Umbau der Wasserfilter von Albany. Von Allen Hazen, Zivilingenieur in New York. Engin. News-Rec., 2. Sept. 1926, S. 380—386 mit 9 Abb. Ausführliche Beschreibung der Anlagen, um bis zur gründlichen Änderung der Wasserversorgung von Albany (New York) mit dem alten Wasserwerk trotz der steigenden Verschmutzung der Entnahmequelle, des Hudsonflusses, einwandfreies Wasser zu liefern. Hauptänderungen: Neues Ausfällbecken, Umbau der Vorfilter, neue Belüftungsanlagen vor dem Ausfällbecken und zwischen Vor- und Langsam-Sandfiltern, neue Sandwäschen und Sandvorratsbehälter, Ausbesserung der 1,2 m weiten stählernen Hauptleitung von den Filtern zu den Hochdruckpumpen, Hilfspumpen zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Hauptleitung und zur Verhinderung von Außenüberdruck bei Hochwasser.

Kittlose Glasdächer
Dachentlüfter
Tore, gepreßt und glatt
Feuerschutztüren
Schmiedeeiserne Fenster
für die Industrie und in Sonderausführungen für Schulen u. Wohnbauten
Erstklassige Konstruktionen
Günstige Preise

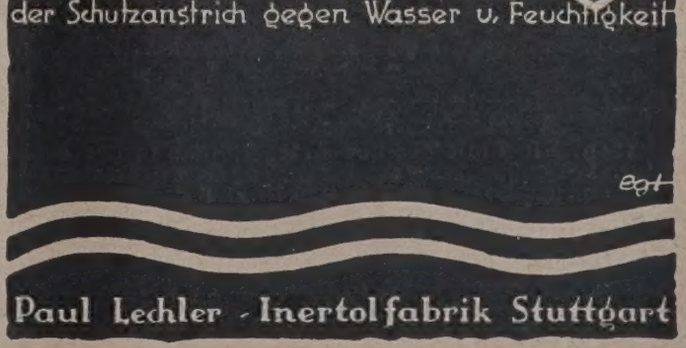
Nordische Eisen- u. Draht-Industrie
„Nord-Draht" Rostock 33
Zweigbüro Berlin-Mariendorf, Tel.: Südring 4240.

DEFRIES ★ HEBEZEUGE FÜR HANDBETRIEB MARKE STELLA



Schiess-Defries A.-G.
Düsseldorf

Inertol D. R. Pat.
der Schutzanstrich gegen Wasser u. Feuchtigkeit



Paul Lechler - Inertolfabrik Stuttgart

1213. Neuzeitliche Feldberegnungsgeräte unter besonderer Berücksichtigung des Phönix-Weitstrahlregners. Von Dr.-Ing. e. h. Oehler, Berlin-Steglitz. VDI 1926, Nr. 48, S. 1615 bis 1620 m. 13 Abb. Einteilung der Geräte in Düsenflügel- und Einzel- oder Weitstrahlregner. Grundsätzliches über Kreis- und Quadratberegnung; die Beregnungsgeräte der Gegenwart; deren Betriebsweise, Betriebsdruck, Kraftbedarf, Anlage- und Betriebskosten.

1214. Wasserversorgung, Kesselwasseraufbereitung und Abwasserbeseitigung. Bericht über die Sitzung der Fachgruppe für Wasserchemie auf der Kieler Hauptversammlung des V. dtsch. Chemiker 1926. Von Dr. A. Splittgerber, Wolfen, Kr. Bitterfeld. Ges.-Ing. 1926, Heft 47, S. 725—729. Kurze Auszüge der folgenden Vorträge: Olszewski, Neuere Beobachtungen bei der Entkeimung, Entmanganung, Entsäuerung von Trink- und Brauchwasser. Dr. Ornstein, Erfahrungen mit dem Chlorgasverfahren in der Wasser- und Abwasserbehandlung. Dr. Steffen, Zur Methode der Jodbestimmung im Trinkwasser. Dr. Jan Smit, Die Trinkwasserversorgung in Niederländisch-Indien. Dr. Egger, Über Betriebserfahrungen bei der chemischen Überwachung von Schnellfilteranlagen. Dr. Splittgerber, Neuzeitliche Beurteilungsgrundsätze für Kesselspeisewasser. Dr. Toeller, Über Entgasung von Kesselspeisewasser. Dr. Schiller, Praktische Erfahrungen mit Frischwasserkläranlagen. Dr. Schillinger, Die Münchener Klär- und Reinigungsanlage im Zusammenhange mit dem Wasserkraftunternehmen der Mittleren Isar A.-G. Dr. Sierp, Die Abwasserreinigung mit belebtem Schlamm auf der Kläranlage Essen-Rellinghausen. Dr. Bode, Beschaffenheit und Reinigungsmöglichkeiten gärungsgewerblicher Abwässer. Dr. Bach, Phenolhaltige Abwässer und ihre Reinigungsmöglichkeiten. Dr. Uthe, Die Bestimmung der Stickstoffverbindungen in gewerblichen Abwässern.

1215. Bauwerke einer Bewässerungsanlage in Texas. Von J. L. Lochridge, Dallas. Engin. News-Rec., 4. Nov. 1926, S. 748 bis 751 m. 8 Abb. Ausführliche Darstellung der wichtigsten Bauwerke der Bewässerungsanlage des Wichitabezirks, zunächst für 120, bei Vollausbau für 400 km², mit dem Überschuß der Wasserversorgung der Stadt Wichita-Falls (Texas). Einlaßschützen, Überfälle, Entlastungswehre, Grundablässe, Düker, Vereinigung mehrerer Bauwerke, Eisenbeton-Kanalbrücke. Abführungsvermögen des Hauptkanals 28 m³/s.

1216. Verkauf von Klärschlamm in Schenectady. Von M. M. Cohn, Leiter der Abwasserwerke in Schenectady (New York). Engin. News-Rec., 12. Aug. 1926, S. 252—254 mit 2 Abb. Beseitigung des auf Sandbetten getrockneten Klärschlammes in Schenectady 10 Jahre lang durch Auffüllung von Tieflagen und durch Unterpflügen. Seit 1924 Abholung durch Landwirte und Gärtner der Umgebung bis 25 km weit für zuerst 10 c, dann 25 c für 1 Ladung (durchschn. rd 2 m³, je 600—900 kg) nach lebhafter Werbetätigkeit in landwirtschaftlichen Körperschaften und Zeitungen. Gute Erfolge bei den verschiedensten Frucht- und Blumenarten (Stickstoffgehalt 0,33 bis 0,98, Phosphorsäure 1,5 bis 1,8%, 54% organische und 5% andere lösliche Bestandteile bei 45% Wassergehalt des getrockneten Schlammes. Schlammerzeugung und -absatz jährlich 1700 bis 2100 m³.

1217. Die Kläranlage des Ruhrverbandes in Essen Rellinghausen. Von Ing. F. Fries, Essen. Bauingenieur 1926, Heft 49, S. 945—949 m. 11 Abb. Es wird im Rahmen der Beschreibung der Gesamtanlage die Gasgewinnung aus Faulschlamm, die Nachbehandlung des Schlammes, im besonderen das dort zur Anwendung gekommene Schlammbelebungsverfahren und die Behandlung des Überschußschlammes in den Emscherbrunnen beschrieben.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

1218. Die technischen Grundlagen des Projektes der Rheinisch-Westfälischen Schnellbahn. Von Regbmstr. a. D. Müller, Essen. Verkehrstechnik 1926, Nr. 47, S. 808—814 m. 8 Abb. Die verkehrstechnischen Grundlagen, der Betriebsplan sowie die betriebs- und bautechnischen Grundlagen der Rheinisch-Westfälischen Schnellbahn werden behandelt.

Siedlungswesen. Sparsame Bauweisen.

— — — —

Bauunfälle.

— — — —

Arbeiterfragen, Rechtsfragen, Wirtschaftliches.

— — — —

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Sonstiges.

1219. Die Rolle des bewehrten Betons in der Architektur. Von de Stapelmohr und Pompe, Technique d. Travaux 1926, Nr. 5. Auszugsweise Zentralbl. d. B. 1926, Nr. 48, S. 543—544 m. 5 Abb. An Hand von Beispielen werden die Eigentümlichkeiten, die das technische Gepräge einer Architektur in ihrer Beziehung zum verwendeten Baustoff ausmachen, behandelt.

HOCHTIEF
Aktien-Gesellschaft
für Hoch- und Tiefbauten
vormals Gebrüder Helfmann
Essen-Ruhr
Viktoriahaus, Pferdemarkt 2-4
Fernsprecher: Nr. 9970-9973
Frankfurt am Main, München, Berlin, Köln
Hannover, Karlsruhe, Höchst a. M., Hamburg
HOCHTIEF
VORM. GEBR. HELFMANN
Sämtliche Ausführungen im
Hoch-, Tief- und Eisenbetonbau

Betonmischer
Gießtürme
Gießmaste
Backstein-
spucker

ANDREAS GROSS · SCHWÄB. GMÜND 15
Fabrik für Baumaschinen und Baugeräte

7. Jahrgang 24. Dezember 1926 Heft 52

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen, des Beton- u. Tiefbau-Wirtschaftsverbandes und des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes für Deutschland
mit Beiblatt: DIE BAUNORMUNG Mitteilungen des NDI
Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. e. h. M. Foerster-Dresden, Professor Dr.-Ing. W. Gehler-Dresden, Professor Dr.-Ing. E. Probst-Karlsruhe, Dr.-Ing. W. Petry-Oberkassel, Dipl.-Ing. W. Rein-Berlin
VERLAG VON JULIUS SPRINGER IN BERLIN W 9, LINKSTRASSE 23/24

THE LIBRARY OF THE
FEB 9 1927
UNIVERSITY OF ILLINOIS

Bezugsbedingungen, Anzeigenpreise und Inhalt auf Seite 3.

Heft 1 des neuen Jahrganges erscheint am Sonnabend, den 1. Januar 1927.

Luxfer-Prismen
Nutzbarmachung u. bessere Erhellung dunkler Räume

Luxfer Keller Beleuchtung
mittels begehbarer und befahrbarer eiserner Oberlichte

Glaseisenbeton
n. System Keppler
Oberlichte, Fenster, Wände ec. ganz aus Glas absolut feuersicher

1899 **25 Jahre** 1924

Luxfer-Glasbau

Deutsche Luxfer Prismen Gesellschaft • m.b.H.
Berlin-Weissensee * Lehder Str. 43

Luxfer-Elektroglas
feuersichere Verglasungen - Brandmauerfenster

Plast. Luxfer Kristalldecken
für Lichthöfe und Kuppeln in Monumentalbauten

Schiffs-Prismengläser
Referenzen v. Behörd. u. ersten Architekten

1821 - 1921

G. E. DELLSCHAU

WERKSTÄTTEN FÜR EISENHOCH- UND BRÜCKENBAU

ZENTRALE:
BERLIN C 25, PRENZLAUER STR. 26

FABRIK:
BERLIN-TEMPELHOF, INDUSTRIESTR.

GESCHÄFTSHAUSBAUTEN
EISERNE BRÜCKEN
WERKSTATTBAUTEN
EISERNE HALLEN
EISERNE GERÜSTE
BLECHARBEITEN
WELLBLECHSCHUPPEN

GROSSES LAGER IN I-, [-STABEISEN, BLECHEN
ENTWÜRFE UND ANSCHLÄGE • KURZE LIEFERTERMINE

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das Gesamtgebiet des Bauwesens, über Baustoff und Konstruktionen, über wirtschaftliche Fragen und verfolgt auch die für den Bauingenieur wichtigen Normungsfragen. Originalbeiträge nehmen an:

Professor Dr.-Ing. Max Förster, Dresden } Technische Hochschule, Bauingenieur-
Professor Dr.-Ing. W. Gehler, Dresden } Gebäude, George Bähr-Straße 1
Professor Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B., Technische Hochschule;
Reg.-Baumstr. Dr.-Ing. W. Petry, Direktor des Deutschen Beton-Vereins Obercassel (Siegkreis)
Dipl.-Ing. W. Rein, Leiter der techn. Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes Berlin W 9, Linkstraße 16;

Alle sonstigen, für die Schriftleitung bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Dresden, Technische Hochschule, Bauingenieur-Gebäude
George Bähr-Straße 1.

erscheint wöchentlich und kann im **In- und Auslande** durch jede Sortimentsbuchhandlung, jede Postanstalt oder den unterzeichneten Verlag bezogen werden. Preis vierteljährlich für das In- und Ausland 7.50 RM. Hierzu tritt bei direkter Zustellung durch den Verlag das Porto bzw. beim Bezuge durch die Post die postalische Bestellgebühr. Einzelheft 0,80 RM zuzüglich Porto.

Mitglieder des Deutschen Eisenbau-Verbandes, des Deutschen Beton-Vereins, sowie der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen haben bei direkter Bestellung beim Verlag Anspruch auf einen Vorzugspreis.

Preis der Inland-Anzeigen: Ganzseiten; 180 RM.
Kleine Anzeigen 0,18 RM für die einspaltige Millimeter-Zeile.
Bei $\frac{13 \quad 26 \quad 52}{10 \quad 20 \quad 30\,\%}$ maliger Wiederholung innerhalb Jahresfrist Nachlaß. Für Vorzugsseiten besondere Vereinbarung.

Die Zahlung hat innerhalb 14 Tagen nach Rechnungs**datum** (für Gelegenheitsanzeigen und Stellengesuche sofort bei Bestellung) **nur** auf Postscheckkonto 118935 Berlin **Julius Springer** abzug- und spesenfrei zu erfolgen. Bei Zahlungsverzug werden die üblichen Bankzinsen berechnet.

Klischee-Rücksendungen erfolgen zu Lasten des Inserenten.

VERLAGSBUCHHANDLUNG JULIUS SPRINGER, BERLIN W 9, LINK-STRASSE 23/24.
Fernsprecher: Amt Kurfürst 6050—53. Drahtanschrift: Springerbuch Berlin.
Reichsbank-Giro-Konto. Deutsche Bank, Berlin, Depositen-Kasse C. Postscheckkonten: für Bezug von Zeitschriften und einzelnen Heften: Berlin Nr. 20120 Julius Springer, Bezugsabteilung für Zeitschriften; für Anzeigen, Beilagen und Bücherbezug: Berlin Nr. 118935 Julius Springer.

INHALT

* bedeutet Abbildungen im Text

	Seite
Die Sickerungserscheinungen an der Brüxer Talsperre und ihre Aufdeckung mit Hilfe der Wünschelrute. Von Dr.-Ing. Marquardt, Stadtbaurat, München	995*
Zur Berechnung der Schubbewehrung. Von E. Probst, Karlsruhe i. B.	1004*
Die Berechnung der Schubsicherung. Von Dr.-Ing. Max Mayer, beratendem Ingenieur und Lehrer an der Staatlichen Bau-Hochschule in Weimar	1006*
Zur Frage der Schubsicherung von Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. E. Rausch, Berlin	1007*
Müller-Breslaus Knickversuche mit Rahmenstäben. Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg. (Fortsetzung von Seite 981.)	1009*
Brückeneinsturz Liebenwalde	1016
Wirtschaftliche Mitteilungen . . . . . Das Arbeitsgerichtsgesetz. — Gesetze, Verordnungen, Erlasse. — Rechtsprechung.	1016
Patentbericht	1017
Bücherbesprechungen	1018
Mitteilungen der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen . . . . . Nachträge und Berichtigungen zum Mitgliederverzeichnis des Jahrbuches der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Jahrbuch der D. G. f. B. — Werbt Mitglieder.	1018

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Die Staumauern

Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke.

Von **Dr.-Ing. N. Kelen**

302 Seiten mit 307 Textabbildungen und Bemessungstafeln. 1926.

Gebunden RM 39,—.

Ein grundlegendes Buch über die Theorie und Berechnung sämtlicher Staumauertypen. Zahlreiche Bemessungstafeln ermöglichen die unmittelbare Auffindung aller wirtschaftlich günstigsten Bemessungen. Ausgeführte Ambursen-, Gewölbe- und Gewölbereihendämme nebst Projektzeichnungen und Lichtbildern werden beschrieben.

Verlag von Julius Springer in Wien I

Geschiebebewegung in Flüssen und an Stauwerken

Von **Dr. Techn. Armin Schoklitsch**

o. ö. Professor des Wasserbaues an der Deutschen Technischen Hochschule in Brünn

124 Abbildungen im Text. 112 Seiten. 1926.

RM 8,70; gebunden RM 10,20

Die vorliegende Untersuchung bringt Versuche und Beobachtungen über die Geschiebebewegung in Flüssen. Sie zeigt, welchen Änderungen und Hemmungen die Geschiebebewegung durch den Einbau und den Betrieb von Stauwerken unterliegt und in welchem Maße sie wieder auf das Verhalten des Wehrs zurückwirkt.

Inhaltsverzeichnis: Einleitung. — Charakterisierung des Geschiebes. — Die Abnutzung und Aufbereitung der Geschiebe. — Die Geschiebe- und die Sinkstoffbewegung in Flußläufen. — Die Änderung der Sohlenlage im Staubereiche und in der Entnahmestrecke. — Auswahl der Entnahmestelle mit Rücksicht auf Geschiebebewegung. — Bemessung des Einlaufquerschnittes mit Rücksicht auf Geschiebebewegung. — Einfluß der Tauchwand und der Vorpritsche auf die Verlandung des Einlaufbeckens. — Die Grundrißform des Einlaufbeckens. — Die Geschiebebewegung über ein Stauwerk und die Sohlenausbildung unter demselben. — Die Spülung des Wehrbereiches und des Werkgrabens. — Vergleich von Messungen am Stauwerk Peggau an der Mur mit den Ergebnissen von Versuchen an einem Modell des Peggauer Wehres.

KENNEN SIE BASALTIN!

Es ist der beste dauerhafteste Belag für hochbeanspruchte Fabrik-Fußböden, für Bürgersteige, Bahnhöfe, Hallen usw.

Als Bordstein verarbeitet, ersetzt es jedes mittelharte Naturgestein. Es hat die gleiche Härte und Wetterbeständigkeit und ist ihm im Widerstand gegen Abnutzung überlegen.

Verlangen Sie Druckschriften und Angebot von den alleinigen Herstellern:

BASALT-ACTIEN-GESELLSCHAFT · LINZ a. Rh.
CASSELER-BASALT-INDUSTRIE A.-G., CASSEL

KRUPP

Fried. Krupp Aktiengesellschaft

Friedrich-Alfred-Hütte

Rheinhausen (Niederrhein)

Eisenbauwerke

aller Art nach eigenen und fremden Entwürfen

für den

Bergbau · Brückenbau · Hochbau

Tiefbau · Schiffbau · Wasserbau

Baustoffe aus eigenen Stahl- und Walzwerken.

BLEICHERT

TRANSPORTANLAGEN

BLEICHERT

Helling-Kabelkrananlage der Deutschen Werft-Aktiengesellschaft in Hamburg.

Bleichert hat sämtliche in Europa bestehenden **Helling-Kabelkrananlagen** gebaut. Dies ist die größte mit 24 Kabelkranen nebeneinander von je 4 t Tragkraft und 280 m Spannweite. Auf der Helling können 8 Kiele gleichzeitig gestreckt werden.

ADOLF BLEICHERT & CO. LEIPZIG

DRAHTSEILBAHNEN · KABELKRANE · NAHFÖRDERMITTEL

FAHRBARE PRESSLUFT-ANLAGEN

KOMPRESSOREN TYPE MK D.R.P.
PRESSLUFT-AUFBRUCH-HÄMMER
für Straßen- und Betonbau, Eisenbau, Steinbrüche u.s.w.

Aus „Allgemeine Zeitung Chemnitz" v. 17.6.26

...tung zugesprochen

Die Königstraße.

Die letzten Instandsetzungsarbeiten unserer Königstraße sind beendet. Reibungslos vollzieht sich auf ihr wieder der Verkehr. Stauungen, Menschenansammlungen und sonstige Verkehrshindernisse sind wieder beseitigt. Der angesehenen, alten Tiefbaufirma Aurich, die die Königstraße bereits vor ca 15 Jahren instandgesetzt hatte, ist es gelungen, die für die jetzige Instandsetzung vorgeschriebene Zeit um ca. 3 Wochen abzukürzen. Dies war nur möglich, indem die modernsten und vorzüglichsten Hilfsmittel verwendet wurden, insbesondere die Aufbruchhämmer und die fahrbare Kompressoranlage der Frankfurter Maschinenbau Akt.-Ges. vorm. Pokorny u. Wittekind. Das Geknatter der Hämmer lockte unzählige Neugierige an; Tag und Nacht wurde geschafft. Jetzt gleitet man wieder vom Schillerplatz und vom Bahnhof ins Innere der Stadt, ohne über Kletterweichen geschaukelt zu werden, und ohne vorher minutenlang warten zu müssen, bis die entgegen kommenden Straßenbahnwagen vorbei waren. Ein Glück, daß die Instandsetzung beendet war, bevor die augenblickliche Regenzeit einsetzte.

Schlangenfütterung im Zoo!

Am Donnerstag, dem 17. Juni, abends ... bei im Aquarium des Zoologischen ...

FMA

FRANKFURTER MASCHINENBAU-A.G.
VORM. POKORNY & WITTEKIND - FRANKFURT A.M.

GESELLSCHAFT HARKORT DUISBURG A.RH.

ÄLTESTE BRÜCKENBAUANSTALT DEUTSCHLANDS · GEGR. 1846

EISEN-BRÜCKENBAU
EISEN-HOCHBAU
EISEN-WASSERBAU

ZECHENBAU
BEWEGL. BRÜCKEN
WAGGONBAU

Materialprüfungsmaschinen

für alle Baustoffe, insbesondere
Zement und Beton
wie an zahlreiche staatl. Materialprüfungsämter geliefert

Chemisches
Laboratorium für Tonindustrie
Prof. Dr. H. Seger & E. Cramer G. m. b. H.
Abteilung Prüfmaschinenbau, Berlin NW 21

Verlag von Julius Springer in Wien I

Soeben erschien:

Holz im Hochbau

Ein neuzeitliches Hilfsbuch für den Entwurf, die Berechnung und Ausführung zimmermanns- und ingenieurmäßiger Holzwerke im Hochbau

Von

Ing. Hugo Bronneck
behördl. autor. Zivilingenieur für das Bauwesen.

Mit 415 Abbildungen, zahlreichen Tafeln und Zahlenbeispielen.
XVI, 388 Seiten.
In Ganzleinen gebunden 22.20 Reichsmark.

Aus dem Vorwort:

Das Studium des Buches soll allen Fachgenossen, denen das Gebiet des neuzeitlichen Holzbaues noch wenig vertraut oder fremd ist, die Möglichkeit bieten, sich gründliche Kenntnisse im Entwurf, in der Berechnung und Ausführung aneignen zu können. Der mit dem neuzeitlichen Holzbau bereits vertraute Ingenieur, dem es nicht selten an praktischer Erfahrung in der Ausführung rein zimmermannsmäßiger Arbeiten mangelt, der Architekt, der Zimmermeister und Baumeister, die in den Arbeiten des Ingenieurholzbaues heute noch vielfach unerfahren sind, sollen mit diesem Buche einen verläßlichen Führer in die Hand bekommen, der ihnen in allen Fragen des Entwurfes, wie der Ausführung und Bauüberwachung zur Seite steht.

Alle für die Berechnung erforderlichen Belastungs- und Festigkeitsangaben, ebenso die in den einzelnen Staaten geltenden amtlichen Bestimmungen, die erforderlichen Berechnungsformeln, Materialgewichte usw. wurden sorgfältig zusammengestellt, um dem Benützer des Buches auch in dieser Hinsicht seine Arbeit möglichst zu erleichtern.

Eine Reihe von Ratschlägen für den wirtschaftlichen Entwurf, für den Bauholzeinkauf, für die Verhütung von Bauunfällen, für die fallweise zweckmäßigste Wahl unter den verschiedenen Bauweisen, für die wärmetechnisch richtige Verwendung der verschiedenen Arten von Holzwänden und viele andere praktische Winke sollen dieses Buch zu einem wirklich nutzbringenden Ratgeber in allen, den Holzbau betreffenden Fragen machen.

Inhaltsübersicht:

I. Teil: Grundlagen der Berechnung und Ausführung hölzerner Tragwerke: 1. Abschnitt: Grundlagen der Standberechnung von Tragwerken mit besonderer Rücksicht auf den Holzbau. — 2. Abschnitt: Das Bauholz. — 3. Abschnitt: Die Holzverbindungen. — 4. Abschnitt: Die hölzernen Tragwerke. — **II. Teil: Hölzerne Bauwerkteile:** 5. Abschnitt: Holzdecken. — 6. Abschnitt: Die Wände. — 7. Abschnitt: Die Dächer. — 8. Abschnitt: Die hölzernen Treppen. — **III. Teil: Selbständige Bauwerke aus Holz:** 9. Abschnitt: Hallenbauten. — 10. Abschnitt: Der Holzhausbau. Seine wirtschaftliche Bedeutung im Lichte der neuesten wärmetechnischen Versuchsergebnisse. — 11. Abschnitt: Holzbauten für die Holzindustrie und Landwirtschaft. — 12. Abschnitt: Umbau und Wiederherstellungsarbeiten. — 13. Abschnitt: Hölzerne Maste. — Anhang. Hilfstafeln.

Dipl.-Ing.

seit Jahren in ungekündigter Stellung, **sucht** leitenden Posten zum 1. April im **Eisenbeton-, Hoch- und Tiefbau.** Erfahrung in Entwurf, Kalkulation, Berechnung und Bauleitung. Gefl. Angebote unter **Bau 3299** d. die Exped. dieser Zeitschrift.

Gesucht wird zur sofortigen Verwendung im Vertragsverhältnis ein

tüchtiger Diplom-Ingenieur

mit entsprechender Praxis für Entwurfsbearbeitung von eisernen und massiven Talbrücken. Bewerbungen mit Paßbild und den Urschriften des Diplomzeugnisses sowie der Beschäftigungszeugn. alsbald an die **Reichsbahndirektion Ludwigshafen Rhein**) richten. Persönl. Vorstellung zunächst verbeten. [3300]

Gesucht für ein Konstruktionsbüro der Technischen Hochschule Charlottenburg ein

Statiker

der den Brücken- bezw. Hochbau vollständig beherrscht und sich leicht in ein neues Arbeitsgebiet (Plattenstatik) einfühlen kann, zu sofortigem Antritt. Gefl. Angeb. mit Gehaltsansprüchen unter **Bau 3297** durch die Exped. dieser Zeitschrift erbeten.

Regierungsbaumeister
oder
Diplomingenieur

im Angestelltenverhältnis sofort für Entwurfsbearbeitung (Befeuerung u. Nebelsignalanlagen) und Bauleitung gesucht. Beschäftigungsdauer etwa 2 Jahre. Gute Kenntnisse in Statik erforderlich.]3298]

Pillau, den 13. Dezember 1926.
Hafenbauamt.

Zur Beachtung!

Es wird gebeten, die den Bewerbungen beigefügten Zeugnisse, Photographien, Zeichnungen usw. den Einsendern stets tunlichst bald unter Nennung der Ziffer kostenfrei zurück zu senden.

Verlag und Exped. der Zeitschrift
„Der Bauingenieur"
Berlin W 9, Linkstr. 23/24.

Eisenhoch- und Brückenbau

Größeres Werk Mitteldeutschlands **sucht** erfahrenen Ingenieur als

Bürochef

Bedingung: Gewandter Statiker u. Konstrukteur, der befähigt ist, größerem Büro vorzustehen. Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschr., Gehaltsanspr. und Eintrittsfrist unter **Bau 3301** durch die Expedition dieser Zeitschrift erbeten.

Zu kaufen gesucht:

Agerli, Landstraßen, 1920.
Analysengang für Portlandzement, 1913.
Bansen, Tiefbohrwesen.
Barth, Zahnradbearbeitung, 1911.
Bauordnung für Essen.
— und Städtebaugesetz für Sachsen.
Beiträge z. Gesch. d. Technik, Bd. 4, 6—9.
Böss, Wasserspiegellage, 1919.
Bussien, Automobiltechn. Handbuch, 1925.
Defert, Rechtw. Coordinaten, 1874.
Forschungsarbeiten a. d. Geb. d. Eisenbetons, 1909, H. 11.
Föttinger, Technik und Weltanschauung, Diss. 1916.
Gerecke, Knotenpunktausbldgn. b. Holzkonstruktionen.
Haeder, Hilfstabellen f. techn. Berechngn.
Hdbch. f. Eisenbetonbau, 2. Ergzbd., 1917.
Hensinger v. Waldegg, Kalkbrennerei, 1903.
Heslenfeld, Aschentransportanlagen, 1919.
Janssen, Bauingenieur, 1913.
Kersten, Eisenbetonbau III.
Klut, Unters. d. Wassers an Ort u. Stelle, 1922.
Kölsch, Gleichgang u. Massenkräfte bei Fahr- u. Flugzeugmaschinen, 1911.
Link, Querschnitte, 1910.
Messerschmitt, Technik in der Eisengießerei, 1909.
Ostenfeld, Techn. Statik, 1904.
Otzen-Grages, Zahlenbeispiele, 1908.
Preuss, Scheunen, 1907.
Strzygowski, Baukunst der Armenier, 1913.
Bauingenieur, 1920—1926, auch einz. Bde. u. H.
Dtsch. Bauzeitung 1918, e. H.
Wasserkraft, 1921, 1922 e. H.
Wasser und Abwasser, Bd. 9—17 (1915—19_2) kpl., Bd. 8 (1914) e. H.
Ztrbl. d. Bauverwaltung 1923 u. 1924 e. H.
Ztschrft. f. Bauwesen 1923, 1924, e. H.
Ztschrft. f. d. ges. Turbinenwesen 1907—1919, e. H.

Angebote unter **Bau 3294** d. d. Exped. dieser Zeitschrift erbeten.

Neuerscheinungen der Woche

Deutsche Bücher

Behörden-Adreßbuch des Deutschen Reichs und seiner Länder und Städte, mit vollst. Ortsklassenverzeichnis. 2. erw. Ausg. Berlin. XV, 670 S., gr. 8°. Geb. RM 24,—

Bestimmungen über Einrichtung und Betrieb der Aufzüge.
Von H. Jaeger. 3. Aufl., neu bearb. von O. Ulrichs u. F. Wolter. Berlin. Mit einem Anhang: Technische Grundsätze f. d. Bau von Aufzügen. Aufgestellt vom deutschen Aufzugsausschuß, 8°. Geb. RM 6,—

Hochwertiger Zement.
Von Robert Otzen. Berlin. 91 S. mit 21 Abb., gr. 8°. RM 2,40

Kalender für Heizungs-, Lüftungs- und Bautechniker.
Von Obering. H. J. Klinger†. Jg. 32. 1927. Hrsg. u. neubearb. von Obering. J. Ritter. Hannover. XVI, 423 S., Kalendarium, Schreibpapier, kl. 8°. Geb. RM 3,60

Das Kalkbrennen mit Gas, Kohlenstaub und Öl.
Eine eingehende Erläuterg. u. krit. Betrachtg. d. neuesten Kalkbrennweisen. Für die Praxis bearb. von Otto Schäfer. VIII, 132 S. mit 4 Taf., 8°. Geb. RM 4,—

Der Luftschiffbau Schütte-Lanz 1909—1925.
Hrsg. von Dr.-Ing. e. h. Johann Schütte, Geh. Reg.-R. u. Prof. München. VIII, 152 S. mit Abb. u. mehr. Taf., 4°. Geh. RM 15,—; geb. RM 18,—

Der Prospekt als geschäftliches Werbemittel.
Von Hans Wundrich. Wien. 234 S. mit über 40 Ill. u. Beil. und 5 Sonderaufsätzen, gr. 8°. Geh. RM 8,— Halbl. RM 10,— Ganzl. RM 14,—

Statik, Die graphische — der Baukonstruktionen.
Von Prof. Heinrich Müller-Breslau. Leipzig.
Bd. I: 6. Aufl., etwa 640 S. mit 611 Abb. und 6 Taf., gr. 8°. Geh. RM 20,—; geb. RM 23,—
Früher erschien:
Bd. II: 1. Abt. Geh. RM 20,—; geb. RM 23,—
2. Abt. Geh. RM 22,—; geb. RM 25,—

Die Verwendung von Steinzeug- und Zementrohren bei Kanalisationsanlagen.
Von Josef Brix. Berlin. 89 S. mit 4 Abb., gr. 8°. RM 2,40

Volkswirtschaftliches Wörterbuch.
Von Dr. Hereward T. Price. Berlin. Erster Teil. Englisch-Deutsch. VIII, 220 S., 16°. Geb. RM 9,60

Zement-Kalender.
Hrsg. von Ing. Riepert. Berlin. 1927. 396 S. mit Fig., Schreibpapier, 16°. Geb. RM 2,80

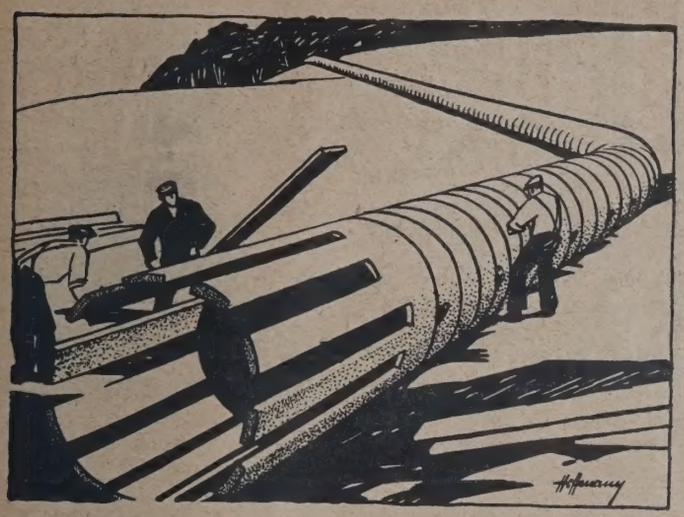
Fremdsprachige Bücher

Cement, concrete and bricks.
By A. B. Searle. 2nd ed., 452 p., il., 8°. sh 10, 6 d.

Mechanics applied to engineering.
By John Goodman. London. 9th ed., 863., 741 illus. and examples, Cr. 8vo. sh 14, 6 d.

Zu beziehen durch

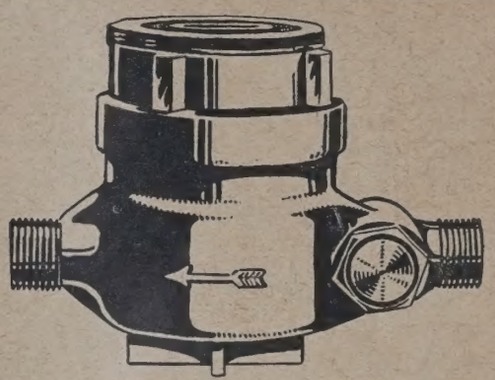
JULIUS SPRINGER SORTIMENTS-ABTEILUNG
Berlin W9, Linkstr. 23-25



Holzrohrbau

KARL KÜBLER A-G
Hoch- und Tiefbau, Eisenbetonbau,
Wasserbau, Holzbau.
STUTTGART

Moderne Neubauten
erhalten Heißwasser für Küche, Bad usw.
Den Verbrauch des **Heißwassers** kontrolliert
aufs Genaueste unser
Flügelrad-Heißwassermesser
D. R. P. »**OPTIMA**« D. R. P.



Neueste Spezialkonstruktion / Einfachste Handhabung
Bewährte Ausführung
BOPP & REUTHER G.M.B.H.
MANNHEIM-WALDHOF

Schmiedeeiserne Fenster
für
Industrie-
Eisenbahn-
Siedlungs-u.
landwirtschaftl.
Bauten u.s.w.
mit einfacher und
doppelter Verglasung
Hermann Bulnheim, Bautzen 24
Spezialfabrik für schmiedeeiserne Fenster
Gegr. 1852 Fernspr. 72

GUMMOLIN
dieses Produkt eines langen, wissenschaftlichen Studiums, bildet durch seine ungemein elastische Decke (Gummi-Leinöl) ohne vorheriges Mennigen, die idealste Rostschutzfarbe in allen Tönen. Es schließt das Eisen nach Außen vollkommen hermetisch ab, sodaß eine Rostbildung auf Jahre hinaus ganz unmöglich gemacht ist.
Der idealste Schutzanstrich der Zukunft!
GUMMOLIN-FABRIK / BONN A. RHEIN
Telef. 2504 **Fabrik für Patent-Rostschutz-Lacke und Farben** Telef. 2504

Wärme- und Kälteschutz
DACH-UND
DECKEN-ISOLIERUNG
VON
Industriebauten
zwecks Wärmeersparnis
und Vermeidung von
Niederschlagsbildung
MITTELS
Expansit-
Korksteinplatten
D. R. P.
AUSFÜHRUNG DURCH
GESCHULTE MONTEURE
KOSTENLOSE FACHMÄNNISCHE
BERATUNG AUF GRUND
JAHRZEHNTELANGER
ERFAHRUNGEN
·N·
GRÜNZWEIG & HARTMANN G.M.B.H.
LUDWIGSHAFEN A. RH.
NIEDERLASSUNGEN: BERLIN • CASSEL • DÜSSELDORF • FRANKFURT a/M.
HAMBURG • LEIPZIG • MÜNCHEN • STUTTGART

Kittlose Glasdächer
Dachentlüfter
Tore, gepreßt und glatt
Feuerschutztüren
Schmiedeeiserne Fenster
für die Industrie und in Sonderausführungen für Schulen u. Wohnbauten

Erstklassige Konstruktionen
Günstige Preise

Nordische Eisen- u. Draht-Industrie „Nord-Draht" Rostock 33
Zweigbüro Berlin-Mariendorf, Tel.: Südring 4240.

Nicht nur **Beton u. Mörtel** sondern auch
Teermakadam
und dergleichen mischt unser neuer
Gegenstrom-Schnellmischer
„Patent Eirich"
ohne Unterschied in der Größe der Körnung, doppelt so schnell wie alle anderen Mischmaschinensysteme. Die Qualität der geleist. Mischarbeit ist unübertroffen. Ernstlich. Reflek ant. wird dies. Mischer 8 Tg. z. Probe überlass.

Gustav Eirich
G. m. b. H.
Maschinenfabr.
Hardheim (Bad.)

Lieferbar in stationärer u. fahrb. Ausführ. für 50, 150, 250 u. 500 Liter Füllung.

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9

Soeben erschien:

Führer durch die schweizerische Wasserwirtschaft

Zwei Bände — II. Deutsche Ausgabe 1926

Herausgegeben vom

Schweizerischen Wasserwirtschaftsverband

I. Band:
Allgemeines und Technik
600 Seiten mit vielen Abbildungen und 1 Plan

II. Band:
Wirtschaftliches, Rechtliches und Organisation
427 Seiten mit 1 Plan

Beide Bände zusammen Gebunden RM 32.—

Soeben erschien:

Die maschinellen und elektrischen Einrichtungen des ersten Ausbaus der Wasserkraftanlagen der Mittlere Isar A.-G.

30 Seiten mit 39 Abbildungen. — RM 2,—

(Veröffentlichungen der Mittlere Isar A.-G., München. Heft 2)

(Erweiterter Sonderabdruck der Arbeit „Die Großwasserkraftanlage der Mittlere Isar A.-G." von Dr.-Ing. Hermann Schunck, München, aus der Elektrotechnischen Zeitschrift. 47. Jahrgang, 1926. Heft 18, 22, 26 u. 27)

Aus den Neuerscheinungen

des Verlages Julius Springer
Berlin W 9 Linkstr. 23/24

Die rationelle Bewirtschaftung des Betons

Erfahrungen mit Gußbeton beim Bau der Nordkaje des Hafens II in Bremen

Von

Dr.-Ing. Arnold Agatz

Baurat in Bremen

128 Seiten mit 60 Abbildungen. — 1926. — RM 7,50

(Erweiterter Sonderdruck aus „Der Bauingenieur", 7. Jahrgang, 1926. Heft 34, 36 und 37)

Durchlaufende Eisenbetonkonstruktionen in elastischer Verbindung mit den Zwischenstützen

(Plattenbalkendecken und Pilzdecken)

Einflußlinientafeln und Zahlentafeln für die maximalen Biegungsmomente und Auflagerdrücke infolge ständiger und veränderlicher Belastung unter Berücksichtigung der Stützeneinspannung (Winklersche Zahlen) nebst Anwendungsbeispielen

Von

Baurat **Dr.-Ing. F. Kann**

Wismar

78 Seiten mit 47 Textabbildungen — 1926 — RM 7,20

Der durchlaufende Träger über ungleichen Öffnungen

Theorie, gebrauchsfertige Formeln, Zahlenbeispiele

Von

Dr.-Ing. Emil Kammer

ord. Professor für Ingenieurwissenschaften an der Technischen Hochschule Darmstadt

277 Seiten mit 303 Abbildungen im Text und auf 4 Tafeln — 1926 — RM 25,50; gebunden RM 27,—

Das Buch ist vor allem für die Praxis des Eisen- und Maschinenbaues bestimmt. Gebrauchsfertige Formeln, die im Gegensatz zu fertigen Zahlenwerten sich durch größere Vielseitigkeit und Leistungsfähigkeit auszeichnen, ermöglichen dem Statiker, seine Berechnungen auf dem schnellsten Wege anzustellen. Die Theorie wird nur soweit berücksichtigt, als sie zur verständnisvollen Benutzung der Tafeln notwendig ist.

Die Auskleidung von Druckstollen und Druckschächten

Von

Dr.-Ing. Otto Walch

Oberingenieur der Siemens-Bauunion

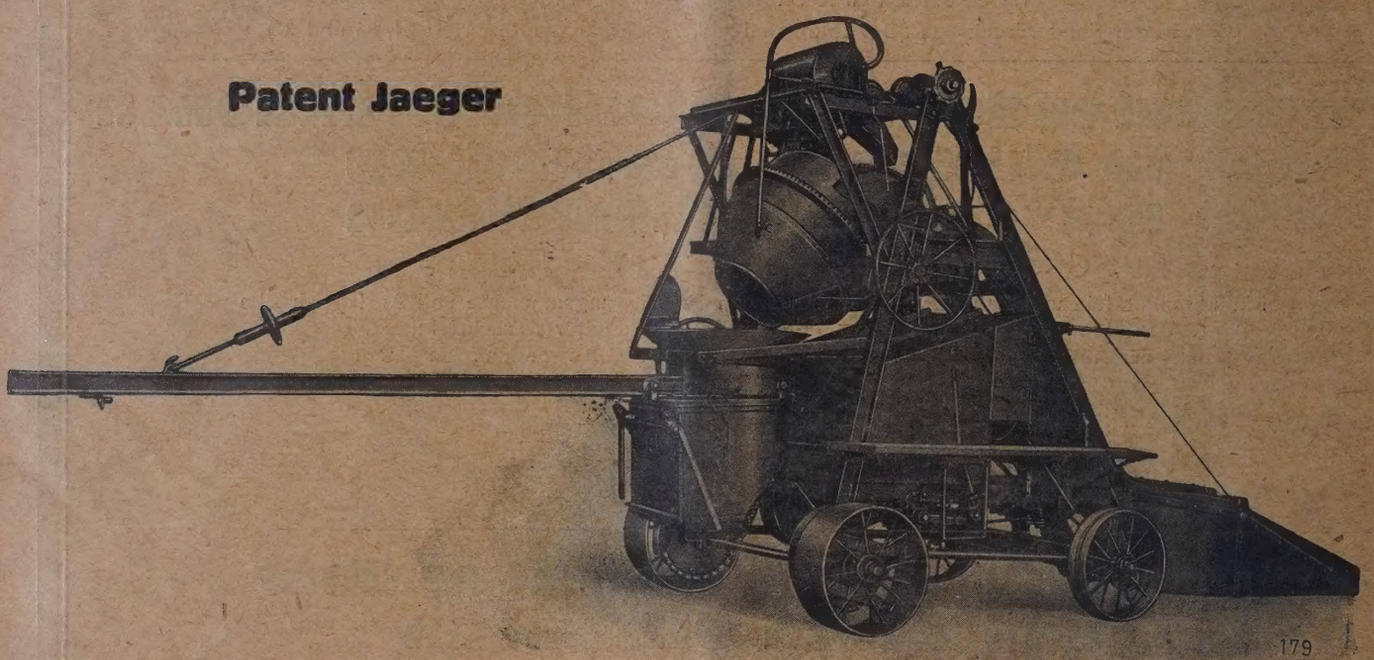
194 Seiten mit 93 Textabbildungen und einer Zusammenstellung ausgeführter Druckstollen auf 5 Tafeln. 1926
RM 19,50; gebunden RM 21,—

Aus dem Inhalt:

Die in einem Druckstollen oder Druckschacht auftretenden Kräfte und ihre Wirkungen unter Berücksichtigung der Gebirgsbeschaffenheit und der Ausführung der Ausbruchs- und Auskleidungsarbeiten. — Bestimmung der Größe der auftretenden Kräfte und Bewegungen sowie von Wasserverlusten. — Ausgeführte Druckstollen und Schächte, ihre Auskleidung und Bewährung. — Neuere Vorschläge für Stollen- und Schachtauskleidungen sowie Versuche und Erfahrungen über ihre Brauchbarkeit. — Über die richtige Wahl einer Auskleidung und deren Kosten

Straßen-Betoniermaschinen

Patent Jaeger



Große Leistungsfähigkeit und Stärke
Einfache Bauart ★ Billige Preise ★ Große Beweglichkeit ★ Fahren mit eigener Kraft zur Arbeitsstelle

Verlangen Sie unser Angebot.

Joseph Vögele A. G.
Mannheim

Gegründet 1836

Verlag von Julius Springer in Berlin W 9. Verantwortlich für den Anzeigenteil: Albert Ulrich, Berlin-Steglitz. Druck von H. S. Hermann & Co. in Berlin SW 19.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
620.5BA C001
DER BAUINGENIEUR; ZEITSCHRIFT FUR DAS GE
7 1926
3 0112 007795740